

ISSN 2448-1459

**ANAIS DO CONGRESSO BRASILEIRO DE
PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES
CBPAT2016**

18 A 20 DE ABRIL DE 2016 - BELÉM DO PARÁ



CASA LEIRIA



CBPAT2016

CONGRESSO BRASILEIRO DE
PATOLOGIA
DAS CONSTRUÇÕES



18 A 20 DE ABRIL DE
BELÉM DO PARÁ

Bernardo Fonseca Tutikian
Fabrício Longhi Bolina
Fernanda Pacheco
Paulo Mezzomo
Paulo Sérgio Lima Souza
Roberto Christ
(Organizadores)

ORGANIZAÇÃO



PATROCÍNIO PRATA



APOIO



KPP|Engenharia





CONGRESSO BRASILEIRO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES CBPAT2016

Publicação: Casa Leiria.

Os textos e as imagens são de responsabilidade de seus autores.

Congresso Brasileiro de Patologia das Construções (2: 2016:
Belém do Pará, PA)

Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das
Construções; organização de Bernardo Fonseca Tutikian
et. al., Associação Brasileira de Patologia das Construções
ALCONPAT BRASIL – São Leopoldo: Casa Leiria, 2016.

1 CD ROM.

Evento realizado em Belém do Pará, de 18 a 20 de abril de
2016. Com apoio da Capes.

ISSN 2448-1459

Bienal

1. Construção civil - Eventos. 2. Estruturas de concreto
– Patologias. 3. Estruturas de concreto – Recuperação -
Qualidade. 4. Edificações – Qualidade. 5. Engenharia de
estruturas. I. Tutikian, Bernardo Fonseca et al. (Org.). II.
Associação Brasileira de Patologia das Construções. III. Título

CDU 624.012

Catlogação na Publicação
Carla Inês Costa dos Santos – CRB 10/973

Todos os direitos reservados.

A reprodução, ainda que parcial, por qualquer meio, das páginas que compõem este livro, para uso não individual, mesmo para fins didáticos, sem autorização escrita do editor, é ilícita e constitui uma contrafação danosa à cultura. Foi feito o depósito legal.



SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	7
ORGANIZAÇÃO	8
ATRAÇÕES TURÍSTICAS	10
PALESTRANTES CONVIDADOS	14
PROGRAMAÇÃO	27
MINICURSOS	29
ARTIGOS	35
NOSSOS PATROCINADORES	2210

CBPAT2016
CONGRESSO BRASILEIRO DE
PATOLOGIA
DAS CONSTRUÇÕES



18 A 20 DE ABRIL DE
BELEM DO PARÁ



APRESENTAÇÃO

Em 2016, a Associação Brasileira de Patologia das Construções (ALCONPAT BRASIL) promove, de 18 a 20 de abril, na cidade de Belém, no Pará, o Congresso Brasileiro de Patologia das Construções 2016.

O evento abrangerá um fórum de debates sobre o controle da qualidade, a patologia e a recuperação de estruturas, com intuito de divulgar as pesquisas científicas e tecnológicas sobre estes importantes temas e áreas correlatas. O congresso busca a integração dos profissionais envolvidos na construção civil, objetivando maior desenvolvimento profissional.

O CBPAT2016 é aberto aos profissionais do setor construtivo, engenheiros, técnicos, pesquisadores, empresários, fornecedores, investidores e estudantes que queiram aprender mais, discutir e se atualizar. Os idiomas oficiais do evento são o português, espanhol e inglês.



ORGANIZAÇÃO

Comissão organizadora nacional

Presidente: Prof. Dr. Bernardo Tutikian (UNISINOS)

Vice-presidente: Prof. Eng. Civil Michel Haddad
(Recuperação Engenharia/UniCEUB)

Secretário executivo: Prof. Dr. Alexandre Lorenzi (UFRGS)

Secretário executivo: Prof. Me. Roberto Christ (UNISINOS)

Secretária executiva: Prof. Dra. Edna Possan (UNILA)

Diretora de eventos: Prof. Me. Camila Simonetti (UFRGS / Ulbra)

Diretor técnico: Prof. PhD. Luiz Carlos da Silva Pinto Filho (UFRGS)

Diretor de Relações Institucionais: Prof. Me. Cesar Henrique Daher (IDD)

Diretor Administrativo: Eng. Civil Rafael Burin Fávero (UFRGS)

Eng. Civil Bruno Fernandes (UNISINOS)

Prof. Me. Fernanda Pacheco (UNISINOS)

Prof. Me. Fabrício Longhi Bolina (UNISINOS)

Acadêmico de Engenharia Civil Paulo Mezzomo (UNISINOS)

Comissão organizadora local

Presidente: Prof. Dr. Paulo Sérgio Lima Souza (UFPA)
Prof. Dr. Isaura Nazaré Lobato Paes (UFPA)
Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço (UFPA)
Prof. Dr. Luciana de Nazaré Pinheiro Cordeiro (UFPA)
Prof. Jose Zacarias Rodrigues da Silva Jr (Concretest)

Comissão científica

Presidente: Prof. Dr. Paulo Sérgio Lima Souza (UFPA)
Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto (UFPA)
Prof. Dr. Alexandre Lorenzi (UFRGS)
Prof. PhD. Ana Carolina Parapinski dos Santos (UNILA)
Prof. Dra. Angela Borges Masuero (UFRGS)
Prof. PhD. Ângela Gaio Graeff (UFRGS)
Prof. Me. Angélica Inés Ayala Piola (Universidad Católica N.S.A.)
Dr. Antonio Carmona Filho (EXATA)
Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto (UFPA)
Prof. Dr. Bernardo Tutikian (UNISINOS)
Prof. Me. Camila Simonetti (UFRGS / Ulbra)
Dr. Carlos Amado Britez (PhD Engenharia)
Prof. Me. Cesar Henrique Daher (IDD)
Prof. Dr. Claudio de Souza Kazmierczak (UNISINOS)
Prof. Dr. Daniel Veras Ribeiro (UFBA)
Prof. Dra. Denise Carpena Coitinho Dal Molin (UFRGS)
Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira (UFPA)
Prof. Dra. Edna Possan (UNILA)
Prof. Dr. Elton Bauer (UnB)
Me. Emilio Minoru Takagi (MC-Bauchemie)
Prof. Me. Fabrício Bolina (UNISINOS)
Prof. Me. Fernanda Pacheco (UNISINOS)
Prof. PhD. Fernanda Pereira Gouveia (UFPA)
Prof. PhD. Fernando Branco (IST)
Prof. Dra. Geilma Lima Vieira (UFES)

ATRAÇÕES TURÍSTICAS



Estação das docas (foto por Celso Abreu)



Mercado Ver-o-Peso (foto por Celso Abreu)



Basílica de Nossa Senhora de Nazaré (foto por Renato da Costa)



Mangal das Garças (foto por Celso Abreu)



Catedral de Belém (foto por Celso Abreu)



Museu de Arte Sacra do Pará (foto por Celso Abreu)



Forte do Presépio (foto por Celso Abreu)



Teatro da Paz (foto por Celso Abreu)

PALESTRANTES CONVIDADOS



Povindar Kumar Mehta

É engenheiro químico formado em Nova Deli (Índia), mestre em engenharia pela North Carolina State University e PhD pela Universidade de Califórnia, Berkeley. Mehta é professor emérito da Universidade de Califórnia, Berkeley e na sua aposentadoria, depois de 30 anos de ensino, foi premiado com a Berkeley Citation pela sua contribuição ao seu campo de ensino e a Universidade. Mehta é membro honorário do American Concrete Institute e do ACI Board Advisory Committee on Sustainable Development. Foi agraciado com premiações e honorarias do ACI, do ACI/CANMET e do Coal Combustion Products Partnership, pelo seu papel destacado na pesquisa e ensino da utilização de cinza volante em concretos estruturais, ao longo de décadas de pesquisa. Mehta é autor de nove patentes na área de tecnologia do concreto e cimento e é autor e coautor de cerca de 250 artigos científicos e quatro livros, incluindo o aclamado livro Concreto: Microestrutura e Propriedades.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Paulo Helene

É professor titular da Universidade de São Paulo, educador, pesquisador e consultor. Engenheiro Civil Mestre e Doutor pela EPUSP. Especialista em “Patología de las Construcciones” pelo Instituto Eduardo Torroja (Madrid, Espanha). Pós Doutorado na Universidade da Califórnia em Berkeley. Consultor do Concreto de Alto Desempenho (HPC) utilizado no Edifício mais alto do Brasil, construído em São Paulo em 1997 com $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$, ocasião na qual foi batido o recorde em altura de concreto bombeado no país. Autor do CD desenvolvido em colaboração com a ABCP, destinado ao Projeto, Execução e Controle de Estruturas de Concreto usando HPC, publicado em 1999. Em 2002 alcançou o Recorde Mundial de Concreto colorido de alta resistência na obra do e-Tower com 125MPa de resistência média. Consultor de diversas empresas e entidades no Brasil, assim como Consultor da FAPESP, CNPq, CAPES, e outras agências de fomento à pesquisa. Autor de mais de 200 trabalhos e artigos técnico-científicos publicados em 98 congressos, eventos nacionais e internacionais e em 25 revistas especializadas. Autor de 9 livros publicados no exterior, 3 livros publicados no Brasil e tradutor de outros 3 livros. Formou 43 mestres e 27 doutores na área, que hoje são líderes de pesquisa em Instituições no Brasil e na Argentina. Por sua atuação destacada, recebeu prêmios de diversas entidades e nações (ACI, ALCONPAT, IBRACON, ICRI, IMCYC, CEF/ANEAC, LEME, SEESP). Proferiu palestras e ministrou cursos no Brasil e em 17 países no exterior. Frequentemente participa de Comitês Científicos em Congressos Internacionais tais como CONSEC2010 & 2007, HPC2008, e outros. Presidiu o Comitê Latino Americano de Estruturas-CLAES, participa da ABNT, ANTAC, IABSE, fib e do ACI onde é membro de Comitê Técnico Internacional. Também é representante brasileiro na rede DURAR e foi membro da Comissão 5 Service Life da FIB (CEB.FIP). Atualmente é Presidente da ALCONPAT Asociación Latino Americana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción. Presidente do IBRACON de 2003 a 2007 e seu Conselheiro Permanente. Diretor da PhD Engenharia (www.concretophd.com.br)

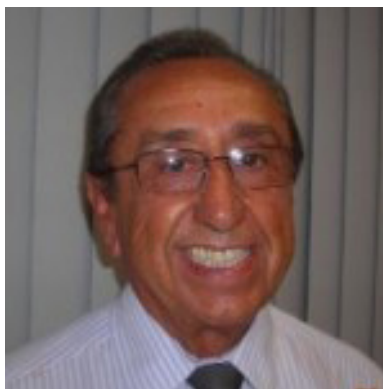
PALESTRANTES CONVIDADOS



Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Engenheiro Civil (UFRGS, 1989); Mestre em Engenharia Civil/Construção (PPGEC/UFRGS, 1994) e PhD em Civil Engineering/Bridge Maintenance (Leeds University/UK, 1998). Professor Associado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), atualmente é Diretor da Escola de Engenharia (2012-2016), Diretor do CEPED/RS e líder dos Grupos de Pesquisa LEME (Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais) e GRID (Gestão de Riscos em Desastres). Foi Coordenador do Comitê de Engenharias da FAPERGS, Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC)(2009-2013), Secretário da Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural (ASAEE), Presidente e Presidente de Honra da Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación (ALCONPAT Internacional). Presidente e Secretário da Associação Brasileira de Patologia das Construções (ALCONPAT Brasil) e Diretor e Membro do Conselho do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). É membro honorário do IBAPE-RS e membro do IABMAS Brasil, do CBDB, da ABECE e do American Concrete Institute (ACI), além de representante da ABNT no Comitê ISO TC71 e consultor ad-hoc de diversas entidades de fomento. Tem experiência nas áreas de materiais e estruturas de engenharia civil, com ênfase nos temas: durabilidade e vida útil de estruturas, patologia das construções, concretos especiais, materiais compósitos, reforço estrutural, análise e modelagem de sistemas estruturais, ensaios não destrutivos, efeitos de altas temperaturas em estruturas, segurança contra incêndio e pânico, perícias e avaliação de sistemas construtivos. Além disso, atua na área de Prevenção de Desastres e Mapeamento de Riscos e Vulnerabilidades.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Antonio Carmona Filho

Engenheiro Civil (1968), Especialista em Engenharia de Materiais (1996), Mestre (1997) e Doutor (1998) em Engenharia de Materiais pela Universidade Mackenzie. Especialista em Patologia das Obras de Concreto e em Controle de Qualidade de Estruturas de Concreto (1985) pelo Instituto Eduardo Torroja (Madrid, Espanha). Professor e coordenador do curso de Engenharia Civil da Universidade Anhembí Morumbi. Foi Professor titular da Fundação Armando Álvares Penteado, da Universidade Mackenzie e da Faculdade de Engenharia de Sorocaba. Fundador da ALCONPAT – Associação Latinoamericana de controle de Qualidade e Patologia da Construção Civil no ano de 1985, em Madrid. Primeiro ganhador do prêmio ALCONPAT, como fundador e pela carreira técnica e científica em 2003 no México. Ministrou diversos cursos de pós-graduação e de extensão universitária, na EPUSP, FAAP e para associações profissionais e empresas nos temas: Estruturas, Fundações, Patologia, Recuperação, Reforço e Proteção. Proferiu inúmeras palestras no Brasil, Espanha, Estados Unidos, países da América Latina e Central. Autor de vários artigos técnicos e monografias. Traduziu e adaptou os livros de “Controle e Garantia da Qualidade na Construção Civil” de Álvaro Garcia Meseguer, “Manual de Obras Deterioradas por Corrosão” de Maria Del Carmem Andrade Perdrix e Concreto, Estruturas e Materiais de Kumar Mehta e Paulo Monteiro. Membro de Comissão 5.3.2. “Maintenance and Rehabilitation Methods, Materials and Systems” do FIB – Federation Internationale du Beton, desde 1999. Diretor da Exata Engenharia e Assessoria S/C Ltda., onde foi responsável técnico de milhares projetos de estruturas de concreto, incluindo edifícios residenciais e comerciais, estruturas industriais, estruturas hidráulicas e barragens, reservatórios de água enterrados e elevados, pontes, viadutos e estruturas de obras de saneamento. Prestou assessoria técnica na construção, reparo e reforço de um número expressivo de estruturas em diversos estados do Brasil e no Exterior.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Enrique Gonzalez Valle

Doutor e Engenheiro de Caminos, Canales y Puertos pela Universidad Politécnica de Madrid, presidente do Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), professor titular de Edificación y Prefabricación da Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos da Universidad Politécnica de Madrid. Conselheiro do INTEMAC-AUDIT. Membro da Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), da fédération internationale du béton (fib), do grupo espanhol da IABSE, da Association Internationale des Ponts et Charpentes (AIPC), da Asociación Española para la Calidad (AEC) e membro de honra da Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP). Foi premiado pela Convención Europea de la Construcción Metálica – Sercometal (1975), pelo projeto da cobertura do Mercado Nacional de Ganado de Torrelavega. Foi premiado pela ALCONPAT Internacional pela destacada trajetória em Patología, Recuperación y Control de Calidad en las Construcciones en Ibero América. Recebeu medalhas de mérito do Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos e da Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). É autor de numerosos artigos técnicos, proferindo palestras em diversas conferencias sobre temas relativos a estruturas e controle de qualidade na construção. Em conjunto com a Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, desenvolveu diferentes trabalhos sobre controle de qualidade, patologia estrutural e investigações experimentais.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Holger Schmidt

Holger Schmidt é PhD em Engenharia Civil pela Hamburg University of Technology (TUHH) de Hamburgo em Alemanha, em 2011, na área de “materiais de construção”, com o tema de conclusão do doutorado: “Comportamento à corrosão de concreto convencional e concreto de ultra-alto desempenho (UHPC)”. Ele é graduado em Engenharia Civil pela Berlin University of Technology (TU Berlin) na área de “engenharia estrutural” e “análise estrutural”, com conclusão de mestrado em 2005 com a tese “Stress ribbon bridges with carbon fibers”. Foi premiado com o Dr. Eng. Ernst Trapp-Preis. Dr. Eng. Holger Schmidt trabalhou de 2003 a 2005 no “Institute of building structures” em Berlin como assistente do Diretor. No período de 2005 a 2011 ele trabalhou no “Institute of Materials, Physics and Chemistry of Buildings” em Hamburg como engenheiro de pesquisa e consultor. Atualmente o Dr. Eng. Holger Schmidt é Gerente de Produto e trabalha desde 2011 na MC-Bauchemie do Brasil.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Bernardo Fonseca Tutikian

Engenheiro Civil formado pela UFRGS em 2002, mestre e doutor em engenharia pela UFRGS, em 2004 e 2007, respectivamente. Tem pós doutorado pela CUJAE em 2013. Possui especialização em materiais de construção, especificamente em dosagem de concretos autoadensáveis (CAA), sendo autor do livro ‘Concreto autoadensável’, publicado pela PINI em 2008 e 2015. Atualmente é coordenador do Instituto Tecnológico de Desempenho para Construção Civil – ITT Performance e é coordenador do projeto de Rede – da Redetec – chamada pública 01/2014 MCTI/MCIDADES/FINEP/REDETEC. Docente permanente do Mestrado Profissional de Arquitetura e Urbanismo e do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil; e professor de tecnologias construtivas, materiais de construção e patologia. Também coordena os cursos de especialização em Construção Civil e Patologia nas Obras Civas na Unisinos. Orienta trabalhos de conclusão de curso e mestrados. Avaliador de periódicos, como Ambiente Construído e Ibracon Revista de Materiais e Estruturas. Membro fundador da Alconpat Brasil, diretor regional do Rio Grande do Sul do Ibracon (Instituto Brasileiro do Concreto) e conselheiro eleito do Ibracon. Atual presidente da Alconpat Brasil e vice-presidente administrativo da Alconpat Internacional. Presta consultoria para empresas de construção civil na área de dosagem de concretos e implantação de tecnologias não convencionais. Publicou mais de 100 trabalhos em periódicos e eventos.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Elton Bauer

Graduação em Engenharia Civil pela PUCRS (1985), mestrado em Engenharia Civil pela UFRGS (1987) e doutorado em Engenharia Civil pela USP (1995). Pós-doutorado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Portugal, no ano de 2013, trabalhando com a técnica de inspeções termográficas no estudo da patologia de edifícios. É termografista nível 1 credenciado e habilitado pelo Infrared Training Center. Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília desde 1987, também é orientador de mestrado e doutorado no Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil na UnB. Na pós-graduação atua nas áreas ligadas a: materiais, processos, durabilidade e patologia das construções. Coordenador do Laboratório de Ensaio de Materiais, o qual dá suporte às atividades docentes dos cursos de arquitetura e engenharia civil, e atua nas pesquisas de pós-graduação, além de desenvolver projetos demandados pelo setor produtivo. Nessa ênfase, as áreas de maior atuação são: durabilidade e patologia das construções, controle de qualidade de materiais e componentes da edificação e novos materiais e processos.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Mauricio Mancio

Possui graduação e mestrado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, doutorado em Engenharia Civil e Ambiental pela Universidade da Califórnia, Berkeley, no grupo SEMM (Structural Engineering, Mechanics and Materials), com sub-áreas em Ciência dos Materiais e Geofísica Aplicada, e pós-doutorado também pela Universidade da Califórnia, Berkeley, tendo sido pesquisador visitante no LBNL (Lawrence Berkeley National Laboratory). Atualmente é professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS). Tem experiência nas áreas de Engenharia Civil, com ênfase no desenvolvimento de novos materiais estruturais mais duráveis e ambientalmente corretos, e Engenharia de Materiais e Metalúrgica, com ênfase em mecanismos de corrosão e filmes de passivação. Foi ainda pesquisador associado na UC Berkeley, nos grupos de pesquisa em Materiais Estruturais (SEMM) e Corrosão (Depto. de Engenharia e Ciência dos Materiais), pesquisador visitante e professor colaborador no Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação – PPGEC/UFRGS.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Edna Possan

Graduada em Engenharia Civil (2003) pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE), Mestre e Doutora em Engenharia Civil (2010) pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Professora adjunta nível 4 na Universidade Federal da Integração Latino Americana (UNILA). Desde 2010 é pesquisadora do Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens/Parque Tecnológico de Itaipu (CEASB/PTI), desenvolvendo em paralelo diversos trabalhos em parceria com o Laboratório de Tecnologia do Concreto de Itaipu (LTCI). É membro fundador da Associação Latino Americana de Patologia da Construção (ALCONPAT Brasil). Sócia do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), da Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción (ALCONPAT Internacional) e do Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB). É membro do comitê técnico da ABNT – CE 18:300.06 – Comissão de Estudo de Durabilidade do Concreto. Atua na área de patologia das construções, materiais de construção e meio ambiente, com ênfase em durabilidade, previsão de vida útil probabilística e determinística, captura de CO₂, aproveitamento de resíduos sólidos e análise do ciclo de vida de edificações.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Carlos Amado Britez

Doutor em Ciências pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). Professor assistente do PECE-USP (Programa de Educação Continuada da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo) na disciplina: Patologia, recuperação e reparo de estruturas de concreto. Atualmente é diretor da PhD Engenharia Ltda., em sociedade com o Prof. Dr. Paulo Helene. Tem experiência na área de Engenharia Civil com ênfase Materiais e Componentes de Construção, atuando principalmente nas áreas de tecnologia dos materiais e sistemas e de inspeções e diagnósticos de manifestações patológicas em estruturas de concreto de armado, atuando em várias obras de destaque no panorama nacional. Recebeu os prêmios: Melhor Tese de Doutorado do ano de 2012 e “Epaminondas Melo do Amaral Filho” (Destaque em Engenharia no Campo do Projeto e Construção de Concreto de Alto Desempenho) no ano de 2015, ambos pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON).

PALESTRANTES CONVIDADOS



Thomas Garcia Carmona

Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteado, Mestre em Engenharia pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e Master pelo Instituto Eduardo Torroja (Madrid, Espanha), onde também realizou especialização em química do cimento. Realizou trabalhos de pesquisa sobre materiais de construção destinados a obras marítimas para a ROM – Recomendação de Obras Marítimas de “Puertos del Estado de España”. Diretor da Exata Engenharia e Assessoria S/C Ltda. onde trabalha desde 1995, tendo atuado em muitos trabalhos por todo o Brasil nas áreas de Patologia das Construções e Projeto Estrutural. Diretor da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE) durante os anos de 2006 até 2008. Sócio do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. Atua na área de Vida Útil, Patologia, Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto.

PALESTRANTES CONVIDADOS



Paulo Márcio da Silva Aranha

Graduação em Arquitetura e Urbanismo pelo Centro de Estudos Superiores do Estado do Pará (1985) e mestrado em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (1994). Professor adjunto III da Universidade da Amazônia e professor assistente nível IV da Universidade Federal do Pará. Gestor da Paulo Barroso Engenharia, atuando junto a empresa Vale e ao Governo do Estado do Pará. Atuou como gerente de contrato de diversas obras de grande porte, incluindo rodovias, pontes e estádios olímpicos. Tem experiência nos seguintes temas: gestão de contratos, projeto, coordenação projetos, patologia e processos construtivos.

PROGRAMAÇÃO

Programação CBPAT 2016								
Horário	18/04/2016 (Segunda-feira)		19/04/2016 (Terça-feira)		20/04/2016 (Quarta-feira)			
8h00 - 8h30	Credenciamento		Deslocamento / Transfer nos hotéis		Deslocamento / Transfer nos hotéis			
8h30 - 9h00			Palestra II: "Novas aplicações no estudo da degradação, patologia e previsão de vida útil dos edifícios" Prof. Dr. Elton Bauer (UnB)		Palestra V: "A controversa resistência do concreto em estruturas existentes" Prof. Dr. Paulo Helene (USP)			
9h00 - 9h30			Sessão Científica 1 Apresentações orais	Sessão de Pôster 1	Minicurso 02: "Paredes de concreto: estudo de casos e boas práticas de execução envolvendo CAA" Prof. Dr. Carlos Britez	Sessão Científica 3 Apresentações orais	Sessão de Pôster 3	
9h30 - 10h00			Coffee Break		Competição Acadêmica "PaiQuic"	Coffee Break		
10h00 - 10h30			Sessão Científica 1 Apresentações orais	Sessão de Pôster 1		Minicurso 02: "Paredes de concreto: estudo de casos e boas práticas de execução envolvendo CAA" Prof. Dr. Carlos Britez	Sessão Científica 3 Apresentações orais	Sessão de Pôster 3
10h30 - 10h45			Intervalo - Almoço		Intervalo - Almoço		Intervalo - Almoço	
10h45 - 11h00			Minicurso 01: "Vida útil de estruturas de concreto aspectos gerais" Prof. Dra. Edna Possan		Palestra III: "Patologia das construções" Eng. Ms. Paulo Márcio da Silva Aranha (Paulo Barroso Engenharia)		Seminário Internacional "Novos materiais para construção civil" Prof. Ph.D. Mauricio Mancio (UNISINOS/Berkeley) "Rehabilitación de edificios histórico-artísticos" Prof. Ph.D. Enrique Gonzalez Valle (Univ. Poli. de Madrid) "Casos internacionais de aplicação de materiais" Ph.D. Holger Schmidt (MC-Bauchemie)	
11h00 - 11h30			Coffee Break		Intervalo			
11h30 - 12h00			Minicurso 01: "Vida útil de estruturas de concreto aspectos gerais" Prof. Dra. Edna Possan	Sessão Científica 2 Apresentações orais	Sessão de Pôster 2	Minicurso 03: "Estruturas - Mecanismos de degradação, diagnóstico e cases" Eng. Ms. Thomas Garcia Carmona		
12h00 - 12h30			Intervalo		Sessão Científica 2 Apresentações orais	Sessão de Pôster 2		
12h30 - 13h00	Intervalo		Intervalo					
13h00 - 14h00	Cerimônia de Abertura** Palestra I: "Casos especiais de patologia das estruturas" Prof. Dr. Antonio Carmona Filho		Palestra IV: "Desafios para o alcance da durabilidade das edificações" Prof. Ph.D. Lutz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)		Cerimônia de Encerramento Prof. Dr. Bernardo Tutikian (UNISINOS) Prof. Dr. Paulo Sérgio Lima Souza (UFPA)			
14h00 - 14h30	Intervalo		Deslocamento / Transfer para os hotéis		Deslocamento / Transfer para os hotéis			
14h30 - 15h00	Coquetel com culinária típica e Apresentação Cultural de Carimbó				Jantar por adesão Manjar das Garças (Parque Mangal das Garças)			
15h00 - 15h15	Intervalo							
15h15 - 15h45	Intervalo							
15h45 - 16h15	Intervalo							
16h15 - 16h30	Intervalo							
16h30 - 16h45	Intervalo							
16h45 - 17h00	Intervalo							
17h00 - 17h30	Intervalo							
17h30 - 17h45	Intervalo							
17h45 - 18h00	Intervalo							
18h00 - 18h30	Intervalo							
18h30 - 19h00	Intervalo							
19h00 - 19h30	Intervalo							
19h30 - 20h00	Intervalo							
20h00 - 20h30	Intervalo							
20h30 - 21h00	Intervalo							
21h00 - 21h30	Intervalo							
21h30 - 22h00	Intervalo							
22h00 - 22h30	Intervalo							

* Minicursos adquiridos separadamente

** Início oficial do evento

CBPAT2016
CONGRESSO BRASILEIRO DE
PATOLOGIA
DAS CONSTRUÇÕES



18 A 20 DE ABRIL DE
BELÉM DO PARÁ



MINICURSOS

Minicurso 01: **Vida útil de estruturas de concreto: aspectos gerais**

Palestrante: Edna Possan

Universidade Federal da Integração Latino Americana,
Foz do Iguaçu, PR, Brasil.

Currículo: <http://lattes.cnpq.br/0581995805825838>

Universidade: <http://unila.edu.br>

Graduada em Engenharia Civil (2003) pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE), Mestre e Doutora em Engenharia Civil (2010) pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Professora adjunta nível 4 na Universidade Federal da Integração Latino Americana (UNILA). Desde 2010 é pesquisadora do Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens/Parque Tecnológico de Itaipu (CEASB/PTI), desenvolvendo em paralelo diversos trabalhos em parceria com o Laboratório de Tecnologia do Concreto de Itaipu (LTCI). É membro fundador da Associação Latino Americana de Patologia da Construção (ALCONPAT Brasil). Sócia do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), da Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción (ALCONPAT Internacional) e do Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB). É membro do comitê técnico da ABNT - CE 18:300.06 - Comissão de Estudo de Durabilidade do Concreto. Atua na área de patologia das construções, materiais de construção e meio ambiente, com ênfase em durabilidade, previsão de vida útil probabilística e determinística, captura de CO₂, aproveitamento de resíduos sólidos e análise do ciclo de vida de edificações.

Objetivo: Fornecer subsídios a profissionais e estudantes de engenharia e arquitetura para a garantia da vida útil de projeto de estruturas de concreto.

PROGRAMA:

1. Introdução ao tema e terminologias associadas.
2. Evolução do projeto das estruturas de concreto.
3. Desempenho, durabilidade e previsão de vida útil – abordagem da NBR 15575:2013.
4. Agressividade do Meio Ambiente.
5. Mecanismos de Envelhecimento e Deterioração.
6. Previsão de vida útil: como realizar?

REFERÊNCIAS:

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 365: service-life prediction - state-of-the-art report. Detroit, 2000, 44p.

ANDRADE, C. M.; ALONSO, C. **Vida útil y residual de estructuras de hormigón**. Seminário: prevenção da corrosão em estruturas de betão armado LNEC, Lisboa, Portugal, 1996.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. De Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.

ANDRADE, J. J. O. Vida útil das estruturas de concreto armado. In: **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. 2v. ed. Geraldo Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 923-951p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14037**: Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações: Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos, 2011, 16p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575 - Partes 1-6: Desempenho de Edifícios Habitacionais**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5674**: Manutenção de edificações: Requisitos para o sistema de gestão de manutenção, 2012, 25p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014, 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro, 2004, 2p.

CASCUDO, O. **Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura**. In: **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005.

CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção. Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013. Câmara Brasileira da Indústria da Construção. Fortaleza: Gadioli Cipolla Comunicação, 2013, 308p.

DURACRET Structures. By EDVARDSEN, C.; MOHR, L. A guideline for durability-based design of concrete. Disponível em www.cowi.dk/.../0/duracret. Acesso em 10 de dezembro de 2006.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Bulletin 34**. Model Code for Service Life Design, February 2006.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Bulletin 44** Guide to good practice. Concrete structure management: Guide to ownership and good practice, 2008, p. 210.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Bulletin 53**. Model Code for Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance, Second edition. Volume 3: Design of durable concrete structures. 2010, p.390.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993, 231f. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). General Principles on the Design of Structures for Durability. **ISO 13823**. Geneva: ISO/TC, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto**: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2014, 674p.

PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil. **Ambiente construído**, v. 7, n. 4, p. 7-20, 2007.

POSSAN, E. ANDRADE, J. J. O.; DAL MOLIN, D. C. C. Proposição de um modelo para a estimativa da profundidade de carbonatação do concreto. **52º Congresso Brasileiro do Concreto**. São Paulo: IBRACON, 2010.

POSSAN, E. DEMOLINER, C. A. Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: abordagem geral. Revista Científica CREA-PR, 1 ed. 2013. Disponível em <http://creaprw16.crea-pr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/14>.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

Minicurso 02:

Paredes de Concreto: Estudos de casos e boas práticas de execução envolvendo concreto autoadensável

Palestrante: Carlos Britez
PhD Engenharia

Currículo: <http://lattes.cnpq.br/9247626411767909>

Empresa/Instituição: <http://www.phd.eng.br/>

Doutor em Ciências pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). Professor assistente do PECE-USP (Programa de Educação Continuada da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo) na disciplina: Patologia, recuperação e reparo de estruturas de concreto. Atualmente é diretor da PhD Engenharia Ltda., em sociedade com o Prof. Dr. Paulo Helene. Tem experiência na área de Engenharia Civil com ênfase Materiais e Componentes de Construção, atuando principalmente nas áreas de tecnologia dos materiais e sistemas e de inspeções e diagnósticos de manifestações patológicas em estruturas de concreto de armado, atuando em várias obras de destaque no panorama nacional. Recebeu os prêmios: Melhor Tese de Doutorado do ano de 2012 e “Epaminondas Melo do Amaral Filho” (Destaque em Engenharia no Campo do Projeto e Construção de Concreto de Alto Desempenho) no ano de 2015, ambos pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON)

Objetivo: O minicurso é voltado para a aplicação do concreto autoadensável em canteiro de obras (foco: paredes de concreto), através de estudos de casos recentes. Serão abordados os aspectos executivos, falhas, boas práticas, ações corretivas e resultados positivos/negativos. A apresentação também vai abordar aspectos conceituais sobre a dosagem do concreto autoadensável (escolha correta do material e insumos), normalização e ensaios.

Minicurso 03: **Mecanismos de Degradação, Diagnóstico e Cases**

Palestrante: Thomas Garcia Carmona

Currículo: <http://buscatextual.cnpq.br/buscatextual/visualizacv.do?id=K4202188T9>

Empresa/Instituição: Exata Engenharia e Assessoria SS Ltda

Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteado - turma de 1999. Mestre em Engenharia pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo na linha de pesquisa “Corrosão de Armaduras”. MASTER pelo Instituto Eduardo Torroja de Ciências da Construção - Espanha, Curso de Estudos Maiores da Construção - CEMCO 2004, com trabalho monográfico na Área de Vida Útil das Estruturas. Especialização em química do cimento pelo Instituto Eduardo Torroja de Ciências da Construção - Espanha. Diretor da Exata Engenharia e Assessoria SS Ltda. onde trabalha desde 1995, tendo atuado em muitos trabalhos por todo o Brasil nas áreas de Patologia das Construções e Projeto Estrutural. Diretor da ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (2006-2008). Realizou trabalhos de pesquisa sobre materiais de construção destinados a obras marítimas para a ROM - recomendação de Obras Marítimas de “Puertos del Estado de España”. Ministrou diversas palestras e cursos em várias cidades do Brasil sobre Vida Útil, Patologia, Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto. Sócio do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto.

Objetivo: O objetivo deste minicurso é apresentar ao profissional diversos casos aplicados de identificação, correção e recuperação das estruturas. Os conteúdos abordados serão: manifestações patológicas, mecanismos de ocorrência e parâmetros de influência. A reabilitação, os reparos e os reforços das estruturas serão expostos de maneira dinâmica.



**ANAIS DO CONGRESSO BRASILEIRO
DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES - CBPAT2016**

**ABRIL DE 2016
ISSN 2448-1459**



ARTIGOS



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A CONSERVAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS DO SÉCULO XIX – ANÁLISE DE PATOLOGIAS NA FACHADA DO CASARÃO HERMANN LUNDRÉN	47
A FOTOGRAFIA EM LAUDOS PERICIAIS E PARECERES TÉCNICOS DE ENGENHARIA	59
A IMPORTÂNCIA DO CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO PARA EVITAR MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS: ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA EM ARACAJU/SE	65
A INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO MINERAL NA CARBONATAÇÃO UTILIZANDO MATERIAIS DE BELÉM	77
ADIÇÃO DE DIÓXIDO DE TITÂNIO EM MATERIAIS CIMENTÍCIOS: UMA REVISÃO DE MÉTODOS PARA EVITAR A FORMAÇÃO DE MANCHAS EM FACHADAS PREDIAIS	91
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS DA PENETRAÇÃO DE ÁGUA E DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO	101
ANÁLISE DA DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PELA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: ESTUDO DE CASO	107
ANÁLISE DA FLUÊNCIA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	117
ANÁLISE DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO DE 28 ANOS NÃO CONCLUÍDA NA CIDADE DE PATOS DE MINAS – MG	135
ANÁLISE DA REABILITAÇÃO DO CENTRO CULTURAL BERNARDO MASCARENHAS BASEADO NOS CRITÉRIOS DO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL	149
ANÁLISE DAS CONDIÇÕES ESTRUTURAIS PARA RECUPERAÇÃO DE OBRAS ABANDONADAS: UM ESTUDO DE CASO (PRF)	159
ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES REALIZADAS POR USUÁRIOS EM EDIFICAÇÃO HISTÓRICA ATRAVÉS DO LEVANTAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS: EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL INVENTARIADA NO BALNEÁRIO CASSINO – RS	171
ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE REVESTIMENTO CERÂMICO DO EDIFÍCIO CECOM/UFRGS	183
ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DO ESTÁDIO ANTONIO DIAS “NAVEGANTÃO” .	197
ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DO REVESTIMENTO CERÂMICO EM EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL – ESTUDO DE CASO CONDOMÍNIO ATLÂNTIDA	205
ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ALVENARIAS E ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE EDIFICAÇÕES RESIDENCIAIS NA CIDADE DE MANAUS – ESTUDO DE CASO	213
ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS NA PONTE SOBRE O RIO TOCANTINS, PORTO NACIONAL, TO	225
ANÁLISE DE DESEMPENHO DE CONCRETOS CARBONATADOS: A INFLUÊNCIA DOS CLIMAS BRASILEIROS NOS MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL	235
ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ENCONTRADAS NA PONTE SIMPLÍCIO DIAS NA CIDADE DE PARNAÍBA-PI	243
ANÁLISE DE PONTES DE ADERÊNCIA PARA REPARO ENTRE CONCRETOS DE ELEVADA RESISTÊNCIA	251



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ANÁLISE DO AUXÍLIO DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO E CRITÉRIOS DE DESEMPENHO DA ABNT NBR 15.575:2013 NO PROCESSO DO DIAGNÓSTICO DAS FISSURAS – ESTUDO DE CASO	263
ANÁLISE DO COLAPSO PARCIAL DE UM FORRO EM ESTUQUE POR AÇÃO DE CUPINS	273
ANÁLISE DO DESENVOLVIMENTO DA CARBONATAÇÃO E DO DESGASTE SUPERFICIAL DO CONCRETO: UM ESTUDO DE CASO REALIZADO NA ECLUSA 1 DO SISTEMA DE TRANSPOSIÇÃO DE DESNÍVEL DA BARRAGEM DE TUCURUÍ	283
ANÁLISE DOS DANOS EXISTENTES EM DUAS IMPORTANTES EDIFICAÇÕES DA CIDADE DE SOBRAL-CEARÁ	293
ANÁLISE E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS PARA A INTERFACE JANELA E PAREDE DE VEDAÇÃO	305
ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO HISTÓRICA DO SÉCULO XVIII	317
ANÁLISE QUANTITATIVA DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DAS FACHADAS DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL – ESTUDO DE CASO	329
ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP ATRAVÉS DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS	341
ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PILARES REFORÇADOS COM CFRP	353
ANÁLISES DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE SUB-ESTAÇÕES DE ENERGIA ELÉTRICA (SUBESTAÇÃO JOAIRAM)	365
APLICAÇÃO DA TERMOGRAFIA NA INSPEÇÃO DE FACHADAS DE EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS EM MADEIRA	375
APLICAÇÃO DE BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) EM OBRAS CIVIS COM PERSPECTIVA DE INCREMENTO DA VIDA ÚTIL (VU) ATRAVÉS DA VINCULAÇÃO AO PROCESSO DE PLANEJAMENTO DA EXECUÇÃO DA OBRA E ROTINAS DE MANUTENÇÃO	383
APLICAÇÃO DE FIBRAS EM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR RETRAÇÃO	395
APLICAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM CUBA DE BANHEIRO	407
ARGAMASSAS DE SOLO-CIMENTO PARA REABILITAÇÃO DE REVESTIMENTO DE CONSTRUÇÕES COM TERRA	421
AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO NATURAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO FRENTE À CARBONATAÇÃO EM PELOTAS/RS	429
AVALIAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA À TRAÇÃO DE ARGAMASSAS DE REVESTIMENTO EM ENSAIOS LABORATORIAIS	437
AVALIAÇÃO DA FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM UMA INSPEÇÃO PREDIAL	449
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO PH DA SOLUÇÃO DOS POROS DO CONCRETO NA RESISTÊNCIA À CORROSÃO DA ARMADURA	461
AVALIAÇÃO DA OXIDAÇÃO DE AGREGADOS SULFETADOS EM DIFERENTES GRANULOMETRIAS	469



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

AVALIAÇÃO DA PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO EM TRAÇOS DE CONCRETO DE ACORDO COM ESPECIFICAÇÃO DA ABNT NBR 6118	479
AVALIAÇÃO DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO E DA ABSORÇÃO DE ÁGUA EM MATRIZES CIMENTÍCIAS COM ADIÇÃO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ	493
AVALIAÇÃO DA REAÇÃO AO FOGO DOS MATERIAIS DE REVESTIMENTO EMPREGADOS EM UMA EDIFICAÇÃO TEATRAL	503
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À CORROSÃO DA ARMADURA EM CONCRETOS COM CIMENTOS GEOPOLÍMEROS	513
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA EM PLACAS CERÂMICAS NAS CORES CLARA E ESCURA COM VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	527
AVALIAÇÃO DA TAXA DE PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO EM CONCRETOS PRODUZIDOS A PARTIR DE CIMENTO CP-IV E CP-V COM E SEM SÍLICA ATIVA	539
AVALIAÇÃO DA TÉCNICA DE REFORÇO ATRAVÉS DO ENTALHE SOBRE O RECOBRIMENTO UTILIZANDO LAMINADO DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	551
AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA À ESCALA URBANA: O CENTRO HISTÓRICO SOBRALENSE	559
AVALIAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PISO DE CONCRETO ESTRUTURAL DESTINADO À CIRCULAÇÃO DE VEÍCULOS EM GARAGEM - ESTUDO DE CASO DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL.	570
AVALIAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM VIGAS E PILARES DE RESERVATÓRIO DE ÁGUA ELEVADO EM PELOTAS/RS	583
AVALIAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS CAUSADAS POR MÁS PRÁTICAS EXECUTIVAS EM EDIFICAÇÕES DE ALVENARIA ESTRUTURAL	593
AVALIAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS PROVOCADAS PELO CLORO EM RESERVATÓRIOS DE ÁGUA TRATADA	605
AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DO ENSAIO DE PULSO ULTRASSÔNICO	614
AVALIAÇÃO DO ATAQUE INTERNO POR SULFATOS EM PASTAS DE CIMENTO DOSADAS COM DIFERENTES TEORES DE PIRITA	623
AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE TELHAS CERÂMICAS E DE FIBROCIMENTO QUANTO À AÇÃO DE GRANIZO E CAMINHAMENTO	635
AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO QUANTO À ADERÊNCIA DE DIFERENTES TRATAMENTOS SUPERFICIAIS DO SUBSTRATO DE CONCRETO PARA USO DE CHAPISCO INDUSTRIALIZADO	643
AVALIAÇÃO DO RECALQUE DA PONTE SOBRE O IGARAPÉ SANTANA, NO MUNICÍPIO DE TUCURUI-PA	655
AVALIAÇÃO PÓS-OCUPAÇÃO COMO FERRAMENTA PARA RETROALIMENTAÇÃO DE CICLOS DE PROCESSO DE PRODUÇÃO – ESTUDO DE CASO EM NÚCLEO HABITACIONAL DE INTERESSE SOCIAL EM SANTA MARIA/RS	665



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



AValiação Pós-ocupação da Biblioteca do Instituto Federal da Paraíba no Campus Monteiro	677
AValiação Pós-ocupação e percepção de manifestações patológicas em sistemas prediais em edifícios da UFSCAR	689
AValiação Probabilística da Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado sujeitas à Carbonatação	695
Barragens de Concreto submetidas à ação térmica ambiental. Análise da Barragem Llosa del Cavall	707
Biodegradação do Concreto em Estruturas de Sanamento: Um Estudo de Caso na Universidade Federal do Espírito Santo	719
Captura de CO2 devido à Carbonatação do Concreto durante o ciclo de vida das Estruturas	731
Caracterização de infiltrações em parede de contenção devida à falha ou ausência de impermeabilização em construção comercial na cidade de Palmas/TO	739
Caracterização Dinâmica de um Edifício Histórico do Século XIX Construído em Alvenaria de Tijolos Maciços	745
Caracterização dos Danos em Construções Históricas de Alvenaria Vernacular: Casos de Estudo	757
Carbonatação Acelerada e Natural em Amostras de Concreto com Agregado Reciclado de Concreto e Cinza de Casca de Arroz	767
Casos de fissuração em blocos de concreto armado sobre estacas	777
Comparação da retração por secagem entre concretos convencionais e com adição de fibras de poliéster	789
Contribuição para o diagnóstico das manifestações patológicas em estrutura de concreto de estação de tratamento de água – estudo de caso	801
Controle Tecnológico das Argamassas Cimentícias utilizadas para recuperação de estruturas de concreto	811
Correlação entre os índices físicos de argamassas produzidas com diferentes materiais inertes, as manifestações patológicas e as propriedades do revestimento	823
Corrosão em estruturas de concreto armado: métodos de prevenção e recuperação	837
Criação e implantação de estratégias sustentáveis no uso e manutenção de edifícios	845
Degradação de fachadas com revestimento cerâmico de edifícios de Brasília-DF	853
Desenvolvimento de aglomerantes alternativos para a construção civil, processo de alcali-ativação: impactos ambientais e necessidade de estudos de durabilidade	861



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



DESPLACAMENTO DO REVESTIMENTO CERÂMICO POR TENSÕES CÍCLICAS	871
DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE TRANSIÇÃO SUSPENSÃO-SÓLIDO (TEMPO ZERO) EM MICROCONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA CONTENDO POLÍMERO SUPERABSORVENTE E NANOSSÍLICA	885
DIAGNÓSTICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NO REVESTIMENTO FULGET DA FACHADA DO CENTRO DE COMBUSTÍVEIS DA UFRGS	897
DIAGNÓSTICO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA ESTRUTURA DE UMA CONSTRUÇÃO PÚBLICA: ANEXO A E B	909
DURABILIDADE DE ARMADURAS COM ELETRODEPOSIÇÃO DE ZINCO E DA LIGA ZINCO-NÍQUEL FRENTE À AÇÃO DE CLORETOS	921
EFEITO DA ADIÇÃO DE CERÂMICA VERMELHA, FILER CALCÁRIO E CINZA DE CASCA DE ARROZ NA REAÇÃO ÁLCALI-SÍLICA	933
EFEITO DE ALTAS TEMPERATURAS NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE CONCRETO CONVENCIONAL	945
EFEITOS DO USO DE AGREGADO MIÚDO ARTIFICIAL COM MATERIAL PULVERULENTO NO CONCRETO FRENTE A SUA IMPORTÂNCIA NA SUSTENTABILIDADE DA CONSTRUÇÃO E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	953
ENGENHARIA DIAGNÓSTICA APLICADA A RESERVATÓRIO DE ÁGUA EM AMBIENTE INDUSTRIAL	965
ENSAIOS DESTRUTIVOS E NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS A CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM AGREGADOS RECICLADOS	974
ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO ATRAVÉS DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS	989
ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE GLOBAL DE UMA EDIFICAÇÃO HISTÓRICA DE ALVENARIA DE TIJOLOS MACIÇOS PELO MÉTODO ULTRASSÔNICO	1005
ESTUDO COMPARATIVO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO ATRAVÉS DE ENSAIOS DESTRUTIVOS E NÃO-DESTRUTIVOS	1017
ESTUDO DA CONTRIBUIÇÃO DA ADIÇÃO DE SERRAGEM DE CEDRELA ODORATA NAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO CONCRETO	1029
ESTUDO DA CORROSÃO NOS PILARES DA ESTRUTURA DE UM GALPÃO LOCALIZADO EM RECIFE-PE	1043
ESTUDO DA INTENSIDADE E DISTRIBUIÇÃO DE DANOS EM REGIÕES DA FACHADA	1055
ESTUDO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E DA ABSORÇÃO POR CAPILARIDADE DE CONCRETOS PRODUZIDOS COM SUBSTITUIÇÕES PARCIAIS DE AGREGADO MIÚDO RECICLADO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	1065
ESTUDO DAS EFLORESCÊNCIAS EM ALVENARIAS	1075
ESTUDO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES DO MUNICÍPIO DE APODI-RN	1085
ESTUDO DE ÁGUA SUBMETIDA A UM CAMPO QUÂNTICO UNIFICADO EM MATRIZ DE CIMENTO PORTLAND	1097



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DE CARACTERIZAÇÃO DE BLOCOS CERÂMICOS DE VEDAÇÃO E ADERÊNCIA DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO NA REGIÃO DE BELÉM – PARÁ	1105
ESTUDO DE CASO DE INSPEÇÃO EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE ESCLEROMETRIA E ULTRASSOM	1117
ESTUDO DE CASO DE MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA PROVENIENTE DO COBRIMENTO DO CONCRETO E DA CORROSÃO DE ARMADURAS	1129
ESTUDO DE CASO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE FISSURAS PROVENIENTES DE EDIFICAÇÃO SOBRE ATERRO	1137
ESTUDO DE CASO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DA APLICAÇÃO DO MAPA DE DANOS	1149
ESTUDO DE CASO: INSPEÇÃO PRELIMINAR DE 01 (UM) EDIFÍCIO RESIDENCIAL	1161
ESTUDO DE CASO: MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PAREDES DE CONCRETO	1171
ESTUDO DE COBERTURAS DE EDIFICAÇÕES RESIDENCIAIS SEGUNDO NORMA DE DESEMPENHO NBR 15.575 – PARTE 5	1183
ESTUDO DE PRÁTICAS DE EXECUÇÃO QUE PODEM GERAR MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL NA CIDADE DE BELO HORIZONTE – MG	1193
ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE BLOCOS CERÂMICOS E DE CONCRETO, SUBMETIDOS A ATAQUES DE CLORETOS	1205
ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO COLADAS	1217
ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE PEÇAS EM CONCRETO REFORÇADAS COM FIBRAS DE CARBONO - PCRFC E REVESTIDAS COM ARGAMASSA REFRAATÁRIA QUANDO SUBMETIDAS A TEMPERATURAS DE ATÉ 230°C	1231
ESTUDO SOBRE AS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR NO MUNICÍPIO DE FORTALEZA-CE	1245
FACHADA COM DESCOLAMENTO DE PEDRA NATURAL: ESTUDO DE CASO NA IGREJA MATRIZ DE RIACHUELO/RN	1255
IDENTIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM FACHADAS: ESTUDO DE CASO NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM	1265
IMPORTÂNCIA DA NORMA EUROPEIA EN 1504, NA PROTEÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	1275
IMPORTÂNCIA DA UTILIZAÇÃO DOS LAUDOS DE ESTADO DE CONSERVAÇÃO PARA O CONTROLE DA MANUTENÇÃO DO PATRIMÔNIO TOMBADO	1287
INCIDÊNCIA DE CORROSÃO DE ARMADURAS EM PILARES DE CONCRETO ARMADO LOCALIZADOS NO PAVIMENTO PILOTIS	1301
INCIDÊNCIAS DE VÍCIOS CONSTRUTIVOS EM EMPREENDIMENTOS VERTICAIS	1313
INFLUÊNCIA DA FRENTE DE CARBONATAÇÃO NA RESISTÊNCIA SUPERFICIAL DO CONCRETO OBTIDA PELO MÉTODO DA ESCLEROMETRIA	1323
INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA DO AGREGADO NA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO	1331



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO NA COMPRESSÃO AXIAL DE PRISMAS DE BLOCOS CERÂMICOS ESTRUTURAIS	1339
INFLUÊNCIA DO ENVELHECIMENTO NATURAL NA REFLETÂNCIA DE TELHAS DE FIBROCIMENTO SEM AMIANTO	1351
INSPEÇÃO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO PRÉ-FABRICADA PÓS COLAPSO: ESTUDO DE CASO	1361
INSPEÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO LOCALIZADA NA REGIÃO CENTRAL DE RECIFE- PE ESTUDO DE CASO	1369
INSPEÇÃO EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO USANDO POTENCIAL DE CORROÇÃO, PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO E RESISTIVIDADE ELÉTRICA: ESTUDO DE CASO	1381
INSPEÇÃO PREDIAL, DESEMPENHO E VIDA ÚTIL DE EDIFICAÇÕES: PROPOSTA DE SISTEMATIZAÇÃO	1393
INSPEÇÃO PREDIAL – UM ESTUDO DE CASO ACERCA DA LEGISLAÇÃO DE PORTO ALEGRE (BRASIL)	1401
INSPEÇÃO PREDIAL: ESTUDO DE CASO NO EDIFÍCIO-GARAGEM DA ULBRA CANOAS	1409
INSPEÇÃO TÉCNICA AO VIADUTO DA RODOVIA RS-118 NA CIDADE DE GRAVATAÍ / RS	1421
INSPEÇÃO TERMOGRÁFICA DE FACHADAS – INVESTIGAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA FISSURAÇÃO	1433
INSPEÇÕES PREVENTIVAS E ESTATÍSTICA DE FISSURAÇÃO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE RECIFE (RMR)	1443
INTEGRIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM AMBIENTES MARINHOS: REQUISITOS BÁSICOS DE DURABILIDADE	1451
INVESTIGAÇÃO E DIAGNÓSTICO DE RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO COM REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO E FORMAÇÃO DE ETRINGITA SECUNDÁRIA	1457
LEVANTAMENTO DAS INCIDÊNCIAS DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS FACHADAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM SÃO PAULO	1469
LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL A 100 M DO MAR – ESTUDO DE CASO	1481
LEVANTAMENTO DE DADOS E DIAGNÓSTICO SOBRE MARQUISES EM EDIFICAÇÕES DE CIDADE DE MÉDIO PORTE DO RIO GRANDE DO SUL	1493
LEVANTAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM UMA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL NA CIDADE DE SANTA MARIA-RS	1505
LEVANTAMENTO DE PATOLOGIA CAUSADA POR UMIDADE EM UMA EDIFICAÇÃO NA CIDADE DE PALMAS – TO	1513
LEVANTAMENTO E ANÁLISE QUALITATIVA DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DAS FACHADAS DO PALACETE BOLONHA	1519
LIGHT STEEL FRAME COMO ALTERNATIVA AO SISTEMA CONVENCIONAL DE CONSTRUÇÃO, VISANDO A REDUÇÃO DE PATOLOGIAS CONSTRUTIVAS	1529



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES ESCOLARES	1539
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURA DE CONCRETO EM AMBIENTE MARINHO .	1547
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM ÊNFASE EM ERROS DE CONSTRUÇÃO	1559
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO DAS PONTES NA PA-458	1571
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PONTES E VIADUTOS: UM ESTUDO DE CASO NA PONTE SOBRE O RIO TOCANTINS NO MUNICÍPIO DE PORTO NACIONAL- TOCANTINS	1581
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM RESERVATÓRIOS DE CONCRETO ARMADO DE EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS NO MUNICÍPIO DE VIÇOSA – MG	1593
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM REVESTIMENTO CERÂMICO DE FACHADA - O CASO DO EDIFÍCIO FONTANE BLUE EM FOZ DO IGUAÇU – PR	1607
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM REVESTIMENTOS DE ARGAMASSA – ESTUDO DE CASO DAS CASAS DA VILA GIANETTI EM VIÇOSA- MG	1619
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM UM PRÉDIO PÚBLICO: UM ESTUDO DE CASO	1631
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ENCONTRADAS EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL LOCALIZADO NA CIDADE DO RECIFE EM UMA ZONA DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL III	1643
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ENCONTRADAS EM OBRAS DO PROGRAMA MINHA CASA MINHA VIDA (PMCMV)	1655
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS MAIS COMUNS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS PARA MORFOLOGIA EM VIGA CAIXÃO	1665
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS MAIS FREQUENTES EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS COM DUAS VIGAS LONGITUDINAIS	1677
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA PONTE DO SAPUCAIA NO MUNICÍPIO DE BRAGANÇA/PA	1685
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESCOLAS DE ENSINO FUNDAMENTAL E MÉDIO DO MUNICÍPIO DE MONTEIRO – PB	1695
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OCASIONADAS PELA UMIDADE EM EDIFICAÇÃO DO CAMPUS DE GOIABEIRAS DA UFES	1703
MANUTENÇÃO CORRETIVA E PREVENTIVA EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS: ESTUDO DE CASO NO CENTRO HISTÓRICO DE SÃO LUÍS/MA	1715
MANUTENÇÃO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO - ESTUDO DE CASO: CASTELINHO DOS BRACHER.....	1725
METODOLOGIA DE CADASTRO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	1739
“METODOLOGIA PARA A RECUPERAÇÃO DE PILARES SUBMETIDOS À CARBONATAÇÃO: APRESENTAÇÃO DE CASO DE UM PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR DE TÉRREO EM PILOTIS DE MANAUS/AM”	1751



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

MODELO DE PREVISÃO DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS CLIMÁTICOS	1759
MONITORAMENTO DE CORROSÃO EM CORTINAS ATIRANTADAS COM PROCESSO DE TÉCNICA DE MEDIÇÃO DE REFLECTOMETRIA POR IMPULSOS	1771
MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE ENSAIOS ULTRASSÔNICOS	1783
MONITORAMENTO PATOLÓGICO EM UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR: ESTUDO DE CASO	1791
NANORREVESTIMENTOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL UTILIZAÇÃO E APLICAÇÃO EM EDIFICAÇÕES DE PATRIMÔNIO HISTÓRICO	1801
OPÇÕES DE TRATAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS PRESENTES NUMA EDIFICAÇÃO PÚBLICA NA CIDADE DE ARACAJU-SE	1811
OS FENÔMENOS DE PRÉ-DANOS NAS FACHADAS DOS EDIFÍCIOS – CONCEITUAÇÃO E APLICAÇÃO	1823
PADRONIZAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO NORMATIVAS – UMA VISÃO DA PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES ATRAVÉS DE NORMAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS	1835
PARÂMETROS DA INCIDÊNCIA DE CHUVA DIRIGIDA NA FACHADA OBTIDOS PELA SIMULAÇÃO HIGROTÉRMICA	1847
PATOLOGIA CAUSADA POR UMIDADE: ESTUDO DE CASO NO CAMPUS ALTO PARAPEBA	1855
PATOLOGIA EM SUBSISTEMA DE VEDAÇÃO EM PLACAS CIMENTÍCIAS – ESTUDO DE CASO	1867
PATRIMÔNIO HISTÓRICO DA CIDADE DE SOBRAL-CE: INTERVENÇÕES REALIZADAS NO TEATRO SÃO JOÃO	1877
PLANO DE MANUTENÇÃO DO SISTEMA DE FACHADA DA IGREJA MATRIZ DE ANGICOS-RN	1889
PREVENÇÃO PATOLÓGICA: ANÁLISE E CARACTERIZAÇÃO DE CORPOS DE PROVA DE CONCRETO POR MEIO DE RAIOS X	1901
PRINCIPAIS MOTIVOS DOS PROBLEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO EM EMPREENDIMENTOS DE PORTO ALEGRE E CANOAS – ESTUDO DE CASO	1913
PROTEÇÃO DAS ARMADURAS DO CONCRETO ARMADO PELO PROCESSO DE INJEÇÃO DE CORRENTE ELÉTRICA POR ENERGIA FOTOVOLTAICA	1925
QUANTIFICAÇÃO DE MANCHAMENTOS EM FACHADAS - ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA-DF .	1935
REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: DEFINIÇÃO, INFLUÊNCIA E CONTROLE	1945
REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: UM BREVE ESTUDO DA OCORRÊNCIA NOS BLOCOS DA PONTE PAULO GUERRA – RECIFE/PE	1955
RECOMENDAÇÃO DE PROCESSO TERAPÊUTICO PARA RECUPERAÇÃO E REFORÇO DAS TELHAS DE CONCRETO PROTENDIDO DO PRÉDIO PRINCIPAL DE INDÚSTRIA DE COMPONENTES SITUADA AO SUL DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO	1965
RECOMENDAÇÕES DE MELHORIAS EM FACHADAS VISANDO A GARANTIA DA ESTANQUEIDADE EM EDIFICAÇÕES DE BRASÍLIA	1977



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTURA E RESTAURO DAS INSTALAÇÕES DA ANTIGA OFICINA DA ESTAÇÃO FERROVIÁRIA DE NATAL/RN DA ESTRADA DE FERRO CENTRAL DO RIO GRANDE DO NORTE	1991
RECUPERAÇÃO DE FACHADAS DE EDIFÍCIOS NO MUNICÍPIO DE CAMPO MOURÃO- PR	2007
REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM PRFC	2015
REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO EM DIFERENTES LARGURAS: DESEMPENHO A FLEXÃO DE CONCRETO COM ALTO TEOR DE FIBRAS DE AÇO	2027
REFORÇO DE ESTRUTURA DE CONCRETO COM COMPÓSITOS CFRP – ESTUDO DE CASO	2041
REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DE CHAPAS DE AÇO COLADAS COM ADESIVO EPOXI E PARAFUSOS	2053
REPARO E PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SUBTERRÂNEAS	2065
RESULTADOS PRELIMINARES DE MEDIÇÃO DO TEOR DE ÍONS CLORO NO AR ATMOSFÉRICO NA CIDADE DE FORTALEZA/CE	2077
TECNOLOGIA DA INFORMAÇÃO E COMUNICAÇÃO (TIC) APLICADA AO CONTROLE DE QUALIDADE COMO FORMA DE ASSEGURAR DESEMPENHO E ATENDIMENTO DA VUP (VIDA ÚTIL DE PROJETO)	2089
UM ESTUDO SOBRE A CONFORMIDADE DOS PRODUTOS DA CERÂMICA VERMELHA PRODUZIDOS NO VALE DO ASSÚ E REGIÃO	2101
UMA ANÁLISE PATOLÓGICA NA CIDADE DE MONTEIRO/PB: AVALIAÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR	2115
USO DE ADITIVO REDUTOR DE PERMEABILIDADE EM LAJES DE SUBPRESSÃO. CASO HABITAR-DF	2121
USO DE FIBRA CELULÓSICA CONTENDO POLÍMERO SUPERABSORVENTE COMO AGENTE DE CURA INTERNA EM MATRIZES DE CIMENTO PORTLAND, AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA E COMBATE A RETRAÇÃO	2133
USO DE IMPERMEABILIZANTE POR CRISTALIZAÇÃO PARA O AUMENTO DA DURABILIDADE DO CONCRETO	2145
USO DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA ANÁLISE DE VIGAS REFORÇADAS	2157
UTILIZAÇÃO DA TÉCNICA DE ESCLEROMETRIA NA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	2165
VARIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA SUPERFICIAL DO CONCRETO EM CORPOS DE PROVA ARMADOS E NÃO ARMADOS	2179
VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO IMPACTO DE CORPO DURO EM TELHAS CERÂMICAS FRENTE À SIMULAÇÃO DA AÇÃO DE GRANIZO EM UM SISTEMA DE COBERTURA	2191
VERIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PORTOS CONSTRUÍDOS NO ÂMBITO DO PROGRAMA DE ACELERAÇÃO DO CRESCIMENTO – PAC EM MUNICÍPIOS DO ESTADO DO AMAZONAS	2199



A CONSERVAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS DO SÉCULO XIX – ANÁLISE DE PATOLOGIAS NA FACHADA DO CASARÃO HERMANN LUNDGREN

A.J. COSTA E SILVA
Engº Civil, Prof. Dr.
UPE
PE; Brasil
angelo@tecomat.com.br

J.C.S. MACHADO
Arquiteta
UPE
PE; Brasil
julia.machado@portodigital.org

RESUMO

Considerada Patrimônio Mundial da UNESCO, a cidade de Olinda, Pernambuco, guarda diversos exemplares arquitetônicos que contam a história da formação da cidade ao longo dos anos. Passando pelas ocupações holandesas com importantes definições no traçado urbano e edificações imponentes, até a época das construções de influência portuguesa, onde podemos destacar diversos edifícios com revestimento de fachada em azulejos. No presente trabalho foi realizada uma pesquisa histórica sobre o Casarão Hermann Lundgren, uma análise das suas técnicas construtivas chegando ao seu atual estado de conservação, e chamando atenção para a importância da preservação do patrimônio histórico edificado para manutenção da identidade de sítios históricos. Ao realizar um estudo sobre o estado de conservação da fachada azulejada deste edifício, busca-se caracterizar os principais problemas encontrados neste tipo de técnica de revestimento, através de análise visual, e apontar os danos causados pela falta de conservação do casarão.

Palavras-chave: fachada, azulejaria portuguesa, termografia, século XIX

ABSTRACT

A UNESCO World Heritage Site, the city of Olinda, Pernambuco, guard diverse architectural examples that tell the story of the city over the years, through the Dutch occupations with important settings in the urban layout and imposing buildings, up to the time of construction of Portuguese influence where we can highlight several buildings with exterior cladding tiles. In the present work was carried out historical research on the Hermann Lundgren's House, an analysis of their construction techniques reaching its current condition, and calling attention to the importance of preserving the heritage buildings for maintenance of the identity of historic sites. To conduct a study on the condition of the tiled facade of this building, we try to characterize the main problems encountered in this type of coating technique and point out the damage caused by the lack of conservation of the house.

Keywords: facade, Portuguese tiles, XIX Century.

1. INTRODUÇÃO

O uso de azulejaria portuguesa como elemento decorativo de fachada foi uma técnica bastante empregada no Brasil, especialmente em edificações executadas no final do século XIX e início do século XX, quando os artesãos utilizavam argamassas de cal, areia e água para o assentamento dessas placas, seja nas áreas internas ou externas. Esse período representa uma época muito marcante da influência da arquitetura portuguesa no Brasil, razão pela qual necessita ser bem conhecida para assegurar a sua preservação ao longo dos anos.

Este estudo, parte integrante de uma monografia de pós graduação apresentada no MBA TGCE da Escola Politécnica da UPE, apresenta uma descrição do estado de conservação dos elementos de fachada do Casarão Hermann Lundgreen, localizado na cidade de Olinda/PE, que detém o título de Patrimônio Cultural da Humanidade concedido pela Unesco. O casarão, datado da segunda metade do século XIX, possui ainda preservado em suas fachadas parte do revestimento original em azulejo, além de outras áreas com argamassa de cal e pintura.

Para a investigação foi realizado uma anamnese, seguido de uma inspeção visual no local para identificação das principais patologias encontradas, como manchas, fissuras, eflorescências e pontos de desgaste do esmalte original.

2. REVISTA TEÓRICA

2.1 Aspectos históricos e arquitetônicos

Olinda foi fundada em 1537 por Duarte Coelho Pereira, primeiro Donatário da Capitania de Pernambuco. Em localização privilegiada, a escolha dessa elevação se deu por razões estratégicas, pois, do alto era mais fácil a visão de piratas vindos pela costa, em busca das riquezas naturais do local. O nome da vila, conta a tradição, surgiu de uma expressão de encantamento de Coelho diante da paisagem avistada do alto das colinas: “Ó linda situação para se fundar uma vila” (FREYRE, 1944). Lá foi instalada a sede do primeiro governo da capitania de Pernambuco (**Figura 1**).



(a)



(b)

Figura 1 - Ilustração de Olinda, no século XVI. Fonte: Google Images (a) e Ilustração de Olinda feita por Franz Post, no século XVI. Fonte: Google Images.(b).

A topografia favoreceu o surgimento de igrejas, conventos, seminários e casario nas suas colinas, onde se construíram os primeiros núcleos urbanos. O centro histórico de Olinda conserva, com muita fidelidade, a trama urbana, a paisagem e o sítio da vila fundada ainda na primeira metade do século XVI, quando os portugueses iniciaram a ocupação da terra descoberta em 1500.

O traçado urbano é informal, característico dos povoados portugueses de origem medieval, e tem seu encanto intensificado pela paisagem e pela localização. Nas elevações, todo o conjunto edificado está envolvido pela vegetação. O caráter próprio e diferenciado de Olinda está nessa ambiência paisagística, que a identifica ao longo de sua história.

O açúcar, que fez a riqueza de Olinda, motivou, também, a invasão holandesa. Em disputa do monopólio do produto, a Companhia Holandesa das Índias Ocidentais invadiu a vila e a ocupou militarmente, em 1630. Um ano depois, julgando-a de localização inadequada – facilita a reação portuguesa e distância do porto – os holandeses a abandonaram e incendiaram, transferindo-se para o Recife.

Restaurado o domínio português em 1654, Olinda e Recife passaram a disputar a hegemonia política da Capitania. Os portugueses vencem e Olinda volta a sediar o governo pernambucano.

Durante a segunda metade do século XVII foi intensificada a construção de sobrados de engenhos e palacetes devido à ascensão de uma nova burguesia, oriunda de Portugal, que foi ocupar o espaço deixado pelos holandeses, estabelecendo-se principalmente em Recife. Constata-se, neste período, que tornou-se hábito a utilização de revestimento de azulejos oriundos da metrópole, especialmente para forrar os interiores de suas capelas particulares. Devido ao clima tropical (quente e úmido), este revestimento parietal vinha a resolver o problema de proteção contra a umidade⁸, além de agregar beleza ao imóvel, através de seu valor decorativo. A umidade era agravada nas cidades do litoral, devido à salinidade, ou às margens do rio. Devido a este fato, observa-se que as cidades onde mais se apresenta este tipo de revestimento são as que possuem essas duas características geográficas: Belém, no Pará; São Luís, no Maranhão; Recife, em Pernambuco; Rio de Janeiro, no Rio de Janeiro; e Porto Alegre, no Rio Grande do Sul (CAVALCANTI, 2002).

A partir de meados do século XIX até o fim do mesmo, foi bastante difundido o costume de azulejar casas e sobrados. Observa-se que na década 1860, com a importação em grande quantidade de azulejos franceses, os portugueses perdem o exclusivismo inicial e os padrões começam a se diversificar mais. Em muito menor escala vieram também de outras procedências, como, por exemplo, os ingleses, hoje quase inexistentes em Pernambuco (DIAS, 2001).



Considerando que a técnica de azulejaria em fachadas de edifícios históricos é de extrema importância para caracterização de uma época da arquitetura pernambucana, a conservação destas edificações busca resguardar uma importante época da arquitetura no estado de Pernambuco.

2.2 Manifestações patológicas em azulejarias históricas


No decorrer dos períodos históricos, a cerâmica sempre foi, através das experiências do homem, um elemento de utilidade prática de ornamentação artística. Empiricamente, de conformidade com estes experimentos, os homens passaram a descobrir, a conviver e a aplicar as numerosas propriedades físicas e químicas das argilas, resultando em uma grande variedade de peças e utensílios cerâmicos, que ornamentam civilizações ao longo da história. Essas propriedades físico-químicas são, portanto, alvo de observações desde o primeiro estágio, das argilas naturais, depois, enquanto são modeladas/confeccionadas e, por fim, quanto da queima/cocção, estágio onde ocorrem as maiores transformações.

Os danos mais comuns identificados nos azulejos aplicados em edificações localizadas na região nordeste do Brasil estão, quase sempre, relacionados ao meio ambiente. Isto por se encontrarem no trópico próximo a linha do Equador, especificamente no caso de Olinda (PE), num clima característico de Região da Mata Úmida com gradientes de temperatura, umidade relativa do ar e incidência de raios ultravioletas (UV) altos (TINOCO, 2010). Associadas, ainda, à baixa qualidade de manufatura, em consequência da grande produção, podem ser arrolados os efeitos e causas de danos (Tabela 1):

Tabela 1: Patologias em Azulejos Históricos. Fonte: Autores.

Tipo	Efeito	Causa
	<p>Alteração cromática – Reação química dos elementos constitutivos do azulejo ou dos vernizes de proteção.</p>	<p>Exposição prolongada aos raios UV ou oxidação dos vernizes.</p>
	<p>Contaminação – Processo deletério de alterações físico-químicas na chacota e vidrado pela proliferação de material orgânico patogênico, cloretos, nitritos, sulfatos, etc., infiltrados no corpo serâmico.</p>	<p>Presença de umidade na alvenaria.</p>

	<p>Concreção – Massa endurecida, formada pela precipitação ou exsudações magnesianas ou cálcicas, sucessivas.</p>	<p>Forte presença de umidade nos suportes (alvenarias) constituídos de pedras calcárias.</p>
	<p>Desagregação – Reação física de esfacelamento e dissolução do corpo cerâmico e vidrado em decorrência de ações físico-químicas deletérias. Muito comum em nível próximo ao rodapé.</p>	<p>Presença de umidade nas alvenarias e tensões por cristalizações de sais.</p>
	<p>Eflorescências – Depósitos, geralmente brancos e porosos, sobre o corpo cerâmico.</p>	<p>Infiltrações nas alvenarias, causam evaporação da água que transporta os sais solúveis do interior dos materiais para a superfície.</p>
	<p>Esfoliação – Desagregação com desprendimento de lâminas (descamação) do vidrado e chacota.</p>	<p>Alterações físicas dos materiais e ação mecânica por infiltrações. Comm nos azulejos de baixa qualidade na manufatura – argila pouco adensada e queima incorreta.</p>

	<p>Manchas superficiais – Sujidades sem infiltrações.</p>	<p>Respingos de produtos diversos, tintas ou fezes de animais (morcegos, pombos, etc.)</p>
	<p>Perda – Ausência de uma ou mais partes do azulejo. Semelhante à lacuna.</p>	<p>Deterioração do vidrado e chacota em consequência das tensões por sais (infiltrações) ou por impacto acidental.</p>
	<p>Trinca – Fissura no corpo cerâmico do azulejo.</p>	<p>Reação física da chacota e/ou vidrado às tensões de tração, compressão e outros além dos limites físico-mecânico da peça.</p>
	<p>Elementos Espúrios – Agressão à estética do silhar e aos materiais do corpo cerâmico.</p>	<p>Aplicação de material nocivo em intervenções realizadas por leigos, como a argamassa de cimento, por exemplo.</p>

2.3 Monumento e restauração

Segundo Alois Rieg, em “O culto Moderno dos Monumentos, a sua Essência e Desenvolvimento” em 1903, os monumentos são classificados em intencionais e não intencionais. Os primeiros são aqueles que são construídos já com a intenção de tornar-se um marco, um testemunho de eventos históricos transmitindo ao futuro um aspecto comemorativo. A segunda categoria ocorre quando o valor do mesmo é agregado posteriormente, devido ao seu valor histórico-artístico. Cada monumento tem seu valor histórico, já que devido à ação dos homens e do tempo sobre ele é



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



testemunha de eventos ocorridos, e também artístico, uma vez que mostra o pensamento de uma época e sua forma de composição (BRANDI, 2005).

O sentido de antiguidade só veio surgir no início do século XX, enquadrando e respeitando cada obra como documento dos acontecimentos da história. Nesta mesma época o homem moderno recusava toda forma de intervenção arbitrária, acreditando que não se devia interromper o ciclo natural das coisas fadadas a transformação e dissolução segundo as leis da natureza.

O conceito de restauro é bem moderno e seu princípio fundamental é restituir a obra arquitetônica ao seu mundo historicamente determinado considerando suas relações com a cultura e o gosto de seu tempo (BRANDI, 2005).

O Decreto de 1794, da Convenção Nacional Francesa, foi o primeiro documento a exaltar o conceito de restauro ao proclamar a conservação dos monumentos. A partir daí se desenvolveram diversos modos de exercer o respeito à obra arquitetônica, teoricamente distintos e determinados historicamente, de acordo com o pensamento do momento cultural.

Os primeiros restauros, realizados principalmente em Roma por volta de 1830, tinham como objetivo obter a recomposição do edifício sem diferenciação de partes originais ou reprodução. Estes restauros eram inspirados na intenção de reencontrar naquelas obras a beleza normativa afirmada pela cultura neoclássica então vigente.

Entre 1830 e 1870, a cultura francesa adota um novo conceito de “estilo”. Este seria entendido como algo com unidade e coerente, limitado no tempo. Acreditava-se que os monumentos deveriam possuir uma unidade estilística e procurou-se, através do restauro, restituí-la ignorando a individualidade da obra, ou seja, ignorando suas qualidades formais que determinam sua singularidade.

Este pensamento ficou conhecido como Restauro Estilístico. Visando a tal unidade desejada, foram admitidos reconstruções e acréscimos baseados somente em analogias tipológicas e estilísticas com outros monumentos, chegando a alterar estrutura e forma da obra em nome da “coerência de estilo”.

Lucas Beltrami, na segunda metade do século XX sustenta o chamado Restauro Histórico, que tem como fundamento considerar cada monumento como um fato distinto e concluído, visando justificar o abandono do critério de tomar como base elementos e formas de outros monumentos. Assim o restaurador deve basear sua intervenção através de testemunhos seguros (como documento e arquivos), e de análise aprofundada do monumento.

De Ruskin e Morris ele retira a noção de autenticidade, não devendo conservar apenas a fase mais antiga do edifício, mas também seus acréscimos. Rejeita também a idéia de reconstrução das partes, defendida por Viollet-Le-Duc assim como a “tipologia estilística”, acreditando que viria a ignorar o caráter singular de cada monumento. Ainda à exemplo dele, Boito postula a prioridade do presente em relação ao passado e afirma a legitimidade da restauração. Boito acredita, ainda, que os monumentos valem como fonte de estudo e documento para os povos, devendo ser respeitado.

O restauro aclamado por Boito recebe o nome de Restauro Científico ou Filosófico, e acredita que o monumento é a prova da existência de certo tipo de edificação ou forma estilística, sendo imprescindível sua salvaguarda.

A Carta de Atenas (1931) foi o primeiro documento internacional para proteção em enfoque mais científico, propiciando um maior respeito tanto aos valores históricos como aos valores artísticos dos monumentos (TINOCO, 2010).

Em 1963, Cesare Brandi chegou a uma ampla e sistemática enunciação filosófica do problema do Restauro, resultando numa teoria do mesmo. Um dos fundamentos afirma o restauro como um ato crítico que visa à reconstituição do texto autêntico da obra, porém atento à história e estética do monumento. Lembra que, como se trata de uma obra de arte, o restauro deve privilegiar a estética. Para ele, o restauro é considerado não só como uma intervenção sobre a matéria, mas também como salvaguarda das condições ambientais que assegurem o melhor proveito da obra.

Brandi fala ainda na busca pela “unidade que se pretende reconstruir”, no restauro preventivo e na resolução, que em muitos casos torna-se reinvenção, deixando entendido ser a favor da aplicação das técnicas criativas na obra de restauro. Porém, nega o restauro de fantasia, entendido como imitação, ações que pregam a abolição do tempo transcorrido.

Em 1964 foi escrita a “Carta de Veneza”, no Congresso de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos, que ainda hoje é um documento de validade e vigência indiscutíveis. Em um de seus artigos, exprime bem o conceito de restauração: “A Restauração é uma operação que deve guardar uma característica excepcional. Tem como fim conservar e revelar os valores estéticos e históricos do monumento e se fundamentar no respeito à substância antiga e os documento autênticos”.

3. ESTUDO DE CASO

Datado da segunda metade do século XIX, o casarão situado na Avenida da Liberdade nº 258, no sítio histórico de Olinda, pode ser considerado um dos melhores exemplares da arquitetura classicista residencial da cidade.

Ao longo do período colonial, puderam-se encontrar, como principais tipos de habitação, os sobrados e as casas térreas. Um terceiro tipo de habitação encontrado naquele período eram as chácaras, localizadas, geralmente, na periferia dos centros urbanos e tendo como vantagem a proximidade das cidades. Sendo o tipo da habitação diretamente relacionado ao status social do morador, as casas térreas tinham significado de pobreza, os sobrados, sinal de riqueza e as chácaras eram exclusividade das famílias mais abastadas.

Com um refinamento da arquitetura residencial, na primeira metade do século XIX, houve o surgimento das casas de porão alto (uma transição entre as casas térreas e os sobrados). Implantação que permitia uma maior aproximação das residências com rua sem apresentar contato direto. Já na segunda metade do século XIX, foram surgindo casas urbanas com novos estilos de implantação: afastada dos vizinhos e com jardins laterais, reunindo as tipologias das chácaras e dos sobrados.

O casarão (**Figura 2**), objeto do atual estudo, é uma casa senhorial, de construção térrea, com porão elevado e que se ergue sobre uma plataforma elevada, gerando um “passeio” em volta da edificação, cercado por um peitoril em ferro trabalhado. As questões volumétricas do edifício podem ser traduzidas segundo definições de Alberto Souza: “dominada pela geometria e desta tirando boa parte de sua beleza, explora com sucesso o contraste entre o enorme frontão triangular cego e um longo retângulo horizontal contendo uma sucessão de vazios que predominam sobre os cheios.”

O ponto alto da composição do casarão fica por conta da fachada Sul (frontal), o frontão de linhas puras, revestido em azulejos com desenho suave e colorido, marcado pela sua pureza de linha, escala e posicionamento (**Figura 3**). No retângulo abaixo do frontão, também revestido em azulejos, destaque para o jogo de cheios e vazios.

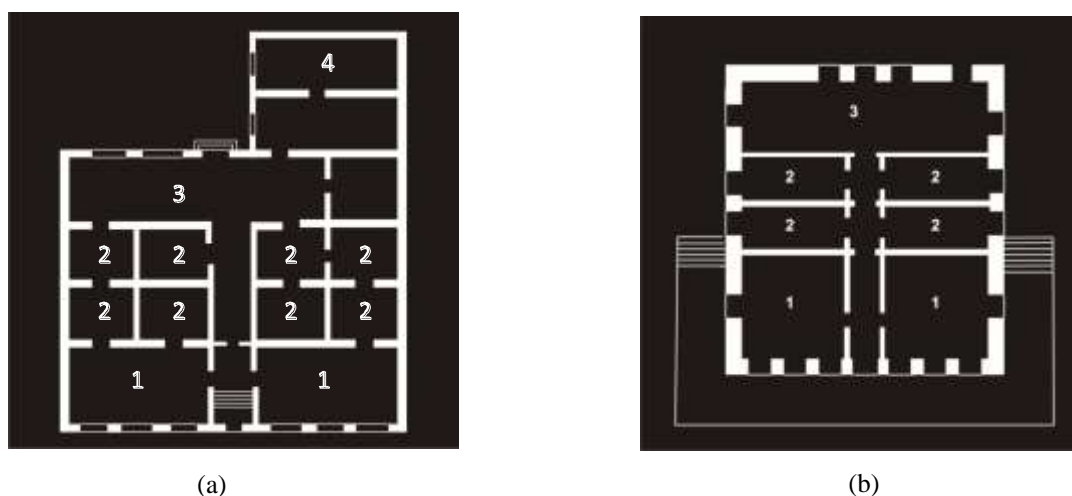


Figura 2 - Esquema de uma residência de porão alto 1.Salão 2.Alcovas 3.Varanda 4.cozinha. Fonte: Quadro da Arquitetura no Brasil, Nestor Goulart. (a) e esquema da configuração original do Casarão Hermann Lundgren 1.Salão 2.Alcovas 3.Serviços. Fonte: Autora. (b)

A porta principal apresenta formato característico do movimento neoclássico, destacando-se em relação às janelas por sua altura maior, coroada em arco pleno e gradil trabalhado em ferro (**Figura 4**). As janelas, por sua vez, estão dispostas simetricamente, tendo como eixo a porta principal.

Seguindo a mesma composição da fachada principal, as fachadas laterais também possuem três janelas e uma porta que abre para a plataforma elevada que circunda o casarão. Já a fachada posterior, apresenta uma saliência semicircular, que quebra a simetria existente predominante no casarão. Este elemento pode ter sido fruto de uma intervenção posterior à construção da residência original, inclusive pela visível diferença de espessura da parede.



Figura 3 – Fachada Sul do Casarão (Fonte: Autores).

Em registros obtidos, foram encontrados três usos distintos para a edificação: residência, hospital e escola de música. Em julho de 1925, o Coronel Arthur Hermann Lundgren, um dos donos da fábrica de tecidos do Paulista, na época distrito de Olinda, e ex-prefeito da cidade, adquiriram o casarão através de carta de arrematação judicial, doando-o ao Município para a instalação de um Hospital Municipal.

Inicia-se então a segunda fase da edificação, tendo o nome do hospital como uma homenagem ao pai do doador. Fica sob a responsabilidade administrativa da Prefeitura de Olinda. Segundo a revista “A Pilheira” de abril de 1926, o hospital era composto por sala de enfermaria para homens e sala de enfermaria para mulheres (16 leitos no total), sala de cirurgia e curativos, ambulatório e laboratório.

Provavelmente o hospital foi desativado, já que no decreto nº54, de 09 de fevereiro de 1933, do Prefeito do Município de Olinda, estabeleceu, em suas considerações, que a cidade não poderia renunciar de um serviço regular de assistência hospitalar, que o Município possuía por doação que lhe foi feita pela família Hermann Lundgren um prédio dotado de instalações apropriadas a um estabelecimento hospitalar, onde já havia funcionado um hospital, sugerindo a reabertura do mesmo.



(a)



(b)

Figura 4 - Fachada principal do Casarão (a) e bloco anexo (b), ambos em 1974 – Fonte: IPHAN PE



(a)



(b)

Figura 5 - Fachada principal do casarão e passarela de ligação entre os blocos, em 1974 - Fonte: Arquivos IPHAN/PE

Em 1966, o Governo do Estado concluiu as obras no terreno do imóvel de uma maternidade, anexa ao edifício principal, ocupando aproximadamente 400 metros quadrados e comunicando-se com o hospital através de uma passarela que ligava ao pavimento superior da nova edificação (**Figura 5**).



(a)



(b)

Figura 6 - Foto da época da construção do Centro de Criatividade Musical de Olinda (a) e do Centro de Criatividade Musical de Olinda (b) – Fonte: Prefeitura de Olinda

Em 1983, durante a gestão do Prefeito José Arnaldo, o imóvel foi cedido em comodato, por 10 anos, para a instalação do Centro de Criatividade Musical de Olinda, dirigida pelo maestro Geraldo Menucci. As obras iniciadas nesse ano foram as últimas de maior impacto à edificação, sendo essas modificações presentes até os dias atuais (**Figura 6**).

4. RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO

Ao realizar a pesquisa histórica sobre o Casarão Hermann Lundgren, foi constatado que o imóvel encontra-se muito descaracterizado da sua composição original nas suas partes externas, principalmente as fachadas. Até meados dos anos 70 foi possível identificar, em imagens coletadas no acervo do IPHAN, que todas as quatro fachadas da edificação eram revestidas com o azulejo decorado, e que, atualmente, apenas a fachada Sul possui o revestimento.

A fachada Sul possui regiões cujo revestimento em azulejo apresenta manifestações patológicas visíveis como trincas, gretamento, ausência de rejunte, destacamento de esmalte e descolamento de placas de azulejos (**Figura 7** e **Figura 8**).

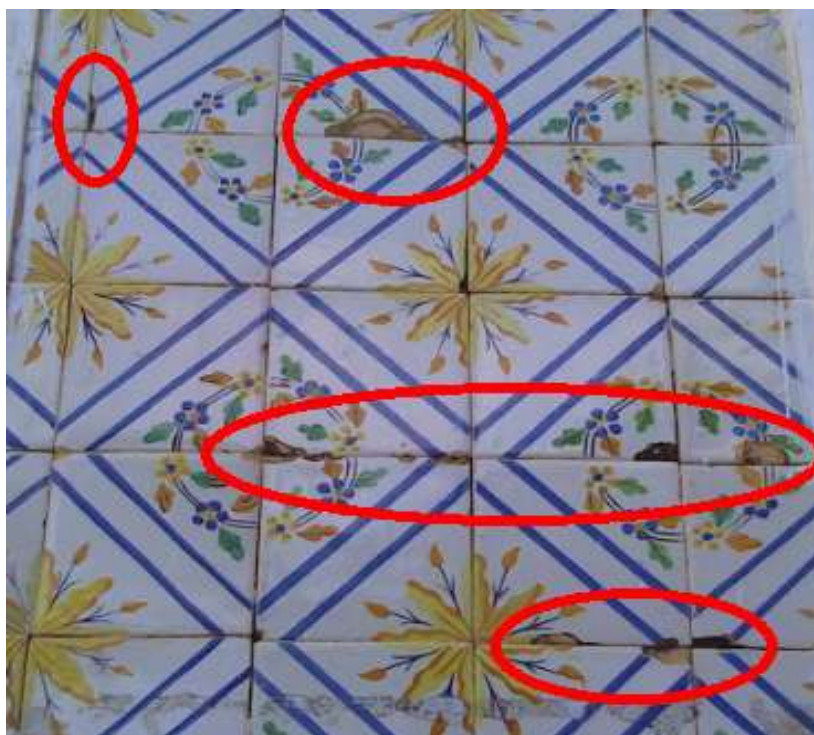


Figura 7 - Detalhe de falhas observadas nas placas de azulejo e nos elementos de rejunte da fachada Sul.

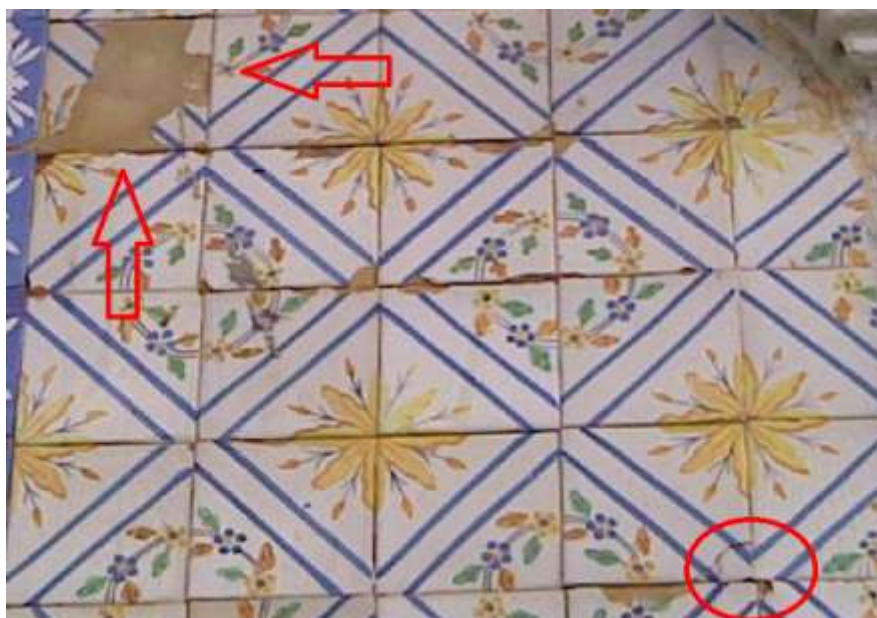





Figura 8 - Identificação de falhas no esmalte e degradação das peças de azulejo.

Para um melhor entendimento, a Tabela 2 apresenta de forma ordenada as principais patologias encontradas.

Tabela 2: Patologias encontradas na fachada do Casarão Hermann Lundgren.

Tipo	Efeito	Causa
	<p>Desagregação – Reação física de esfacelamento e dissolução do corpo cerâmico e vidrado em decorrência de ações físico-químicas deletérias. Muito comum em nível próximo ao rodapé.</p>	<p>Presença de umidade nas alvenarias e tensões por cristalizações de sais.</p>
	<p>Eflorescências – Depósitos, geralmente brancos e porosos, sobre o corpo cerâmico.</p>	<p>Infiltrações nas alvenarias, causam evaporação da água que transporta os sais solúveis do interior dos materiais para a superfície.</p>
	<p>Esfoliação – Desagregação com desprendimento de lâminas (descamação) do vidrado e chacota.</p>	<p>Alterações físicas dos materiais e ação mecânica por infiltrações. Como nos azulejos de baixa qualidade na manufatura – argila pouco adensada e queima incorreta.</p>
	<p>Manchas superficiais – Sujidades sem infiltrações.</p>	<p>Respingos de produtos diversos, tintas ou fezes de animais (morcegos, pombos, etc.)</p>

	<p>Perda – Ausência de uma ou mais partes do azulejo. Semelhante à lacuna.</p>	<p>Deterioração do vidrado e chacota em consequência das tensões por sais (infiltrações) ou por impacto accidental.</p>
	<p>Trinca – Fissura no corpo cerâmico do azulejo.</p>	<p>Reação física da chacota e/ou vidrado às tensões de tração, compressão e outros além dos limites físico-mecânico da peça.</p>
	<p>Elementos Espúrios – Agressão à estética do silhar e aos materiais do corpo cerâmico.</p>	<p>Aplicação de material nocivo em intervenções realizadas por leigos, como a argamassa de cimento, por exemplo.</p>

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A conservação dos monumentos e edificações históricas é fundamental para permitir tanto o adequado conhecimento das técnicas de construção utilizadas na época, como a escolha pela melhor maneira de intervir para a sua manutenção. Afinal, como dizia Confúcio, “*se queres prever o futuro, estuda o passado*”.

O mau estado de conservação encontrado na investigação realizada nessa edificação histórica é uma evidente retrato da importância das atividades de manutenção, notadamente nos seus elementos de revestimento, internos ou externos, a fim de preservar a riqueza cultural e arquitetônica das cidades.

6. REFERÊNCIAS

- [1] CAVALCANTI, Sylvia Tigre de Hollanda. O azulejo na arquitetura civil de Pernambuco, século XIX. São Paulo: Metalivros, 2002.
- [2] TINOCO, Jorge Eduardo Lucena. Azulejos do século XIX: Um projeto de restauro. In: Centro de Estudo Avançado da Conservação Integrada: Texto para discussão, vol 44. Olinda, 2010.
- [3] REIS FILHO, N. G. Quadro da Arquitetura no Brasil. São Paulo: Perspectiva, 1970. v. 1. 214 p.
- [4] DIAS, Maria Cristina V. I. (org). Patrimônio azulejar brasileiro. Aspectos históricos e de conservação. Brasília, Monumenta/ BID/ Ministério da Cultura, 2001. 195p.
- [5] FREYRE, Gilberto,; JARDIM, Luís. **Olinda 2. Guia prático, histórico e sentimental de cidade brasileira**. 2. ed. -. Rio de Janeiro: J. Olympio, 1944. 236p
- [6] BRANDI, Cesare. Teoria da restauração. 2.ed. Cotia, SP: Ateliê Editorial, 2005. 261 p.
- [7] Arquivo Público Municipal. **Hermann Lundgren, Repertório Documental**. Setor de Pesquisa, Olinda, 1997.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A FOTOGRAFIA EM LAUDOS PERICIAIS E PARECERES TÉCNICOS DE ENGENHARIA

MARCO ANTONIO TEIXEIRA LOMBA

Engenheiro Civil e Sanitarista - CREA/RJ – 52768-D
Caixa Econômica Federal
Santa Catarina, Brasil
marcolomba@linhalivre.net

RESUMO

Todo Engenheiro que lida com manifestações patológicas já necessitou elaborar um Laudo, Parecer Técnico ou Laudo Pericial, no qual invariavelmente precisou inserir fotografias. Não se pode admitir um laudo impresso, a respeito de manifestações patológicas, sem fotografias. Sinal dos tempos e a fotografia tem se popularizado grandemente, com o evento das fotos digitais. Mais e mais pessoas estão fazendo uso da fotografia para realizar suas atividades e para dar clareza a seus escritos. Na área da Engenharia, esse fato não poderia passar despercebido, considerando que os engenheiros são sempre alinhados com as inovações e comprometidos com os avanços tecnológicos que acontecem no planeta. Frequentemente nossos Laudos Técnicos, Pareceres, Laudos Periciais e etc. estão repletos de fotografias, que têm a intenção de clarear a narrativa, tanto para leigos, como para Magistrados ou outros profissionais que tenham acesso ao trabalho, e que, através da fotografia, possam enxergar situações que não puderam presenciar. Por essas razões, é muito importante que as fotografias que integram esses trabalhos técnicos, tenham qualidade em diversos aspectos, e possam efetivamente trazer para o leitor a imagem clara e indubitável daquilo que se desejou mostrar, afastando a dúvida ou a ambiguidade da interpretação, que pode acontecer se houvesse apenas o texto escrito. Uma manifestação patológica mostrada numa fotografia clara, bem registrada, pode nortear a decisão justa, ao passo que outra fotografia cujo registro não foi tão feliz, ou conteve menos qualidade técnica, pode induzir ao erro o decisor.

PALAVRAS-CHAVE: fotografia, laudo, perícias, técnica, manifestação patológica.

ABSTRACT

Any engineer, who works dealing with building pathological manifestations, has already made a report, a technical opinion, or even a technical inspection text, in which has inserted photos. It's insane to get an official engineering document, like an expertise report, without pictures in its content. Photography has become very popular, mainly after the event of digital photography. Increasingly, people are inserting photos in their texts, school works and dissertations, in order to clarify, and to improve the quality of their works. Considering that Engineering is always in touch with the planet innovations, our technical texts, reports and etc. are, nowadays, full of the digital photos. These "pics" have the intention of showing the readers something that is very long to be explained by writing, or simply to illustrate the work. The pictures serve to aid, for instance, a magistrate to decide and to pass a sentence on about an engineering subject, or on situations that he could not attempt to. Also layman persons can better understand things if they see pictures about the subjects. These are some reasons that make the insertion of pictures, very important, in engineering works. The quality of these pictures is also very important, because they will show the readers, things that they could not witness. A clear picture, taken based on the right technical, can make the fair decision be taken by the judge. However, if the photo is not very clear or does not show the important detail, the decision may be mistaken and unfair, what could harm people or institutions.

KEYWORDS: photography, photo, picture, technical, expertise, pathological manifestations

1. BREVE HISTÓRIA DA FOTOGRAFIA

A câmera fotográfica é, basicamente, uma caixa escura onde entra luz. Podemos definir o tamanho do furo por onde entra essa luz e, também, o tempo durante o qual a luz vai ficar passando pelo furo. As câmeras fotográficas evoluíram muito desde o Daguerreótipo (câmera inventada por Louis Daguerre), até os celulares atuais. O principal problema das primeiras máquinas era o tempo necessário para fazer uma foto, já que a sensibilidade dos "filmes" à luz era muito pequena. Uma foto familiar, feita com o daguerreótipo exigia dos fotografados que permanecessem em posição durante mais de uma ou duas horas.

2. A CÂMERA DIGITAL

A câmera digital é basicamente composta de um jogo de espelhos, lentes e um sensor que transforma a luz em um arquivo digital.

2.1 Gravação de arquivos digitais

As fotos digitais são gravadas em pequenos cartões que ficam dentro das câmeras fotográficas; Há cartões com várias capacidades de gravação de arquivos digitais (nº de fotos). Atente também à velocidade de descarga do cartão.

2.2 Megapixels e a qualidade das fotos digitais

As fotos digitais têm diferentes qualidades, dependendo da capacidade do sensor da câmera utilizada na captura da foto. Recomenda-se que as fotos que vão constar do Laudo sejam capturadas com o máximo número de megapixels que sua fotográfica seja capaz de gravar. O número de pixels está diretamente ligado à qualidade da foto em geral, da qualidade de impressão e da capacidade de examinar detalhes com utilização de “zoom” (aproximação), na tela do seu computador. No trecho abaixo, retirado de Laudo Pericial, o perito mostra desconhecimento sobre fotografia digital, e por essa razão, deixa de esclarecer mais detalhadamente ao Juízo, os defeitos construtivos verificados:

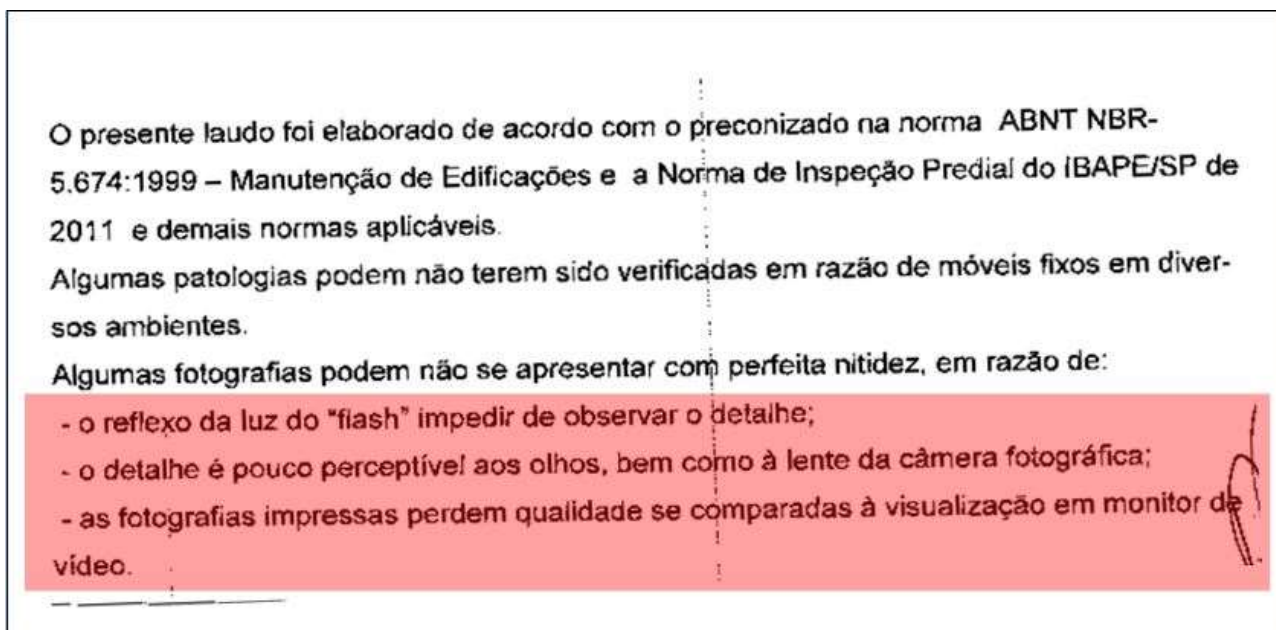


Figura 1: Exemplo da importância da fotografia em laudos.

2.3 Metadados

Descrevem as características do arquivo, incluindo conteúdo, status de direitos autorais, origem, histórico, tamanho, data de criação, data de modificação, configurações da câmera no momento em que a imagem foi capturada e etc. Alguns metadados contêm informações de navegação de sistema de posicionamento global (GPS). Essas informações estão disponíveis somente em algumas câmeras digitais, nessas, entretanto, não é possível ajustar a data e a hora, que são informadas à câmera, via satélite. Portanto, fotos com datas, originárias de sistemas GPS são absolutamente confiáveis. Há programas que são capazes de editar os metadados de uma foto digital, porém, há itens que são ineditáveis, mantendo assim, a credibilidade da foto digital.

2.4 Normas da ABNT

Tamanha é a relação da fotografia com a prática da Engenharia, que há muitas normas da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas que referenciam a fotografia em seus textos e recomendações técnicas. Segundo o item de requisitos gerais, da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR13752 (1996, p.6): “A qualidade do trabalho pericial deve estar assegurada quanto à: inclusão de um número adequado de fotografias por cada bem periciado [...]”

[1]. Nesta mesma norma, encontra-se o detalhamento de dados importantes, para a correta utilização das fotografias em



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



laudos no item Fotografias, da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR13752, op. cit., p.8: “Documentar a história com fotografias esclarecedoras, em tamanho adequado, gerais e/ou detalhadas”^[1]. Seguindo estas orientações, no mesmo item Fotografias, da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR13752, op. cit., p.8: “As fotografias devem ser numeradas correspondentemente ao detalhe que se quer documentar, e, sempre que possível, datadas pelos profissionais envolvidos no trabalho”^[1]. A NBR13752 considera a fotografia com um parâmetro de “valorização” do laudo pericial. A Fotografia é citada ainda, como tópico importante, em outras Normas da ABNT, quais sejam: NBR 11682/2009 – Estabilidade de Encostas; NBR 14653/2011 – Avaliação de Bens Partes 2 e 5; NBR 8044/1983 – Projeto Geotécnico (em revisão pela ABNT); NBR 14724/2011 – Apresentação de Trabalhos Acadêmicos.

3. A FOTOGRAFIA DIGITAL NO JUDICIÁRIO

Até pouco tempo, as fotografias em Laudos Periciais, somente eram aceitas pelo Juízo, se acompanhadas dos respectivos negativos. Com o advento da Fotografia Digital, a Justiça teve que se adequar à evolução e à ascensão tecnológica da fotografia. Segundo Dantas (2007, p.2): “A fotografia digital [...] é um meio de prova perfeitamente válido”.^[2] Nos processos mais antigos, era comum os negativos serem juntados nos autos acompanhando as fotografias impressas anexadas em laudos periciais. Atualmente, para adicionar maior credibilidade, as fotos digitais de autoria dos peritos, acompanhadas de assistentes técnicos, sendo devidamente datadas, podem sim ser aceitas como elemento de prova. Como apresenta Albernaz ([entre 2006 e 2015], p.22): “A foto digital é válida em perícias [...]. Assim não vejo nenhuma restrição no uso das fotos digitais, admitindo que o perito é idôneo”.^[3] Observando tais cuidados, pode-se sim afirmar que: “Portanto, acertada a decisão a *quo* quando afirma que não havendo impugnação dos documentos fotográficos, tal documento faz prova plena das coisas ou fatos”.^[4] (BRASIL, 2011).

4. ARQUIVOS JPG OU JPEG

As fotográficas digitais, em geral gravam os arquivos em *.jpg ou *.jpeg. Esse tipo de arquivo tem a vantagem de ser relativamente pequeno, ocupando assim menos espaço para armazenamento. Entretanto, é necessário estar atento que os arquivos *.jpg e *.jpeg são produtos finais de compressões de arquivos, razão pela qual, a cada vez que são salvos, eles perdem qualidade. Evite ficar abrindo e salvando muitas vezes seus arquivos *.jpg ou *.jpeg.

5. ARQUIVOS RAW – NEGATIVOS DE FOTOS DIGITAIS

Ao contrário do que se possa supor, as fotos digitais também têm “negativos”. Não se trata, entretanto, de uma fita plástica que contém as fotos em “negativo”, mas da terminação do arquivo digital. Os arquivos das fotos digitais, do tipo “RAW” são considerados os “negativos” das fotos digitais. São arquivos que nunca sofreram qualquer alteração, manipulação ou edição. Um arquivo RAW, que sofra qualquer tipo de edição, perde a característica de inalterado. Cada fabricante de máquina fotográfica digital tem sua própria terminação para os arquivos RAW. (CANON – *.crw; NIKON – *.nef e etc.) Ao serem baixados das câmeras, esses arquivos são transformados na terminação “*.dng”, que significa “digital negative”. Dessa forma, fica garantida a confiabilidade da foto digital, esteja ela no seu álbum de casamento ou no seu Laudo Pericial.

6. MÁQUINAS FOTOGRÁFICAS

As fotográficas que produzem arquivos em RAW estão cada vez mais populares. Existem máquinas de baixo custo e até celulares, que produzem arquivos RAW. Algumas máquinas já produzem dois arquivos, quando se clica uma foto: um em *.jpeg e outro em RAW. São gravados dois arquivos digitais para a mesma foto. Havia também, inicialmente, certa dificuldade para a impressão desses arquivos, entretanto os softwares que acompanham as fotográficas que fazem fotos em RAW são capazes de proceder essas impressões. Uma sugestão é que profissionais que trabalham com Laudos Periciais ou mesmo laudos comuns, utilizem fotos em RAW, em seus trabalhos, de modo a eliminar quaisquer questionamentos ou dúvidas sobre a veracidade da foto.

7. ALGUNS PRINCÍPIOS BÁSICOS DA FOTOGRAFIA

A fotografia se desenvolveu muito, recentemente, sendo objeto até de Cursos Superiores regulamentares, passando a ser uma ciência, sem, entretanto, perder o contato com sua característica artística e criativa. Assim ela tem sido estudada e sua técnica mais apurada a cada ano.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



7.1 Horizontalidade e Verticalidade

Para atender à horizontalidade e à verticalidade é necessário observar o motivo fotografado e posicionar a câmera horizontalmente ou verticalmente, conforme a dimensão predominante do objeto. Por exemplo, a fotografia de um pilar deve normalmente ser feita com a máquina na vertical, sendo diferente da fotografia de uma laje, que um elemento horizontal.

7.2 Regra dos terços

A Regra dos Terços é uma aproximação das proporções dos retângulos áureos, de autoria do pintor grego Phidas, quando fez as esculturas do Parthenon. Os retângulos áureos deram origem à espiral áurea e, a partir dessa, foram definidos, por aproximação, os pontos de ouro, que veremos mais adiante. A regra dos terços é, simplificada, a divisão da fotografia em nove partes, sendo três na horizontal e três na vertical, buscando-se colocar nos pontos de inter cruzamento das linhas verticais e horizontais, aspectos mais importantes da foto.

7.3 Pontos de Ouro

Como já explicado acima, os pontos de ouro são os cruzamentos das linhas que definem a regra dos terços. A técnica fotográfica sugere a colocação de aspectos importantes da fotografia nesses pontos, haja vista que esses serão os pontos preferidos pelo olhar das pessoas, conforme comprovado por pesquisas científicas.

7.4 Enquadramento

O enquadramento é o aspecto que vai definir o que se deseja mostrar na foto. Exemplos acadêmicos de falha de enquadramento são as fotos de pessoas sem cabeça ou com os pés cortados. Nas fotos de engenharia, podemos encontrar fotos sobre umidade ascendente em casas, na qual aparece um belo céu azul, mas não mostra a interface da casa com o solo, local onde está a referida manifestação patológica. Em outro exemplo, na mesma casa se pretende mostrar problemas no telhado e a foto acaba mostrando piso, calçada, parede, porém apenas uma “faixa” do telhado. Todos esses são problemas de enquadramento.

7.5 Contextualização

A contextualização talvez seja o principal problema das fotografias em laudos de engenharia. Muitas vezes esse princípio básico não é observado. A contextualização é situação do observador da fotografia no ambiente em geral, para poder entender em outra fotografia o que foi mostrado em detalhe. O exemplo acadêmico da Contextualização é a fotografia de fissuras ou trincas. Muitas vezes se vêem nos laudos de engenharia fotos de trincas que ocupam toda a diagonal de uma fotografia. A simples observação dessa trinca, única e mostrada na foto não “contextualiza” a situação na qual a trinca está inserida. O ideal seria que a primeira foto mostrasse o ambiente, num ângulo aberto, mostrando o local onde ocorreu a trinca com uma seta ou um círculo, por exemplo, para depois mostrar então a trinca no detalhe, em ângulo fechado. Ainda sobre contextualização, é recomendada a utilização de plantas baixas dos locais da perícia, nas quais se mostram com setas a posição do profissional que fez a foto e a direção para a qual apontou a máquina, para contextualizar de onde para onde foram feitas as fotografias. A NBR 13752/96 recomenda a localização das fotos através do direcionamento por setas, na planta, do imóvel vistoriado.

8. PRINCIPAIS DEFEITOS NAS FOTOGRAFIAS CONSTANTES DOS LAUDOS

A não observância às técnicas fotográficas leva, muitas vezes, a resultados inesperados que não remetem a mensagem fotográfica ao observador da fotografia. Dessa forma é importante evitarem-se erros e distrações no momento do “clic”. Inúmeros são os Laudos de Engenharia que trazem fotos que não auxiliam os julgadores ou leitores dos documentos a elucidar os fatos, em razão de falhas tanto técnicas, quanto dos equipamentos.

8.1 Falta de foco ou de nitidez

A falta de nitidez nas fotos pode ter muitas origens, entretanto a mais comum é a falta de foco. A falta de foco se dá por limitação do equipamento ou por inexperiência do profissional que está fazendo a foto. As máquinas digitais mais modernas possuem focos automáticos muito eficientes, entretanto o problema da foto sem foco reside no fato de que o equipamento (mesmo os celulares) necessita de um pequeno tempo para interpretar a luz e as distâncias, para fazer o foco. Muitas vezes o operador faz a foto tão rapidamente que o resultado é uma foto fora de foco, apenas pq o equipamento ainda estava focando, quando o botão de disparo foi apertado. As fotos podem ficar fora de foco também



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



em razão da extrema aproximação da lente do objeto fotografado, conjugada à limitação daquele equipamento. Máquinas digitais trazem em seus manuais de uso a distância focal mínima possível para aquele equipamento. Nos equipamentos que permitem foco manual, o erro do operador no posicionamento desse foco, pode também acarretar o desfoque da fotografia.

8.2 Foto Tremida

As fotos tremidas ocorrem quando o profissional balança a mão ou os braços, enquanto a luz está entrando na câmera. Essa situação pode ser completamente contornada com a utilização de tripés, ou apoios em geral para a câmera. As fotos de ambientes ou situações com menos luz, têm maior possibilidade de saírem tremidas, haja vista que o tempo de passagem de luz, necessário para sensibilizar o filme ou o sensor digital é maior, restando por isso, que o profissional mantenha a câmera firme por mais tempo.

8.3 Foto Queimada

Diz-se da foto queimada aquela que recebeu mais luz do que era necessário, ou que enegreceu um objeto, uma vez que esse se encontrava com uma fonte de luz muito forte atrás dele, de frente para a câmera. A utilização de um flash (dependendo da potência do flash) pode solucionar esse problema.

8.4 Foto Escura

Ao contrário da anterior a foto escura recebeu menos luz do que era necessário para que os objetos fotografados ficassem suficientemente expostos. Curiosamente, pode-se evitar esse problema também com a utilização de um flash. A inobservância das pilhas ou baterias de suas câmeras descarregadas, podem também acarretar que o flash não seja disparado e a foto acabe por sair escura.

8.5 Fotos com Sombras

É muito importante que o profissional que está fazendo a foto tome cuidado para que sua própria sombra não invada o enquadramento da fotografia. Em qualquer curso de fotografia, por mais elementar que seja, ensina-se aos fotógrafos a colocar o sol às suas costas, para garantir a iluminação do objeto à frente da lente da câmera. Entretanto esse ensinamento requer a atenção do profissional, para evitar que o sol às suas costas, faça com que sua sombra entre na foto, prejudicando completamente a fotografia.

8.6 Fundos indesejados

A realização de uma fotografia sempre deve exigir do profissional a observação de todo o quadro que aparece na câmera, e que será a foto futura. Muitas vezes a desatenção do profissional acaba por incluir na foto, elementos absolutamente indesejáveis. O exemplo acadêmico desse problema é as perícias de instalações hidrossanitárias de esgotos primários, ETE's e etc. nas quais, muitas vezes, as fotos mostram elementos dispensáveis ao esclarecimento da situação, através da fotografia. Outro fato comum é nas fotos de fachadas, nas quais se buscam mostrar manifestações patológicas de revestimentos, esquadrias e etc., a foto mostrar pessoas dentro dos apartamentos, que acabam tendo sua privacidade invadida pela foto pericial.

9. FOTOGRAFIAS NOS LAUDOS DE VISTORIA

As fotografias, em Laudos Periciais ou Laudos Técnicos podem ser colocadas no corpo do texto, ou num Relatório Fotográfico ao final do trabalho. Utilizando-se fotos numeradas, recomenda-se a observação à NBR 14724/2011 – Apresentação de Trabalhos Acadêmicos, no que diz respeito à organização de um índice fotográfico, chamado de Lista de Ilustrações, considerado um elemento “pretextual”. Genericamente, há recomendações e sugestões para mitigar os erros e a criação de fotografias que não cumprem seu principal objetivo, que é esclarecer e mostrar aquilo que, através de textos, seria muito complicado descrever. Abaixo, uma listagem várias dessas sugestões:

- Procure fazer um curso de fotografia digital. Há até alternativas grátis na internet.
- Procure conhecer a sua fotográfica e os recursos que ela pode oferecer. Acostume-se a ler o manual de seu equipamento.
- Fotos com celular em geral terão menos qualidade do que fotos de câmeras. Deixe o celular para as emergências;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Verificar a data e hora da sua fotográfica. Essas informações ficam gravadas nos metadados do arquivo digital (a própria foto);
- Verificar se sua câmera está programada para incluir a data e a hora na foto;
- Verificar baterias reservas em suas vistorias;
- Verificar a luz do ambiente;
- Verificar o “MODO de DISPARO” selecionado na máquina, para a captura da foto;
- Não aperte o botão de disparo num só movimento. Isso pode fazer a máquina e movimentar e a foto sair tremida;
- Acostume-se a apertar o botão de disparo em duas etapas, de modo que a máquina possa ter tempo para focar o objeto fotografado (foco automático);
- Evite fotos de frente para o sol ou para qualquer fonte de luz (portas, janelas, refletores, lâmpadas, etc..), para que o objeto não fique preto e o fundo queimado;

10. AGRADECIMENTOS

Aos colegas Eng^o Alexandre Chambarelli de Novaes e Eng^o Aécio de Miranda Breitbach. À minha mulher, Ane, e Marcus e Tábata, meus filhos. À Dra. Denise Marques de Faria – Advogada do quadro da CAIXA ECONÔMICA FEDERAL, pela realização da Pesquisa Jurídica sobre a fotografia no Judiciário.

11. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13752: 1996: “Perícias de engenharia na construção civil”. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 8p.
- [2] DANTAS, R.T. “A fotografia digital como meio de prova no processo civil e trabalhista”. *Revista Jus Navigandi*, Teresina, ano 12, n. 1362, 25 mar.2007. Disponível em: <https://jus.com.br/artigos/9642>. Acesso em: 15 ago. 2015.
- [3] ALBERNAZ, L.F. “Foto digital como meio de prova”. Disponível em: www.egov.ufsc.br/portal/sites/default/files/anexos/18229-18230-1-PB.pdf. Acesso em: 28 set.2015.
- [4] BRASIL. Tribunal Regional Federal (4. Região). Apelação cível/Reexame Necessário n.2005.70.05.005573-2/PR. Apelante: Oscar Liebl. Apelado: José Nelson Prutinski. Relator: Juiz Federal Jorge Antonio Maurique. Porto Alegre Rio Grande do Sul, 27 de outubro de 2011. **Lex:** jurisprudência do Tribunal Regional 14^a Região, Porto Alegre. Disponível em: http://www2.trf4.gov.br/trf4/processos/visualizar_documento_gedpro. Acesso em: 12 nov. 2014.



**A IMPORTÂNCIA DO CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO PARA EVITAR
MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS: ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA EM
ARACAJU/SE**

F. DANTAS

Graduando em Engenharia Civil
Faculdade Pio Décimo
Sergipe; Brasil
felipesd_engcivil@hotmail.com

G. SANTOS JUNIOR

Professor Assistente
Faculdade Pio Décimo
Sergipe; Brasil
professorgilbertomessias@gmail.com

RESUMO

O presente trabalho, realizado na obra Brisa Marina no litoral de Aracaju, tem por objetivo avaliar a importância do controle tecnológico em uma estrutura de concreto armado, visando a qualidade do material e a prevenção de manifestações patológicas. Através de pesquisas metodológicas descritas na literatura, foram analisadas algumas manifestações patológicas como a corrosão, carbonatação e reação álcali-agregado (RAA). Através de estudo de campo, inspeções visuais e registros fotográficos realizados em laboratórios e *in loco*, foram observados os procedimentos para os ensaios antes e durante a concretagem de lajes. Nas idades de 7 e 28 dias após o lançamento do concreto, foram verificados os ensaios de resistência a compressão do material coletado, com o intuito de analisar se a estrutura apresentava a resistência especificada no projeto. Por fim, após análises, os resultados apresentaram dados relevantes quanto ao estudo e controle de manifestações patológicas em edificações convencionais.

Palavras-chave: Controle tecnológico, Patologia das Construções, Estruturas de Concreto.

ABSTRACT

The purpose of the present study, conducted in the building Brisa Marina, in the coast of Aracaju, is to assess the importance of technological control in a reinforced concrete structure to assure the quality of the material and prevent pathological manifestations. Analysis of some pathological manifestations such as corrosion, carbonation and alkali-aggregate reaction (AAR) was performed using research methodologies described in the literature. The test procedures conducted before and during concrete slab pouring were observed through a field study, visual inspections and photo assays in laboratories and *in situ*. At the ages of 7 and 28 days after concrete laying, the results of the testing of compressive strength of the collected material were analyzed to check whether the strength of the structure was consistent with the project specifications. Finally, the results obtained revealed important data for the study and control of pathological manifestations in conventional buildings.

Keywords: Technological control, Building Pathology, Concrete Structures.

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem-se observado uma maior preocupação com relação a manifestações patológicas do concreto em virtude do envelhecimento das edificações no Brasil. Com o intuito de implementar medidas de melhoria na durabilidade destas estruturas, surge o controle de qualidade do concreto armado que dá início ao estudo mais criterioso de dosagem e controle dos materiais constituintes.

O concreto armado é o material mais utilizado em estruturas e é composto, basicamente, por aglomerante (cimento Portland), agregados, água - eventualmente aditivos - e o aço, que vai constituir a fibra ou nervo de que o concreto necessita para ser um material estrutural completo (CÁNOVAS, 1988) [1]. O seu controle tecnológico é de suma importância para a elaboração de pesquisas laboratoriais e na execução de estruturas de concreto armado, servindo como prova e comprometimento de que a estrutura esteja segura, de acordo com a prescrição do projeto calculado.

A patologia, com relação a Engenharia, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema nas construções civis, como os sintomas, os mecanismos, as causas e origens dos defeitos das estruturas (HELENE, 1992) [2]. Devido a falhas durante a execução de uma das etapas da construção, ou falhas no sistema de controle de qualidade próprio a uma



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ou mais atividades, ocorre o risco de existência do surgimento de manifestações patológicas em uma estrutura (SOUZA e RIPPER, 1998) [3].

O estudo de caso do presente trabalho foi realizado na Obra Brisa Marina em Aracaju-SE. Por se tratar de uma estrutura convencional, foi verificado todo o processo do controle de qualidade e tecnológico no período de execução do mesmo. Esta pesquisa tem por objetivo estudar a relação existente entre a deficiência no controle tecnológico do concreto e o aparecimento de manifestações patológicas, sendo elas, corrosão, reação álcali-agregado (RAA) e carbonatação.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1 Estruturas de concreto armado

O concreto é um material cerâmico resistente a esforços de compressão, porém apresenta baixa resistência a tração em virtude de sua fragilidade. Portanto, para suprir tal deficiência do concreto, são utilizadas armaduras de aço, material resistente à tração e que garante ductilidade. Ao elemento resultante da união do concreto com o aço dá-se o nome de concreto armado (PINHEIRO, 2007) [4].

Conforme Clímaco (2008, p. 34) [5] *“A associação concreto-aço visa, na sua concepção primeira, superar a deficiência das estruturas nas regiões de tração, ao mesmo tempo que o concreto de boa qualidade e com espessura adequada da camada de cobertura fornece um meio alcalino que protege o aço da corrosão, garantindo a durabilidade da estrutura”*.

Os agregados são importantes no desempenho do concreto melhorando a estabilidade dimensional e durabilidade, através de suas propriedades físicas, térmicas e, algumas vezes, químicas (NEVILLE e BROOKS, 2013) [6]. O estudo de dosagem do concreto é muito importante para o desenvolvimento da estrutura. A dosagem é a obtenção da melhor proporção entre os materiais característicos do concreto, expressa em massa ou volume, com rigorosidade em massa seca (TUTIKIAN e HELENE, 2011) [7].

2.2 Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado

O estudo de manifestações patológicas possibilita uma melhor prevenção para as estruturas de concreto, garantindo maior vida útil, resistência à degradação das peças, como também, a economia de recursos e de tempo, pois quanto maior for a necessidade de procedimentos de recuperação em estruturas de concreto, maiores serão os gastos, se comparados a gastos de manutenção preventiva e/ou correta execução das estruturas (BRUK et al., 2013) [8].

2.2.1 Corrosão

Segundo Helene (1992, p. 20) [2] *“para que a corrosão se manifeste é necessário que haja oxigênio (ar), umidade (água) e o estabelecimento de uma célula de corrosão eletroquímica (heterogeneidade da estrutura), que só ocorre após a despassivação da armadura”*.

Para Helene (1986, p. 1) [9] *“são dois os processos principais de corrosão que podem sofrer as armaduras de aço para concreto armado: oxidação e a corrosão propriamente dita”*. A diferença entre corrosão e oxidação, reside no fato de que a corrosão possibilita a formação de pilhas ou cadeias de micropilhas que promovem a formação da ferrugem, expandindo-se e promovendo tensões de tração, causando, assim, degradação do concreto. Já a oxidação, é uma reação gás-metal, formada por uma película de óxido e não provoca danos substanciais nas superfícies metálicas, exceto na existência de gases agressivos atmosféricos (ORNELAS et al., 2014) [10]. A “Figura 1”, apresenta um exemplo de corrosão em estrutura de concreto armado.



Figura 1: Corrosão em estrutura de concreto armado.

2.2.2 O fenômeno da carbonatação

A carbonatação pode ser entendida como reações químicas entre os componentes do cimento hidratado e o CO_2 . Tais reações reduzem o pH da solução intersticial dos poros do concreto, podendo assim, ao se aproximar da armadura, desenvolver um processo corrosivo (CARMONA, 2005) [11].

Através de ensaios é possível identificar a profundidade de carbonatação. O fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto e até aumenta a dureza superficial. A depender da situação encontrada, no aparecimento de manchas, fissuras, e outros tipos de manifestações patológicas, pode-se dizer que a carbonatação atingiu a armadura e, conseqüentemente, promoveu a corrosão propriamente dita (HELENE, 1997) [12].

Os agentes agressivos do meio ambiente influem na deterioração das estruturas de concreto armado. Estes agentes penetram no concreto através da porosidade do cimento ou microfissuras (FIGUEIREDO e NEPOMUCENO, 2006) [13]. A “Figura 2” exemplifica a identificação e profundidade da carbonatação.



Figura 2: Identificação e profundidade da carbonatação.

2.2.3 Reação álcali-agregado (RAA)

A reação álcali-agregado é uma mistura de reações químicas presentes no álcalis do cimento e agregados na presença de umidade. A manifestação patológica é identificada na forma de fissuras e deformações estruturais. Analisar a ocorrência do RAA nem sempre é uma tarefa fácil, pois existem outras manifestações patológicas com sintomas similares. Portanto, o RAA necessita de pesquisas minuciosas de seus efeitos e manifestações, analisando outras patologias (MIZUMOTO, 2009) [14].

Os principais efeitos deletérios provocados em estrutura de concreto, através da reação álcali-agregado, são a existência de fissuração elevada na superfície do concreto, deslocamento, perda de estanqueidade, perda de aderência de argamassa junto a superfície dos agregados, abertura ou deslocamento relativo de juntas de contração, abertura de juntas com fissuras horizontais, movimentação ou desalinhamento das superfícies livres, travamento ou deslocamento de equipamentos e peças móveis (HASPARYK, 2005) [15]. A “Figura 3” ilustra fissurações decorrentes da reação álcali-agregado.



Figura 3: Fissuração devido a reação álcali-agregado.

2.3 Metodologia

No presente trabalho foi realizado um estudo de caso na obra denominada Brisa Marina, em Aracaju-SE. Além de todas as atribuições e responsabilidades do trabalho, algumas atividades foram desenvolvidas especificamente e diretamente, em consideração à fase na qual a obra se encontrava.

A obra Brisa Marina conta com um amplo estudo de projetos, supervisão e gerenciamento de obras. Possui um rigoroso sistema de qualidade, visando trabalhar com segurança, desenvolvendo processos produtivos com foco na sustentabilidade do empreendimento do ponto de vista técnico, econômico e ambiental. A “Figura 4” ilustra a fachada do prédio na fase de acabamento.



Figura 4: Obra Brisa Marina

Trata-se de uma construção composta por 13 pavimentos tipo e consiste na produção de 52 unidades habitacionais multifamiliares. Essa edificação possui um sistema estrutural em concreto armado com lajes nervuradas e maciças, composto por pilares e vigas. A área interna do prédio é revestida em gesso projetado e forro de gesso, possui piso em porcelanato, revestimento cerâmico em áreas molhadas e a fachada revestida com pastilhas cerâmicas.

Através de metodologias descritas na literatura, foram analisados alguns tipos de manifestações patológicas que podem ser causadas pela falha no controle tecnológico do concreto. O estudo deste trabalho é do tipo quantitativo/qualitativo, com o intuito de analisar a rigorosidade do controle tecnológico do concreto armado de uma edificação, na tentativa de buscar resultados que visem garantir a qualidade da obra e sua relação com as manifestações patológicas.

A pesquisa foi iniciada através visitas *in loco*, durante os meses de Março a Outubro de 2015. Para chegar aos resultados, adotou-se como metodologia a inspeção visual, relatórios fotográficos e coleta de dados dos ensaios laboratoriais.

Durante o período supracitado, foram acompanhados alguns procedimentos de concretagem de lajes da obra, onde foram avaliados os projetos para a análise da espessura do cobrimento do concreto sobre o aço, o tempo de cura, a

resistência do concreto especificada no projeto aos 28 dias, além do acompanhamento da chegada do concreto na obra, a execução do ensaio de abatimento do tronco do cone (*slump test*), a rastreabilidade durante a execução do concreto na laje e as moldagens dos corpos de prova para o ensaio de resistência a compressão em laboratório, que geraram resultados que serão analisados mais adiante no trabalho.

No desenvolvimento do presente trabalho, foi possível a realização de uma visita técnica ao laboratório responsável pelo controle tecnológico do concreto utilizado na obra citada. A visita teve como objetivo conhecer e avaliar todo o processo e os cuidados relativos aos ensaios de resistência a compressão do concreto nas idades de 7 e 28 dias. Para tanto, foi feito o acompanhamento especificando o passo a passo desde a chegada do concreto na obra, até o último dia do ensaio de resistência à compressão.

Na obra Brisa Marina, foi feito o pedido de concreto na central dosadora para a 12ª e 13ª laje do pavimento tipo. Em cada laje foram utilizados 15 caminhões betoneiras (com 8 m³ de capacidade cada) e a bomba lança.

Na chegada do concreto a obra, antes do descarregamento do material, foram conferidos na nota fiscal do concreto a resistência do concreto a compressão, especificado no projeto da obra, o volume de concreto no caminhão betoneira, o número do lacre, avaliando se o mesmo estava danificado, o abatimento do tronco do cone (*slump test*), a folga de água e o endereço do local.

O *Slump Test* (Figura 5), foi realizado após a conferência da chegada do material, antes do descarregamento do concreto. Importante constar que o abatimento do tronco do cone é um ensaio muito importante para a identificação da relação água/cimento de cada lote.



Figura 5: Ensaio do abatimento do tronco do cone (*slump test*).

Durante o lançamento do concreto, foi feito o rastreamento do material lançado, demarcando as áreas e peças estruturais que foram concretadas, para que tenhamos que tratar uma não conformidade futura, como baixo resultado de resistência ou rachaduras e fissuras na estrutura

Na obra, foram moldados 4 corpos-de-prova cilíndricos, com dimensão de 10x20 cm (Figura 6), para cada caminhão betoneira. Os corpos-de-prova foram cobertos e armazenados sobre uma base nivelada, distante de áreas com circulação de pessoas e vibrações durante as primeiras 24 horas.



Figura 6: Moldagem dos corpos de prova

Um dia antes do início da concretagem da laje, foram feitas as conferências das armaduras, formas, instalações hidráulicas, elétricas, conforme especificado no projeto, e espaçadores para garantir o cobrimento adequado. Houve limpeza no local, retirando todas as impurezas para não prejudicar o concreto. Em seguida, houve a verificação do vibrador, conferindo seu funcionamento para evitar erros na etapa de adensamento.

No dia seguinte, após 24 horas, a empresa terceirizada responsável pelo controle tecnológico recolheu as amostras e as transportaram para o laboratório. Ao observar o endurecimento do concreto, foi necessário proceder o desmolde, fazer a identificação dos materiais e transportá-los para a câmara úmida (Figura 7), deixando-os curar por 7 dias para o primeiro rompimento, e 28 dias para o segundo rompimento.



Figura 7: Armazenamento das amostras de concreto na câmara úmida

Com 7 dias, já no processo de cura do concreto, após serem retirados da câmara úmida e retificados, os corpos-de-prova foram conservados ao ar e, em seguida, levados para o ensaio de compressão em prensa. Aos 28 dias, foi realizado o segundo ensaio para comprovar se o concreto atendia as especificações do projeto. A “Figura 8” abaixo representa o ensaio de resistência à compressão em Prensa Hidráulica.



Figura 8: Prensa Hidráulica e ensaio de compressão do concreto.

2.4 Resultados e discussões

Através dos procedimentos citados acima, o presente trabalho recolheu dados importantes sobre a resistência à compressão do concreto das lajes, e a importância de sua rigorosidade para controle tecnológico.

O cimento utilizado para a produção do concreto foi do tipo *CPII-F 40*. Trata-se de um material fino que proporciona elevada resistência em todas as idades. Os resultados obtidos através dos ensaios laboratoriais de resistência à compressão, analisados pelo corpo-de-prova 1 (CP I) e corpo-de-prova 2 (CP II), desenvolvidos em 7 dias após a concretagem da 12ª laje do pavimento tipo, estão demonstrados no “Quadro 1” e “Gráfico 1” a seguir:

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Quadro 1: Ensaio de resistência à compressão: 12ª Laje, 7 dias

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL DE CORPOS DE PROVA CILINDRICOS. F _{ck} = 30 MPa								
ENSAIO N°	LOCAL DE CONCRETAGEM	DATA DE MOLDAGEM	SLUMP TEST (mm)	ADIÇÃO DE ÁGUA (L)	IDADES DE RUPTURA (DIAS)	TENSÃO E TIPO DE RUPTURA (MPa)		
						CP I	CP II	MAIOR
1	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	7	30,1	30,5	30,5
2	12º Pavimento	27/03/2015	120	50	7	26,3	26,7	26,7
3	12º Pavimento	27/03/2015	115	70	7	31,7	31,8	31,8
4	12º Pavimento	27/03/2015	120	60	7	29,1	29,5	29,5
5	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	7	24,7	26,3	26,3
6	12º Pavimento	27/03/2015	120	0	7	24,1	25,4	25,4
7	12º Pavimento	27/03/2015	120	70	7	29,1	30,5	30,5
8	12º Pavimento	27/03/2015	120	0	7	29,8	30,3	30,3
9	12º Pavimento	27/03/2015	120	30	7	24,7	25,7	25,7
10	12º Pavimento	27/03/2015	120	20	7	26,3	26,7	26,7
11	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	7	30,0	30,1	30,1
12	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	7	25,0	25,9	25,9
13	12º Pavimento	27/03/2015	120	60	7	30,5	31,5	31,5
14	12º Pavimento	27/03/2015	120	0	7	27,6	29,2	29,2
15	12º Pavimento	27/03/2015	120	20	7	30,1	30,3	30,3

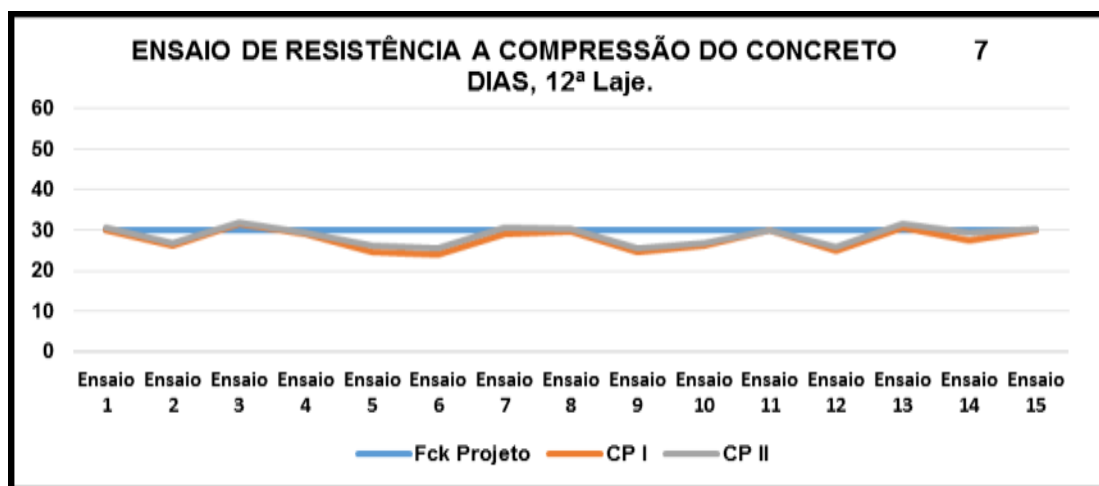


Gráfico 1: Ensaio de resistência a compressão: 12ª Laje, 7 dias

De acordo com os dados apresentados acima, todos os ensaios foram positivos, pois muitos corpos de prova alcançaram os 30 MPa em apenas 7 dias, sabendo-se que o mínimo aceitável é de 23,4 MPa, valor encontrado através da tabela de desenvolvimento do concreto em seu tempo de cura (Figura 9), essa tabela explica que o concreto misturado com o cimento CP II-F40 deverá estar com 78% de cura em 7 dias, logo, 78% de 30MPa é o valor mínimo encontrado (ABNT NBR 6118, 2014) [16]. O “Quadro 2” e “Gráfico 2” apresentam os resultados da resistência a compressão em 28 dias após a concretagem.

Tipo de Cimento Utilizado	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP I / CP II	60%	78%	90%	96%	100%
CP III / CP IV	46%	68%	85%	94%	100%
CP V - ARY	66%	82%	92%	97%	100%

Figura 9: Evolução esperada da resistência à compressão

Quadro 2: Ensaios de resistência à compressão: 12ª Laje, 28 dias

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL DE CORPOS DE PROVA CILINDRICOS. F _{ck} = 30 MPa								
ENSAIO N°	LOCAL DE CONCRETAGEM	DATA DE MOLDAGEM	SLUMP TEST (mm)	ADIÇÃO DE ÁGUA (L)	IDADES DE RUPTURA (DIAS)	TENSÃO E TIPO DE RUPTURA (MPa)		
						CP I	CP II	MAIOR
1	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	28	37,8	39,0	39,0
2	12º Pavimento	27/03/2015	120	50	28	33,4	35,9	35,9
3	12º Pavimento	27/03/2015	115	70	28	38,7	40,3	40,3
4	12º Pavimento	27/03/2015	120	60	28	34,2	34,3	34,3
5	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	28	31,5	32,3	32,3
6	12º Pavimento	27/03/2015	120	0	28	30,5	33,3	33,3
7	12º Pavimento	27/03/2015	120	70	28	34,6	36,9	36,9
8	12º Pavimento	27/03/2015	120	0	28	34,8	35,9	35,9
9	12º Pavimento	27/03/2015	120	30	28	30,8	31,9	31,9
10	12º Pavimento	27/03/2015	120	20	28	33,2	35,7	35,7
11	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	28	36,0	37,4	37,4
12	12º Pavimento	27/03/2015	120	40	28	32,8	34,1	34,1
13	12º Pavimento	27/03/2015	120	60	28	38,0	39,5	39,5
14	12º Pavimento	27/03/2015	120	0	28	33,8	35,6	35,6
15	12º Pavimento	27/03/2015	120	20	28	36,1	38,3	38,3

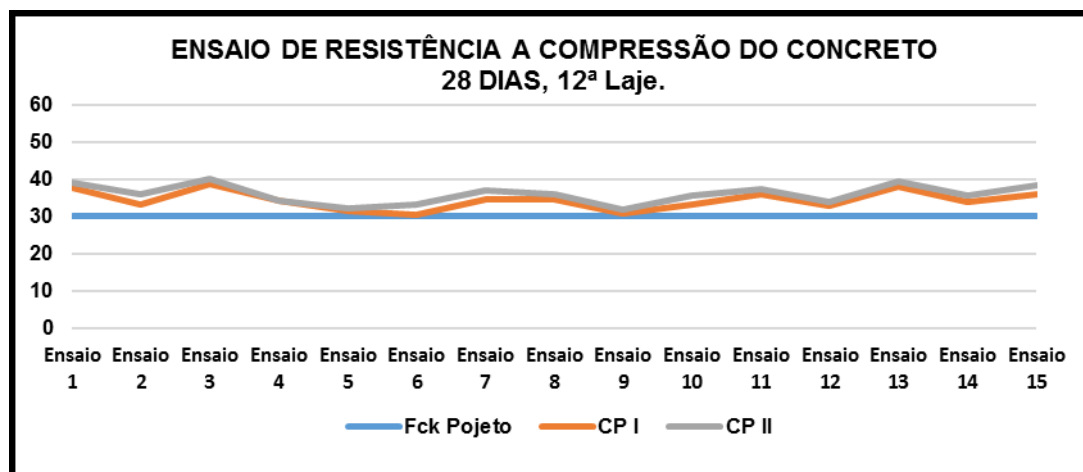


Gráfico 2: Ensaios de resistência à compressão: 12ª Laje, 28 dias

Verifica-se uma maior resistência no 3º ensaio, devido ao *Slump Test* estar 5 mm acima dos demais, o que significa que o concreto chegou na obra com uma quantidade de água menor, uma vez que quanto menor a quantidade de água, maior será sua resistência. Porém para melhorar a trabalhabilidade na concretagem, o caminhão betoneira tem uma folga de 10 litros d'água para cada 1 m³, então, para chegar ao *Slump* de 115 mm, foram adicionados alguns litros de água.

O concreto utilizado na obra gerou um *slump* de classe de agrupamento I, classe de resistência C30 e classe de consistência S100, a dimensão máxima para estas classes são de 19 mm, estando entre 100 a 160 mm do resultado do *slump test*.

Os resultados especificados acima na 12ª laje foram de grande relevância e estiveram acima de 30 MPa, conforme esperado. Isto significa que a estrutura apresentará um bom desempenho em serviço e, provavelmente, uma boa durabilidade.

Os ensaios de resistência à compressão do concreto na 13ª laje, em 7 dias após a concretagem, estão demonstrados no “Quadro 3” e “Gráfico 3”.

Quadro 3: Ensaios de resistência a compressão: 13ª Laje, 7 dias

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL DE CORPOS DE PROVA CILINDRICOS. F _{ck} = 30 MPa								
ENSAIO N°	LOCAL DE CONCRETAGEM	DATA DE MOLDAGEM	SLUMP TEST (mm)	ADIÇÃO DE ÁGUA (L)	IDADES DE RUPTURA (DIAS)	TENSÃO E TIPO DE RUPTURA (MPa)		
						CP I	CP II	MAIOR
1	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	26,7	27,6	27,6
2	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	25,9	28,9	28,9
3	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	29,1	30,1	30,1
4	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	25,3	25,7	25,7
5	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	26,3	26,9	26,9
6	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	25,0	26,6	26,6
7	13º Pavimento	13/04/2015	120	30	7	28,1	29,2	29,2
8	13º Pavimento	13/04/2015	110	30	7	26,3	26,9	26,9
9	13º Pavimento	13/04/2015	110	20	7	25,7	26,8	26,8
10	13º Pavimento	13/04/2015	110	20	7	31,9	33,3	33,3
11	13º Pavimento	13/04/2015	110	10	7	27,9	29,5	29,5
12	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	24,4	25,9	25,9
13	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	34,6	35,5	35,5
14	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	30,1	30,6	30,6
15	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	7	26,6	28,3	28,3

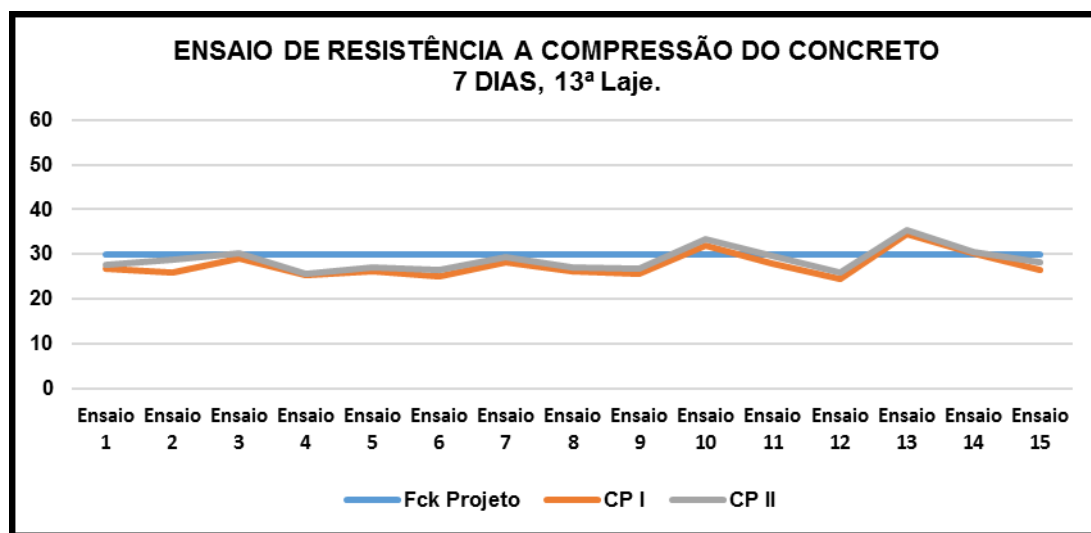


Gráfico 1: Ensaios de resistência a compressão: 13ª Laje, 7 dias

Em 7 dias, todos os ensaios alcançaram bons resultados, estando acima de 23,4 MPa, onde o 3º, 10º, 13º e 14º ensaios alcançaram o f_{ck} 30 MPa especificado no projeto. O quadro 4 e gráfico 4 apresentam resultados dos ensaios de resistência a compressão da 13ª Laje em 28 dias.

Quadro 4: Ensaio de resistência a compressão: 13ª Laje, 28 dias

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL DE CORPOS DE PROVA CILINDRICOS. FCK = 30 MPa								
ENSAIO N°	LOCAL DE CONCRETAGEM	DATA DE MOLDAGEM	SLUMP TEST (mm)	ADIÇÃO DE ÁGUA (L)	IDADES DE RUPTURA (DIAS)	TENSÃO E TIPO DE RUPTURA (MPa)		
						CP I	CP II	MAIOR
1	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	35,2	36,9	36,9
2	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	34,3	36,6	36,6
3	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	34,6	37,4	37,4
4	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	33,1	34,3	34,3
5	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	32,0	35,6	35,6
6	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	34,6	35,9	35,9
7	13º Pavimento	13/04/2015	120	30	28	34,6	36,9	36,9
8	13º Pavimento	13/04/2015	110	30	28	35,2	37,0	37,0
9	13º Pavimento	13/04/2015	110	20	28	34,2	34,3	34,3
10	13º Pavimento	13/04/2015	110	20	28	35,9	38,1	38,1
11	13º Pavimento	13/04/2015	110	10	28	32,0	33,1	33,1
12	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	35,5	35,7	35,7
13	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	36,2	37,4	37,4
14	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	30,9	34,3	34,3
15	13º Pavimento	13/04/2015	120	0	28	32,2	35,2	35,2

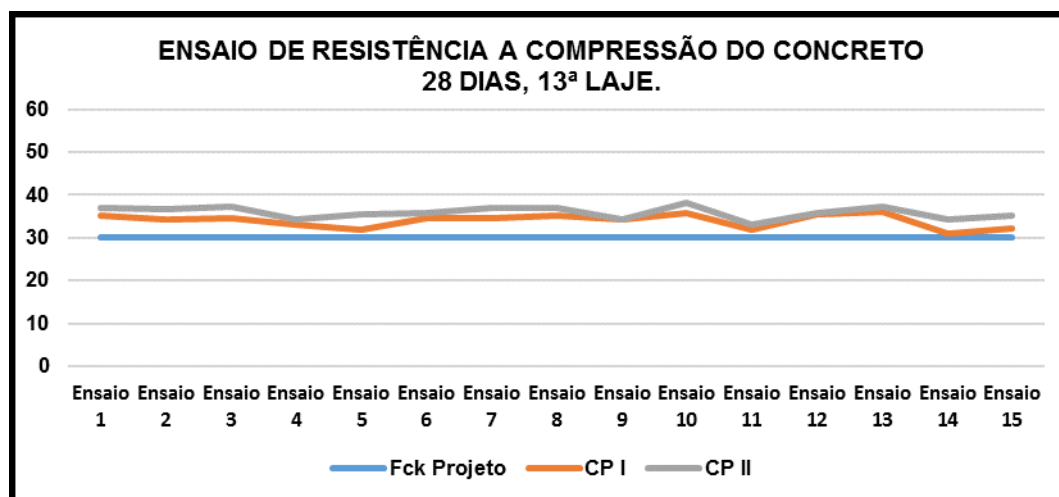


Gráfico 4: Ensaio de resistência a compressão: 13ª Laje, 28 dias

Comparando-se os resultados de 7 com 28 dias, nota-se que o 13º ensaio no 7º dia teve a maior resistência a compressão, chegando a 35,5 MPa. Já em 28 dias a maior resistência alcançada foi no 10º ensaio, alcançando 38,1 MPa. Ou seja, o concreto mais resistente continuou sendo o que teve *slump test* mais alto e com menor quantidade de água.

Todos os ensaios da 12ª e da 13ª laje obtiveram resultados positivos, alcançando valores de resistências acima de 30 MPa. Isso significa que todos os procedimentos com relação ao controle tecnológico foram executados de forma satisfatória, de acordo com o especificado nas normas e projetos.

Afim de abordar a essência do controle tecnológico do concreto, foi elaborado uma análise estatística sobre a resistência média, desvio padrão, coeficiente de variação e a resistência estimada, na 12ª laje em 28 dias e 13ª laje em 28 dias, conforme ilustrado no quadro 5 e 6.

Quadro 5: Resultado estatístico: 12ª Laje em 28 dias.

Ensaio n°	Resistência Média	Desvio padrão	Coefficiente variação (%)	Resistência estimada (MPa)
1	38,4	0,8485	2,21	37,00
2	34,65	1,7678	5,10	31,74
3	39,5	1,1313	2,86	37,64
4	34,25	0,0707	0,21	34,13
5	31,9	0,5657	1,77	30,97
6	31,9	1,9799	6,21	28,64
7	35,75	1,6263	4,55	33,07
8	35,35	0,7778	2,20	34,07
9	31,35	0,7778	2,48	30,07
10	34,45	1,7678	5,13	31,54
11	36,7	0,9899	2,70	35,07
12	33,45	0,9192	2,75	31,94
13	38,75	1,0607	2,74	37,01
14	34,7	1,2728	3,68	32,61
15	37,2	1,5556	4,18	34,64

Quadro 6: Resultado estatístico: 13ª laje em 28 dias.

Ensaio n°	Resistência Média	Desvio padrão	Coefficiente variação (%)	Resistência estimada (MPa)
1	36,05	1,2021	3,33	34,07
2	35,45	1,6263	4,59	32,77
3	36	1,9799	5,50	32,74
4	33,7	0,8485	2,52	32,30
5	33,8	2,5456	7,53	29,61
6	35,25	0,9192	2,61	33,74
7	35,75	1,6263	4,55	33,08
8	36,1	1,2728	3,53	34,01
9	34,25	0,0707	0,21	34,13
10	37	1,5556	4,20	34,44
11	32,55	0,7778	2,39	31,27
12	35,6	1,1045	3,10	33,78
13	36,8	0,8485	2,31	35,40
14	32,6	2,4042	7,38	28,65
15	33,7	2,1213	6,29	30,21

Pode-se observar que quanto menor for o desvio padrão, menor será sua porcentagem sobre coeficiente de variação, consequentemente, maior será a resistência estimada, ou seja, maior será a qualidade do concreto. Contudo os resultados são satisfatórios, pois todos os resultados da resistência média são maiores que a resistência estimada.

Para alcançar tão relevantes resultados, foram necessários ter todos os equipamentos de dosagem e laboratoriais calibrados e a utilização de materiais com boa qualidade, como por exemplo o cimento, água e agregados. A dosagem deve ser adequada, sem excesso ou escassez de aditivos para que não altere a resistência do material. O concreto esteve armazenado em um caminhão betoneira adequado e foi descarregado antes que ultrapassasse ao vencimento do mesmo.

Em virtude dos fatores citados, na obra Brisa Marina não foram identificadas manifestações patológicas decorrentes de falhas no controle tecnológico como a corrosão devido carbonatação. Todo o cobrimento do concreto na armadura estava de acordo com o projeto; não ocorreram fissuras, não deixando, assim, passagem para agentes agressivos. Também não foram observadas a ocorrência da manifestação do tipo reação álcali-agregado durante o período de estudo.

Portanto, não foram identificadas falhas humanas no processo de produção do concreto e nem na moldagem dos corpos de prova

3. CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou dados e um embasamento teórico sobre a importância do controle tecnológico do concreto armado em uma edificação, visando a prevenção de manifestações patológicas como a corrosão, carbonatação e reação álcali-agregado.

Foi possível observar as dificuldades em manter uma estrutura em perfeita ordem, e a atenção da administração da obra para não ocorrerem falhas durante a execução. Mesmo com mudanças de tempo, atrasos dos caminhões betoneiras no dia da concretagem, foram feitos todos os seguimentos de acordo com as normas, prevenindo-os de problemas futuros.

Conclui-se que o empenho no controle tecnológico do concreto beneficia a durabilidade do mesmo. Os resultados obtidos refletem o cuidado que foi dado ao concreto na fase de execução, o que acarretou num produto de alta qualidade e que atendeu as especificações.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. REFERÊNCIAS

- [1] CÁNOVAS, Manuel Fernández. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. São Paulo: PINI, 1988, 522 p.
- [2] HELENE, Paulo R. L. *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. 2ª ed. – São Paulo: PINI, 1992, 213 p.
- [3] SOUZA, Vicente C.; RIPPER, Thomaz. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1998, 257 p.
- [4] PINHEIRO, Libânio M.. *Fundamentos do Concreto e projeto de edifícios*. São Carlos, 2007, 380 p.
- [5] CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. *Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação*. 2. ed. Brasília: Unb, 2008.
- [6] NEVILLE A. M.; BROOKS J. J. *Tecnologia do concreto*. 2ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- [7] TUTIKIAN, Bernardo F; HELENE, Paulo. *Dosagem dos Concretos de Cimento Portland*. IBRACON, 2011.
- [8] BRIK, Eveline Manosso Janik; MOREIRA, Luciana dos Passos; KRUGER, José Adelino. “Estudo das patologias em estruturas de concreto provenientes de erros em ensaios e em procedimentos executivos”. *8º Encontro de Engenharia e Tecnologia de Campos Gerais*, Campos Gerais, v. 1, p.1-12, 27 ago. 2013.
- [9] HELENE, Paulo R. L. *Corrosão em armaduras para concreto armado*. 1ª ed. – São Paulo: PINI, 1986.
- [10] ORNELAS, Flávio S. et al. “Estudo de caso: Manifestações patológicas encontradas na ponte sobre o Rio Tocantins - Município de Porto Nacional”. *1º Congresso Brasileiro de Patologia das Construções*, Foz do Iguaçu, p.1-14, maio 2014.
- [11] CARMONA, Thomas Garcia. *Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas a carbonatação*. 2005. 89 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- [12] HELENE, Paulo L. R. “Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto”. *Ambiente Construído*, São Paulo, v. 1, p.45-57, jul. 1997. Disponível em: <http://www.seer.ufrgs.br/ambienteconstruido/article/view/3355>. Acesso em: 12 set. 2015.
- [13] FIGUEIREDO, Chenia R.; NEPOMUCENO, Antonio A.. “Relação entre a carbonatação e a absorvidade em edificações de concreto em Brasília”. *XI Encontro Nacional de Tecnologia no Ambiente Construído*, Florianópolis, p.2972-2979, 23 ago. 2006.
- [14] MIZUMOTO, Camilo. *Investigação da reação álcali-agregado (RAA) em testemunhos de concreto e agregados constituintes*. 2009. 159 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.
- [15] HASPARYK, Nicole Pagan. *Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada pelo gel exsudado*. 2005. 326 p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projetos de estrutura de concreto – Procedimento*. 3ed. Rio de Janeiro, 2014, 238p.



**A INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO MINERAL NA CARBONATAÇÃO
UTILIZANDO MATERIAIS DE BELÉM**

I. NAUAR DA SILVA

Acadêmica de Engenharia Civil & Monitora
da disciplina Materiais de Construção I & II.
Unama (Universidade da Amazônia)
Pará; Brasil.
Isabela_nauar2@hotmail.com

J. ZACARIAS RODRIGUES DA SILVA JR.

Diretor da Concreteste e Professor Titular.
Unama (Universidade da Amazônia)
Pará; Brasil.
concreteste@oi.com.br

RESUMO

Neste artigo, apresentam-se os efeitos da carbonatação nas estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da durabilidade e consequentemente da vida útil, utilizando na composição das argamassas materiais específicos da região Norte, como sendo cimento NASSAU composto com pozolana e areia quartzosa. Aborda-se a influência das adições minerais neste fenômeno, discutindo seus mecanismos de atuação e os fatores intervenientes que contribuem para minoração do processo de carbonatação. Foram estudadas duas porcentagens de metacaulim em substituição, e através de ensaios realizados em laboratório são apresentadas as profundidades de carbonatação medidas através de um indicador químico de pH. Com a pesquisa realizada observou-se a influência marcante das adições minerais na melhoria das propriedades das argamassas e da redução da carbonatação. Este trabalho é uma contribuição ao meio técnico regional dado ser a Amazônia uma região de características atípicas do ponto de vista ambiental onde a umidade relativa é relevante.

Palavras-chave: concreto; adição mineral; carbonatação; ensaio acelerado.

ABSTRACT

This article presents the effects of carbonation on reinforced concrete using specific materials from the region of Northern Brazil. The primary focus is on the durability and, consequently, the life cycle, of the reinforced concrete. More specifically, the aforementioned specific materials are used for mortar's composition, just as the cement NASSAU is composed by pozzolan and quartz sand. Also addressed is the influence mineral addition has in this phenomenon, discussing its performing mechanisms and the intervening factors that contribute to the mitigation of the carbonation process. Two percentages of metakaolin substitution were studied in a laboratory and the findings of the carbonation intensity levels were deducted from these experiments. A chemical indicator of pH measurement was used for the procedures. Through the research performed it was noticed a strong influence and presence of minerals that enhance the properties of mortars and mitigate carbonation. This research is a contribution to the regional technical scenario, taking into account that, from an environmental perspective, the Amazon is a region with atypical characteristics where the relative air humidity is high and relevant.

Keywords: concrete; mineral addition; carbonation; accelerated tests.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Devido às suas interações com o ambiente a qual estão expostas, as estruturas de concreto sofrem alterações que podem, com o passar do tempo, comprometer a sua estabilidade e sua funcionalidade [1].

A carbonatação é um fenômeno natural que ocorre todos os dias em milhares de estruturas de concreto armado do mundo inteiro. Trata-se de um processo químico, muito bem compreendido, aparentemente inofensivo, mas que avança lenta e progressivamente através da massa do concreto, a partir da superfície, assaltando as armaduras e causando a temida e dispendiosa corrosão eletroquímica [2].

A corrosão das armaduras aparece como a terceira manifestação patológica de maior incidência nas estruturas de concreto, conforme levantamento efetuado pelo GEHO (Grupo Español Del Hormigón) [2] em 52 províncias espanholas. Na análise de 844 casos, a corrosão foi a causa de 15% do total de manifestações patológicas encontradas, somente atrás das fissuras (62%) e das deformações excessivas (22%).

Em Belém, no Pará, a obra do Sambódromo do município foi diagnosticada com corrosão do tipo generalizada proveniente dos efeitos da carbonatação com tempo de vida útil de apenas 16 anos, 8 dos 18 pilares encontravam-se corroídos e com perda de seção superior a 15% do total de suas dimensões.

Destarte, fica evidente a relevância do tema para aumento da vida útil e, conseqüentemente, da durabilidade das estruturas em concreto armado.

1.1 Objetivo

Analisar através de ensaio acelerado a espessura de carbonatação em argamassas utilizando materiais da região de Belém com diferentes porcentagens de adição mineral, neste caso o metacaulim. Observar a influência do mesmo neste processo físico-químico que tanto assola a região Norte, e que tem grande efeito deletério às estruturas de concreto armado haja vista o processo de carbonatação estar diretamente ligado à corrosão das armaduras tema não abordado neste artigo.

Como escopo, tem-se também, apresentar através de forma experimental resultados numéricos do ensaio acelerado de carbonatação, ensaio de absorção de água por capilaridade e as resistências à compressão e flexão em função das porcentagens de adição mineral utilizadas.

1.2 Justificativa

O estudo do processo de carbonatação é indispensável para o aumento da durabilidade das estruturas de concreto armado, pois essa manifestação é o mecanismo de disseminação da corrosão na região Norte. A Amazônia caracteriza-se por ter um clima além de quente muito úmido, que se torna um interveniente no desenvolvimento dessa manifestação.

2. CARBONATAÇÃO

2.1 Conceituação

A carbonatação é definida como reação de neutralização da água do poro, saturada de hidróxido de cálcio, e dos componentes alcalinos hidratados, contidos na matriz do concreto, sob a ação do anidro carbônico que, por ciclos de secagem e molhagem, precipitam o carbonato de cálcio [3]. Os principais constituintes na atmosfera que podem produzir reações de neutralização do concreto são o gás carbônico (CO_2), o dióxido de enxofre (SO_2) e o gás sulfídrico (H_2S).

Tal fenômeno físico-químico que ocorre principalmente entre os hidratos do cimento e o CO_2 da atmosfera, reduz a alcalinidade do concreto, fazendo o pH da solução dos poros passar de valores em torno de 14, para valores na faixa de 9 [4].

A carbonatação melhora a qualidade do concreto, mas o problema está na corrosão das armaduras por conta da redução do pH da solução intersticial [5].

3. MANIFESTAÇÃO DE DANO

Observando-se algumas obras na região de Belém, constatou-se a presença da manifestação patológica da corrosão do aço da estrutura motivada pela carbonatação do concreto em consequência da elevada umidade da região. Este fato é



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



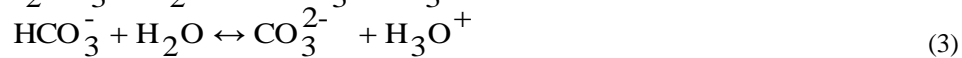
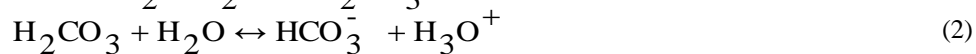
comprovado pela inspeção realizada na estrutura do Sambódromo, no estádio Evandro Almeida (Baenão) e o ainda já recuperado estádio Olímpico do Pará (Mangueirão). Isto tudo poderia ser modificado se na concepção e execução do projeto fossem adotadas medidas profiláticas contra corrosão como sendo a aplicação do concreto de elevado desempenho.

3.1 Mecanismos de Carbonatação

A carbonatação é um fenômeno cuja reação principal acontece entre o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 liberado pela hidratação do cimento Portland e o CO_2 do ar diluído na fase aquosa dos poros do concreto [6]. O CO_2 penetra nos poros do concreto, dilui-se na umidade presente na estrutura e forma o composto chamado ácido carbônico (H_2CO_3). Esse ácido reage com alguns componentes da pasta de cimento hidratada e resulta em água e carbonato de cálcio (CaCO_3). O carbonato de cálcio não deteriora o concreto, porém, durante a sua formação, consome os álcalis da pasta (CH e C-S-H) e reduz o pH [1].

De acordo com Ollivier [5], os mecanismos de carbonatação são descritos quimicamente conforme as equações:

- 1) Dissolução do CO_2 na água:



- 2) Reação do ácido carbônico com a portlandita, após a dissolução da portlandita:



Diminuição do pH da solução intersticial, (originalmente compreendida entre 12,5 e 13,5) por liberação de íons H_3O^+ , para valores em torno de 9 [5].

- 3) A Carbonatação altera os hidratos da pasta de cimento endurecido (silicatos e aluminatos). No caso do C-S-H, ele pode evoluir para um gel de sílica:



Todas as reações de carbonatação ocorrem em presença de água ou umidade e de forma simplificada, a reação de carbonatação do hidróxido de cálcio pode ser descrita conforme a equação abaixo [4]:



A Figura 1 elucida o processo de carbonatação nas fases sólida, líquida e gasosa.

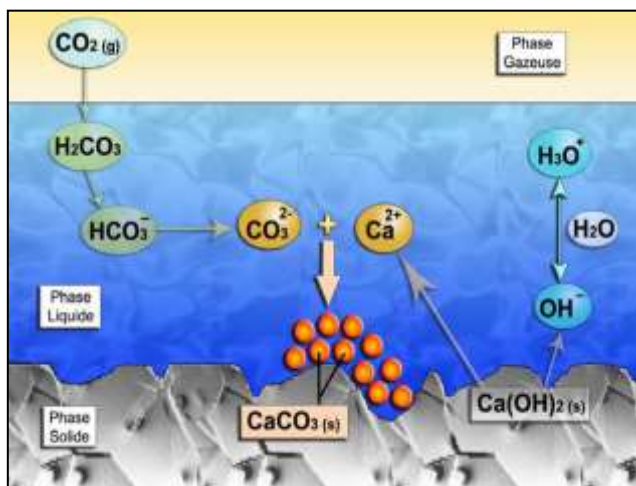


Figura 1 - Ilustração do processo de carbonatação do hidróxido de cálcio nas fases sólida, líquida e gasosa. (OLLIVIER. (2009)).

3.2 A influência da porosidade na carbonatação

O estudo da porosidade paralelamente ao estudo da carbonatação é importante, uma vez que os parâmetros que regem a difusão do CO_2 no concreto são a estrutura de poros na matriz e a umidade relativa dos poros [7].

Existe uma estreita relação entre porosidade e permeabilidade, estando à porosidade, por sua vez, relacionada ao empacotamento dos materiais que compõem a mistura — agregados, adições minerais e cimento —, e à reologia — relação a/c e aditivos — que melhorem a dispersão das partículas e favoreçam a homogeneidade da mistura [8].

“A permeabilidade é a propriedade que governa a taxa de fluxo de um fluido para o interior de um sólido poroso” [9].

Para outros autores “a porosidade é a medida da proporção do volume total do concreto ocupada pelos poros, geralmente expressa em porcentagem” [10].

Para Huet [11], a porosidade do material de cimento é o volume dos poros acessível à água, com base no volume total do material.

Como já se sabe, a porosidade está diretamente ligada à relação a/c , sendo proporcional ao aumento desta relação, o que facilita o acesso do dióxido de carbono para o interior do material. O transporte de substâncias dissolvidas, líquidos em geral e de gases no interior do concreto, é decisivamente influenciado pela estrutura porosa da pasta de cimento endurecida. Desta forma, a interconexão dos poros, que determina a porosidade aberta, e a distribuição do tamanho de poros, consituem-se fatores de suma importância [12]. A Figura 2 ilustra, esquematicamente, a estrutura de concreto e os possíveis caminhos formados em seu interior durante o processo de hidratação da pasta de cimento. O desempenho do concreto é altamente dependente da estrutura e da distribuição do tamanho de poros, em particular sua durabilidade e resistência à penetração de agentes agressivos, tais como íons cloreto [1]. Estes caminhos internos podem ser classificados em:

- Caminho condutivo contínuo (CCP), que permite a passagem de corrente elétrica.
- Caminho descontínuo (CDP) onde, devido à sua descontinuidade, não há passagem de corrente no interior do concreto.
- Caminho isolante (CIP) que, conforme a quantidade de água e os produtos de hidratação no interior dos poros do concreto pode ou não conduzir correntes.

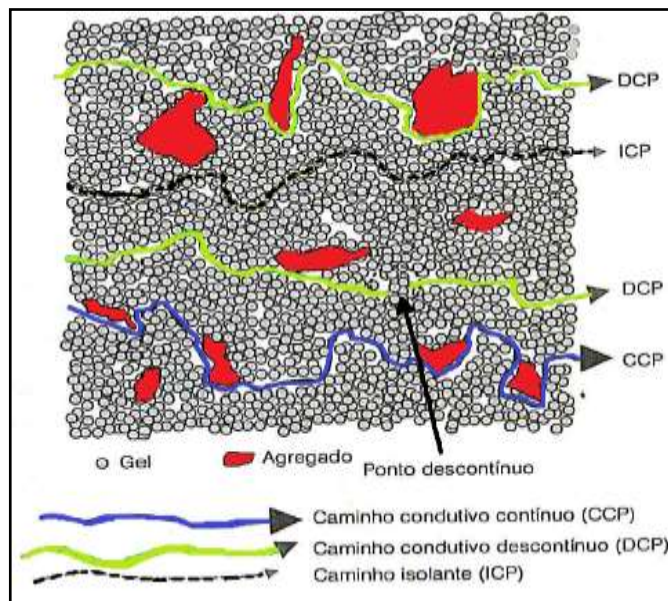


Figura 2 - Representação esquemática da estrutura de concreto (HELENE *et al.* (2014))

Outro fator que muito influencia no acesso do CO_2 ao interior do concreto é a permeabilidade, que depende da intercomunicabilidade entre os poros da matriz. Mesmo com uma porosidade alta, a permeabilidade do concreto pode ser baixa, se os poros forem descontínuos, dependendo da maior ou menor comunicação de poros capilares [10].

3.3 A influência da umidade do ar na carbonatação

A umidade relativa do ambiente exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade de difusão do CO_2 nos espaços intersticiais através dos poros do concreto [13]. A água possui duplo papel: bloqueia os poros, dificultando a difusão de CO_2 , porém, é também o meio de reação entre o CO_2 e o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ [10]. A representação esquemática da difusão de CO_2 nos poros do concreto é ilustrada conforme a Figura 3.

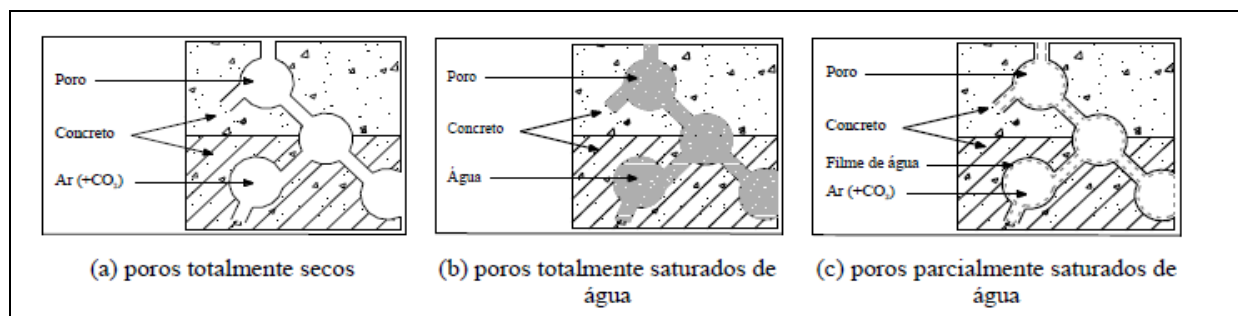


Figura 3 - Representação esquemática da difusão de CO_2 (BAKKER (1988) apud POSSAN (2010)).

Quando o concreto não apresenta água nos poros, Figura 03 (a), a difusão do CO_2 ocorre normalmente, porém ela permanece na forma de gás e não reage com os compostos do cimento hidratado. Já nos poros totalmente saturados, Figura 03 (b), a carbonatação praticamente não ocorre devido à reduzida taxa de difusão do CO_2 na água [15]. A difusão em meio aquoso é bem mais lenta do que a difusão no ar [7]. Porém, quando os poros estão parcialmente saturados, Figura 03 (c), a difusão do CO_2 é facilitada e com a água existente nos poros, se tem a condição mais favorável para o desenvolvimento das reações de carbonatação com os compostos da pasta de cimento hidratada e, portanto, a situação de maior risco para a despassivação da armadura [7]. A umidade ótima de avanço da frente de carbonatação se situa em torno dos 50 a 80% de umidade relativa [14]. “Em poros com umidade relativa baixa ($\leq 50\%$) não existe eletrólito suficiente para que a reação de carbonatação ocorra” [7]. Em umidades maiores que 80% os poros estão saturados de água e o gás CO_2 penetra com mais dificuldade até a armadura, e em umidades inferiores, os poros estão quase secos e o CO_2 não pode reagir sem a existência de um meio líquido [14].



3.4 O efeito das adições minerais na prevenção da carbonatação

É sabido que a utilização das adições minerais promove diversas vantagens ao concreto, como redução da porosidade, da permeabilidade aos agentes agressivos, aumento da resistência à compressão, assim como, menor emissão de dióxido de carbono advinda da hidratação do cimento, haja vista que o consumo de cimento por m^3 é reduzido [18]. Porém, quanto a seus efeitos no processo de carbonatação existem discussões doutrinárias entre alguns pesquisadores.

“As adições aumentam a resistência à compressão, reduzem a permeabilidade e a porosidade, o que é desejável: no entanto também podem aumentar a profundidade carbonatada do concreto” [15]. Helene [21] explica ainda que esta afirmação se dá através do conceito de reserva alcalina (ou teor de produtos carbonatáveis): à medida que há uma maior concentração de $Ca(OH)_2$ na solução intersticial do concreto, a carbonatação não ocorre com a mesma velocidade, pois o CO_2 que penetra necessita primeiro reduzir o pH e depois reagir com o $Ca(OH)_2$ presente, para então seguir precipitando $CaCO_3$. Portanto, se mantida a mesma relação água/cimento, cura e condições de exposição, concretos com elevados consumos de cimento (elevado teor de $Ca(OH)_2$ total) devem apresentar profundidades de carbonatação iguais a concretos com baixo consumo. O fator de controle é a concentração de $Ca(OH)_2$ nos poros, que depende exclusivamente do tipo de cimento, relação água/cimento e do grau de hidratação do cimento, não dependendo do consumo [15].

Schröder e Smolczyk (1969) apud Kulakowski [7], em estudo conduzido pelos autores foi observado que a velocidade de carbonatação, em concretos de cimento Portland com escória de alto forno, não é controlada pela alcalinidade total (ou reserva alcalina), mas sim pela porosidade que, segundo os autores é um fator decisivo na velocidade de carbonatação.

É em função do conceito de reserva alcalina que alguns autores, como Parrot (1966), Papadakis *et al.* (1992), Ho e Lewis (1987), Osborne (1986) apud Kulakowski [7] afirmam que concretos com adições pozolânicas apresentam profundidades de carbonatação superiores à profundidade de carbonatação obtida em concretos de cimento Portland comum, pois ocorre uma diminuição no teor de álcalis quando a sílica reage com o $Ca(OH)_2$ na reação pozolânica. Quando ocorre uma adição ou substituição de parte do agregado, a quantidade de C-S-H aumenta, porém a quantidade de $Ca(OH)_2$ diminui [10]. Essa redução final não aumenta a taxa de carbonatação porque é maior que o equivalente pelo aumento do conteúdo de C-S-H. A autora, afirma ainda que, “a concentração total de CaO nos constituintes carbonatáveis, haja vista que tem maior relevância do ponto de vista da carbonatação, aumenta significativamente com a substituição do agregado por pozolana” [10]. Destarte, essa reposição final é favorável na taxa de carbonatação (desacelerando), principalmente pela redução da porosidade.

3.5 As adições minerais para a vida útil e a durabilidade do concreto

Existe uma grande confusão ao se definir e distinguir os conceitos de durabilidade e vida útil, que são, muitas vezes, usados de forma inadequada e até como sinônimos [1], haja vista que os dois termos apresentam grande associação, muito embora tenham diferenças conceituais.

O comitê 201 do ACI [22] define durabilidade do concreto de cimento Portland como sua “capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração”, com base nesta definição Mehta & Monteiro [16] afirmam que “o concreto durável conservará a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao seu meio ambiente”. Segundo esse autor, uma longa vida útil é sinônimo de durabilidade.

A ISO [17] define como vida útil “o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”.

A utilização de adições minerais no concreto tem contribuído para dois requisitos destacados pelos pesquisadores na atualidade: “aumentar a durabilidade das estruturas e desenvolver materiais sustentáveis, o que torna o emprego das adições minerais uma tendência mundial” [18], assim como, diminuir a extração de matéria prima para a produção do cimento portland, reduzindo a emissão de gás carbônico para a atmosfera, e dar destino aos subprodutos agroindustriais que, normalmente, são tratados como simples rejeitos [3].

É sabido que as adições minerais têm grande influência na vida útil e na durabilidade do concreto, uma vez que promovem o preenchimento dos vazios pelo efeito filler, na colmatação dos poros, resultando em uma estrutura mais densa e compacta.

Os benefícios das adições estão na trabalhabilidade, exsudação, densidade, permeabilidade e resistência, o que contribui de maneira direta para a durabilidade do concreto [13].

No entanto, Papadakis (2000) apud Kulakowski [7], observa que o comportamento das adições minerais em relação à durabilidade das estruturas ainda necessita de muitos estudos, colocando a importância de desenvolver pesquisas e gerar dados no sentido de elucidar e de estabelecer o melhor uso destes materiais tendo em vista a durabilidade das estruturas.

3.5.1 Modelo de previsão da vida útil

Existem diversos modelos, complexos e empíricos, de previsão da vida útil de estruturas de concreto armado e de estimativa da profundidade carbonatada concebidos por diversos autores, que segundo Possan [15], “possibilitaram



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



avanços consideráveis no entendimento do comportamento das estruturas de concreto expostas ao ar ao longo do tempo”.

O modelo a seguir é apresentado pelos autores Cunha *et.al.*[1], os quais afirmam que “uma forma de simples de descrever a velocidade de carbonatação é assumir que essa grandeza é inversamente proporcional à espessura de concreto a ser percorrida” e que “o fenômeno de difusão pode ser definido pelas leis de Fick”, conforme as equações simplificadas:

$$x = A \sqrt{t} + A_1 \quad (7)$$

$$\text{ou} \\ t = K \cdot x^2 / K_0 \quad (8)$$

Sendo K, K₀, A, e A₁ constantes. O valor de K₀ pode variar de 0 até 10mm².

Os autores afirmam ainda que, “à medida que o concreto vai carbonatando, a morfologia porosa vai sendo alterada, assim como as próprias características físicas do concreto, nomeadamente a resistência à compressão”.

Com base nesse comportamento, os autores utilizam uma expressão ainda mais simples para descrever o processo de carbonatação:

$$X = A \cdot t^n, \text{ onde } 0 < n < 1 \quad (9)$$

Onde x representa a profundidade de carbonatação, A o coeficiente de difusão e t, o tempo (em anos). Maior parte dos estudos feitos até hoje se assumiu o valor de 0,5 para n, de forma a ser possível calcular o valor de A e estimar a velocidade de carbonatação nas diversas estruturas de concreto armado [1].

4.0 EXPERIMENTO

4.1 Materiais e métodos

O método utilizado para os procedimentos do ensaio de carbonatação, assim como, as etapas de condicionamento foram realizados conforme preconizado pela RILEM [19]. O experimento foi organizado e direcionado para avaliar as espessuras de carbonatação em corpos de prova prismáticos (40x40x160 mm) em três traços diferentes com 0, 5 e 8% de adição mineral e cura submersa de 28 dias.

O indicador químico de pH utilizado para a determinação da profundidade foi a fenolftaleína. Foram determinadas também as resistências à compressão e flexão, assim como, a absorção de água por capilaridade em cubos com dimensões de 100x100x100mm.

4.2 Materiais utilizados

4.2.1 Água

A água utilizada para confecção das argamassas é proveniente da rede pública com abastecimento do órgão de saneamento do estado (COSANPA) cujos índices de potabilidade dentro das normas da ABNT.

4.2.2 Cimento

O cimento utilizado foi o CP II Z - 32 por ser o mais utilizado na região Norte. A tabela 1 elucida os dados referentes a este tipo de cimento conforme fabricante.

Tabela 1 – Características físicas e químicas do cimento CP II Z- 32

Cimento - CP II Z - 32	
Características Físicas	
Blaine (segundo NBR NM 76: 1998)	≥2600 (cm ² /g)
Tempo de início de pega (segundo NBR NM 65: 2003)	≥ 1 (h:min)
Tempo de fim de pega (segundo NBR NM 65: 2003)	≤ 10 (h:min)
Características Mecânicas	
Resistência à compressão (segundo NBR 7215:1991)	
1 dia	
3 dias	≥10,0
7 dias	≥20
28 dias	≥32

4.2.3 Agregado miúdo

A areia utilizada na confecção das argamassas é típica da região Norte sendo caracterizada pelo seu baixo módulo de finura. A caracterização conforme NBR7217/87 é mostrada na tabela 2.

Tabela 2 – Caracterização do agregado miúdo

Agregado Miúdo - Areia	
Diâmetro máximo (mm)	2,4
Módulo de finura	1,24
Massa específica(g/cm ³)	2,63
Massa unitária (g/cm ³)	1,55

4.2.4 Metacaulim

O Metacaulim é uma adição mineral em pó, até 30 vezes mais fina que o cimento, com coloração clara, que promove reações pozolânicas quando em contato com a pasta de cimento em função da sua alta reatividade com o hidróxido de cálcio. A adição mineral utilizada foi o *MetacaulimHP* por conta da disponibilidade em laboratório. As porcentagens de substituição foram de 0, 5 e 8% em função da quantidade de cimento dos traços. Helene & Medeiros [20] supervisionaram um estudo de avaliação da influência do *MetacaulimHp* como adição de alta eficiência em concretos de cimento Portland. A Tabela 3 apresenta os resultados da análise química desta adição mineral.

Tabela 3 - Resultados em % de óxidos, base calcinada, normalizados a 100%.

MetacaulimHp	
SiO ₂	51,57
Al ₂ O ₃	40,5
Fe ₂ O ₃	2,8
CaO	—
MgO	—
SO ₃	2,08
Na ₂ O	3,08
K ₂ O	0,18
Umidade	0,6
PF	2,62
Total	97,8
Equivalente alcalino	0,2
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃	94,87

Como se verifica pelos resultados da Tabela 03, o *MetacaulimHP* compõe-se principalmente de sílica, alumina e outros componentes, caracterizando-se como um típico material reativo e de características pozolânicas [20].

4.3 Dosagem das argamassas

Devido o módulo de finura da areia utilizada na região de Belém ser muito baixo (na faixa de 1,24), foram feitos vários testes, haja vista que as pastas devessem ser as mesmas variando apenas as porcentagens de substituição da adição mineral, e que as misturas não ficassem muito secas a ponto de ser inexequível as moldagens e o adensamento, os traços foram fixados conforme elucida a tabela 04.

Tabela 4 – Relação dos traços utilizados

Identificação	cimento	areia	metacaulim	a/c
CP 00	1	2	0	0,45
CP 05	1	2	5	0,45
CP 08	1	2	8	0,45



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4.4 Método

4.4.1 Moldagem dos corpos de prova

Terminado o processo de mistura, as argamassas foram colocadas nas formas prismáticas (40x40x160mm) e adensadas em duas camadas por uma mesa vibratória num tempo de 8s/camada. O mesmo processo foi realizado para os cubos com dimensões de 100x100x100 mm.

Finalizado o processo de adensamento as amostras foram levadas para a câmara úmida ($UR \geq 81\%$), onde permaneceram por 24 horas até a desforma. Após serem desformadas foram colocadas em um recipiente saturado com cal para que não houvesse perda dos componentes por lixiviação, e assim permaneceram submersas pelo período de 28 dias.

4.4.2 Ensaio

Passado os 28 dias de cura submersa as amostras prismáticas foram submetidas ao processo de condicionamento conforme preconizado pela RILEM [19]. Para a realização do ensaio de carbonatação foram utilizadas as amostras prismáticas e uma vazão de CO_2 de 5 litros/min, haja vista que a norma não estabelece valores de concentração do dióxido de carbono, a vazão foi fixada conforme o ensaio realizado por Pauletti [4].

A determinação da espessura carbonatada foi feita através de um indicador químico de pH, fenolftaleína, aspergido em fatias de +/- 20 mm sendo retirada uma fatia de cada traço, durante esse processo o ensaio era interrompido e ao término do mesmo as amostras retornavam a câmara de carbonatação sendo submetidas à concentração de CO_2 estabelecida até o momento da leitura seguinte. Foram feitas um total de quatro leituras com o auxílio de um paquímetro nos períodos de 5, 10, 15 e 20 dias.

A câmara de carbonatação utilizada, por não possuir um sistema de ventilação para que o gás circulasse no seu interior, não proveu uniformidade do CO_2 em todas as faces dos prismas.

5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Terminado os 28 dias de cura submersa as argamassas prismáticas permaneceram em laboratório e, por questão de logística, foram submetidas aos ensaios de resistência à compressão e flexão aos 60 dias de idade pelo centro tecnológico de controle e qualidade L.A. Falcão Bauer, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados de resistências médias à compressão e flexão.

Identificação	σ_c 60 dias (Mpa)	σ_{fl} 60 dias (Mpa)
CP 00	60.1	8.5
CP 05	64.8	9.0
CP 08	53.2	7.8

Os resultados apresentados evidenciam a melhora das resistências à compressão e flexão até a percentagem de 5% utilizadas neste trabalho. No entanto, para a composição com 8% de metacaulim pode-se observar que a resistência à compressão foi menor quando comparada às outras misturas. Diante disso, foram moldadas novas amostras com mesmo traço de 8% de adição mineral em substituição, para efeito de ratificação dos resultados obtidos anteriormente. A Tabela 6 ilustra os resultados do ensaio de resistência à compressão aos 71 dias, conforme relatório emitido pelo centro tecnológico de controle e qualidade L.A. Falcão Bauer, mesmo laboratório onde foram realizados os primeiros ensaios.

Tabela 6 – Resultados do ensaio de resistência à compressão para corpos de prova com 8% de metacaulim.

Idade	71 dias (Mpa)
Corpo de Prova n.º	Resistência R _c (Mpa)
01	50,19
02	55,17
03	54,2
04	55,30
Média	53,80

Conforme a elucida a Tabela 6, 53,8 MPa de média para 04 amostras de mesmo traço, não se obteve uma diferença significativa no resultado, se comparado ao anterior. Diante disso, pode-se afirmar que para misturas com 8% de metacaulim a resistência à compressão diminui.

A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos das espessuras de carbonatação nos três traços em quatro tempos distintos.

Tabela 7 – Resultados das espessuras carbonatadas.

	Identificação	Espessura carbonatada (mm)				
		Tempo (dias)	5	10	15	20
		Metacaulim				
a/c = 0,45	CP00	0%	1,5	2,1	2,3	2,4
	CP05	5%	1,3	1,8	2,1	2,2
	CP08	8%	0,4	1	1,4	1,7

A Figura 4 ilustra os resultados da evolução da frente de carbonatação nas argamassas com porcentagens distintas de metacaulim.

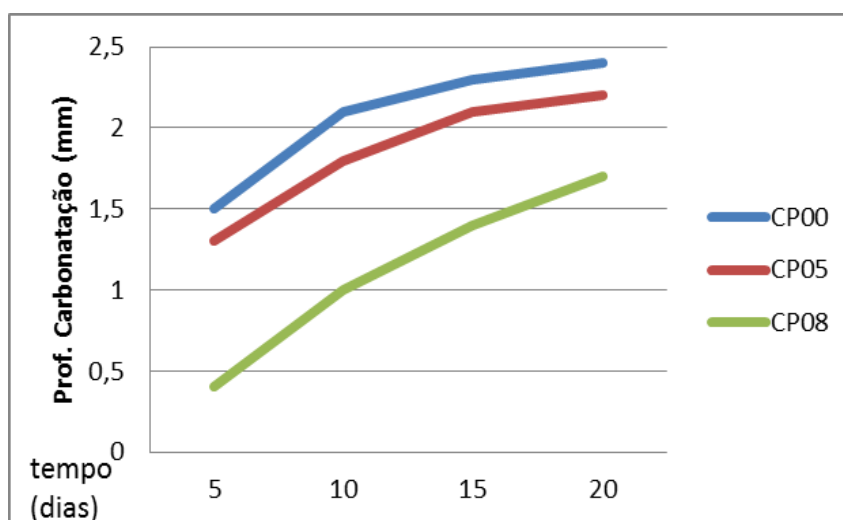


Figura 4 – Representação gráfica da relação entre a profundidade de carbonatação e o tempo (em dias) em função das adições minerais.

As Figuras 5 (a), (b), (c), e (d) elucidam as espessuras carbonatadas para os três traços em quatro períodos. Devido às espessuras apresentarem diferenças milimétricas entre si, a visualização é mais evidente através da representação gráfica da figura 5.

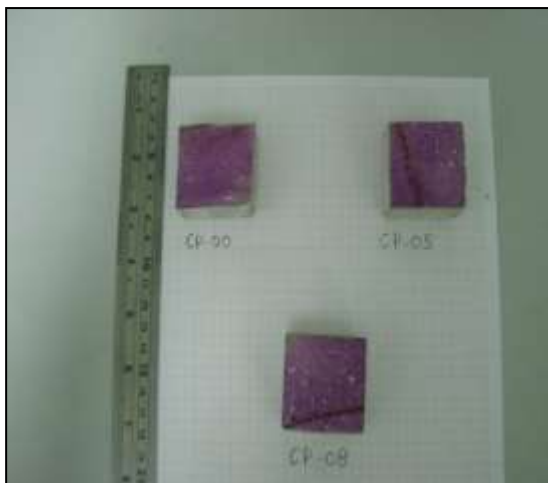


Figura 5 (a) – Corpos de prova prismáticos após 5 dias de ensaio na câmara de carbonatação com relação $a/c= 0,45$ e porcentagens de 0, 5 e 8% de metacaulim.

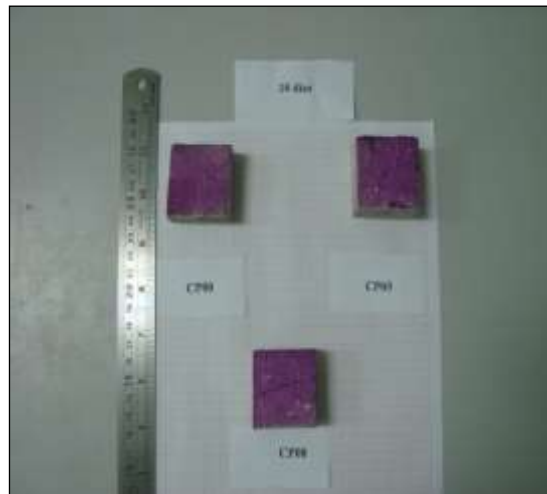


Figura 5 (b) – Corpos de prova prismáticos após 10 dias de ensaio na câmara de carbonatação com relação $a/c= 0,45$ e porcentagens de 0, 5 e 8% de metacaulim.

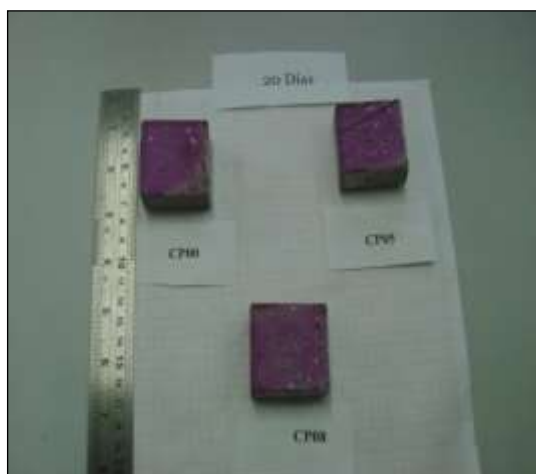


Figura 5 (c) – Corpos de prova prismáticos após 15 dias de ensaio na câmara de carbonatação com relação $a/c= 0,45$ e porcentagens de 0, 5 e 8% de metacaulim.

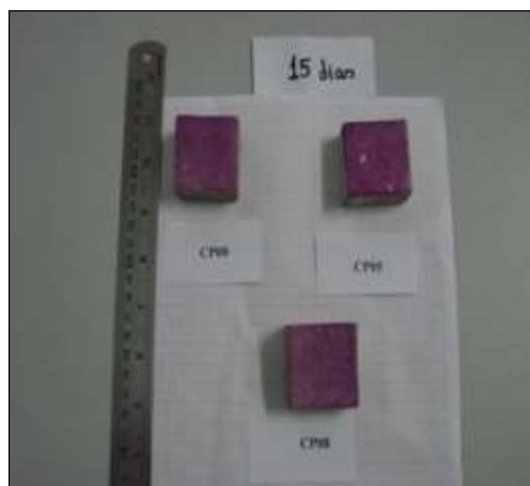


Figura 5 (d) – Corpos de prova prismáticos após 20 dias de ensaio na câmara de carbonatação com relação $a/c= 0,45$ e porcentagens de 0, 5 e 8% de metacaulim.

A Figura 6 apresenta os resultados do ensaio de determinação da absorção de água por capilaridade conforme NBR 9779/87.

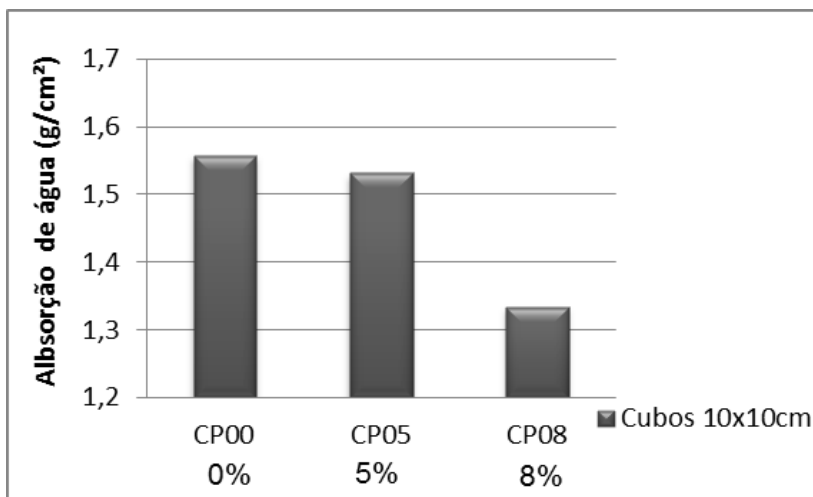


Figura 6 – Representação gráfica da absorção de água por capilaridade para os três traços utilizados.

Como esperado, houve melhora na redução da porosidade das argamassas como mostra a Figura 6.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

- Percebeu-se que na substituição de 8% de metacaulim não houve melhoria das propriedades mecânicas da argamassa, o mesmo não acontecendo com a carbonatação;
- Observou-se também, que a adição mineral reduz a reserva alcalina e assim aumenta a velocidade de carbonatação, no entanto a frente de carbonatação é menor devido à diminuição da porosidade, motivo pelo qual há redução na difusão do CO₂ para o interior do material;
- A adição o mineral contribuiu para a redução da porosidade da argamassa.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



7. REFERÊNCIAS

- [1] HELENE, P. R. L.; CALDAS DE SOUSA, C. A.; ALMEIDA, F. C. R.; CUNHA, M. P. T.; LOURENÇO, M. Z. *Corrosão em estruturas de concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de análise*. – 1 ed. – Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2014.
- [2] HELENE, P.R.L.; CUNHA, A.Q. (2001). “Despassivação das Armaduras de Concreto por Ação da Carbonatação” - Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- [3] HOPPE FILHO, J. *Sistemas cimento, cinza volante e cal hidratada: mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concreto*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- [4] PAULETTI, C., *Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e modelos de predição*. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.
- [5] OLLIVIER, J. P. *La carbonatation Du béton; Phénoménologie – prédction*. INSA – Université Paul Sabatier, Toulouse, France, 2009.
- [6] SILVA Jr, José Zacarias Rodrigues da. *Argamassas de Reparo*. 2001. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia e Construção Civil III. São Paulo, 2001.
- [7] KULAKOWSKI, M. P. *Contribuição ao estudo de carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa*. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.
- [8] CINCOTTO, M. A. *Fundamentos da deterioração do concreto por carbonatação e ação da água do mar; Durabilidade das estruturas de concreto armado*. Reunião Regional do IBRACON. UNAMA- Universidade da Amazônia, Belém-Pará, 1999.
- [9] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: PINI, 1994. 573p.
- [10] PAULETTI, C. *Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de Carbonatação*. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.
- [11] HUET, B. *Comportement à la corrosion des armatures dans un béton carbonaté. Influence de la chimie de la solution interstitielle et d'une barrière de transport*. Thèse Ècole Doctorale; Ècole Doctorale Materiaux de Lyon. L'institutnational des sciences appliquées de Lyon. Thèse, Ècole doctorale, 2005.
- [12] CASCUDO, O. *O controle da corrosão de armaduras de concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas*. São Paulo: Pini; Goiânia, GO: Editora UFG. 1964.
- [13] CADORE, W. W. *Estudo da carbonatação da camada de cobertura de protótipos de concreto com altos teores de adições minerais e cal hidratada*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2008.
- [14] ANDRADE, C. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. São Paulo: PINI, 1992.
- [15] POSSAN, E. *Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- [16] P. KUMAR MEHTA E PAULO J. M. MONTEIRO. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. 2 edição. 782 p. São Paulo. Editora: Nicole Pagan Hasparyk, 2014.
- [17] ISO 13283. 2008. *General principles on the design of structures for durability*.
- [18] TASCA, M. *Estudo da carbonatação natural de concretos com pozolanas: monitoramento em longo prazo e análise da microestrutura*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, 2012.
- [19] *Reunion internationale de laboratoires d'essais et materiaus – rilem*. Measurement of hardened concrete carbonation depth. “Rilem” TC116-PCD: Permeability.
- [20] HELENE, P. R. L.; MEDEIROS, M. *Estudo da influência do MetacaulimHp como adição de alta eficiência em concreto de cimento Portland*. Escola da Universidade Politécnica de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2003.
- [21] HELENE, P. R. L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. 1993, 231f. Tese (Livre Docência). Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [22] N.T. American Concrete Institute. Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201.2R. In: *ACI Manual of Concrete Practice* . Detroit, 1991.Part 1.



ADIÇÃO DE DIÓXIDO DE TITÂNIO EM MATERIAIS CIMENTÍCIOS: UMA REVISÃO DE MÉTODOS PARA EVITAR A FORMAÇÃO DE MANCHAS EM FACHADAS PREDIAIS

C. THOMÉ

Estudante

Universidade de Santa Cruz do Sul-UNISC

Rio Grande do Sul; Brasil

camilathome@mx2.unisc.br

G. AUSTRIA

Docente

Universidade de Santa Cruz do Sul-UNISC

Rio Grande do Sul; Brasil

gabiaustria@gmail.com

RESUMO

A poluição ambiental proveniente da indústria ou de fatores urbanos vem aumentando constantemente, causando problemas relacionados à estética e à durabilidade em edificações, principalmente em suas fachadas. Uma maneira para evitar manifestações patológicas provenientes da poluição ambiental é o fenômeno de autolimpeza, o qual é realizado a partir de dois componentes, atividade fotocatalítica (degradação de poluentes absorvidos na superfície) e atividade super-hidrofílica (que permite que a superfície seja facilmente limpa com a chuva). A fim de diminuir estas manifestações, substâncias com atividade fotocatalítica como o TiO_2 (dióxido de titânio) são empregadas, as quais vem sendo muito estudadas em laboratório e indústrias. O presente trabalho oferece uma revisão bibliográfica sobre a adição de TiO_2 em materiais cimentícios através de comparações quanto a forma que esta substância pode ser melhor utilizada em fachadas prediais (misturas com argamassa, pasta de cimento, concreto, película de TiO_2 para encobrir a fachada), e uma análise da possibilidade de potencialização da atividade fotocatalítica do TiO_2 . A partir dos dados obtidos, foi concluído que a melhor maneira do material ser utilizado em fachadas prediais é a película de TiO_2 para encobri-la.

Palavras chaves: Dióxido de titânio, autolimpeza, estética e durabilidade, materiais cimentícios, manifestações patológicas.

ABSTRACT

Environmental pollution from industry or urban issues is increasing constantly, leading to problems related to aesthetics and durability in buildings, mainly in their facades. One way to avoid pathological manifestations from environmental pollution is the self-cleaning phenomenon, which happens from two components, photocatalytic activity (pollutant degradation absorbed on the surface) and super-hydrophilic activity (which allows the surface to be easily cleaned in the rain). In order to reduce these manifestations, substances with photocatalytic activity such as TiO_2 (titanium dioxide) are used, which has been much studied in laboratory and industry. This paper provides a literature review on the addition of TiO_2 in cementitious materials through comparisons about the way that this substance can be best used in building facades (mixtures with mortar, cement paste, concrete, TiO_2 layer to cover the facade), and an analysis on the possibility of enhancement of photocatalytic activity of TiO_2 . From the data obtained, it was concluded that the best way the material is used in building facades is the TiO_2 layer to cover the facade.

Key words: titanium dioxide, self-cleaning, aesthetics and durability, cementitious materials, pathological manifestations.

1. INTRODUÇÃO

O dióxido de titânio (TiO_2) é um dos fotocatalisadores mais eficientes e utilizados atualmente, essa substância existe, em sua maioria, na forma cristalográfica de rutilo e anatásio [1], sendo a última mais utilizada em teste com materiais cimentícios e portanto será referido neste trabalho. O fenômeno da fotocatalise é um fenômeno em que um composto recebe luz, e com isso acelera a velocidade de uma reação química sem ser consumido [1].

A aplicação deste composto em materiais de construção começou ao final da década de 1980. Até então, dois importantes aspectos deste componente tinham sido descobertos, em primeiro lugar, a ação de autolimpeza, que é ativada a partir da incidência de luz solar (raios U.V.) sobre a superfície fotocatalítica. Em segundo lugar, descobriu-se a ação hidrofílica da superfície catalítica, o que melhora o fenômeno de autolimpeza. Este fenômeno consiste na facilidade com que químicos inorgânicos, que causam sujeira e manchas na superfície, podem ser removidos com a água da chuva, esta passando entre a substância absorvida e a superfície de TiO_2 (fig. 1) [1,3,5,9]. Sendo assim, uma das principais vantagens com uso do TiO_2 é que os únicos requisitos para sua ação são água, oxigênio e luz solar [9].

Esta substância é principalmente utilizada em revestimentos construtivos externos, revestimentos internos, construção de estradas, entre outros. Porém seu efeito é potencializado quando utilizado em ambientes externos, [1,3,5] a baixa energia fornecida pela luz visível em ambientes internos é insuficiente para induzir a fotocatalise do TiO_2 [5]. A figura 1 representa o processo de decomposição de poluentes, demonstrando como o lençol de água formado pela super-hidroflicidade do TiO_2 facilita a limpeza de compostos das fachadas prediais [1].

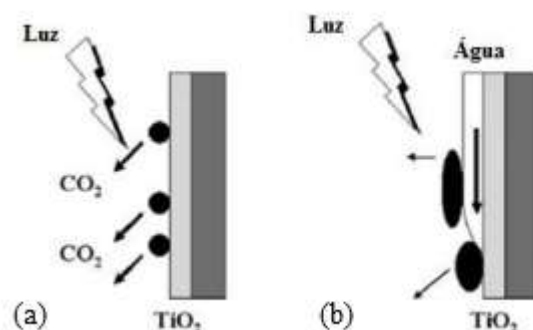


Figura 1: (a) CO_2 como produto de reação de decomposição de poluentes; (b) lençol de água formado pela super-hidroflicidade do dióxido de titânio, lavando os produtos das reações de decomposição [1].

A principal razão pela qual o TiO_2 começou a ser utilizado foi devido a poluição ambiental proveniente da indústria ou de fatores urbanos, que estão aumentando constantemente, causando problemas de estética e durabilidade para estruturas urbanas expostas na atmosfera [4,9], fato que causa um aumento em custos de manutenção, principalmente de fachadas de edifícios. Além dos benefícios já citados, o TiO_2 também decompõe poluentes atmosféricos, como o CO_2 e NO_x [1].

Existem várias maneiras de utilizar o TiO_2 para evitar a formação de manchas na fachada de edificações, dentre eles podemos destacar: o uso na pasta de cimento [1,2,4], na argamassa [2,3,4], no concreto [5] ou com uma película de TiO_2 sob a fachada finalizada [3,4]. Para poder fazer deste um produto mais comercial, é preciso a utilização de pigmentos, pois a cor original do composto é branca. Assim, o objetivo deste trabalho é analisar em qual material cimentício, dos citados acima, o TiO_2 teria melhor desempenho, custo-benefício, como também, maneiras de potencializar seu uso.

Foram reunidas informações de diferentes autores acerca de estudos sobre as distintas aplicações do TiO_2 em materiais cimentícios. Através das informações obtidas foi feita uma comparação entre os resultados encontrados por cada autor, os quais foram discutidos. Finalizando com a conclusão de qual material cimentício possui o melhor desempenho e custo-benefício para aplicações de fachadas, objetivando a autolimpeza das mesmas e garantindo menos custos em manutenções.



3. CARACTERÍSTICAS DE MATERIAIS CIMENTÍCIOS PRODUZIDOS COM TiO₂

3.1 Fluides da argamassa

Uma das carências ao introduzir o TiO₂ em materiais cimentícios é a redução da sua trabalhabilidade, devido sua grande área de contato. A fluidez da argamassa cimentícia diminui consideravelmente em função da adição de TiO₂, fazendo com que a quantidade de TiO₂ seja inversamente proporcional a fluidez do material [6]. A diminuição na trabalhabilidade da argamassa pode ser uma característica prejudicial à sua aplicação, visto que esta diminui o tempo em aberto da mesma, dificultando a ancoragem da argamassa e causando possíveis problemas em relação à aderência. Este fato pode ser superado utilizando uma equipe de aplicação preparada para esta característica, que produza o material em menor quantidade e o aplique mais rapidamente.

O aumento na necessidade de água quando a partícula for adicionada deve-se ao fato do seu pequeno tamanho e elevada área superficial, que por sua vez, absorve mais água na superfície [6]. A adição de mais água aumenta a relação a/c, o que conseqüentemente deveria diminuir a resistência à compressão do material, porém isso não acontece, devido a aceleração da hidratação e diminuição dos poros, fatos que serão melhor explicados posteriormente.

3.2 Calor de hidratação

A influência do TiO₂ no processo de endurecimento das pastas de cimento foram avaliadas medindo seu tempo de pega. Resultados mostraram que o TiO₂ tinha como efeito a aceleração da hidratação nos materiais cimentícios [6] fato que conseqüentemente diminui o tempo de pega.

O rápido endurecimento pode ser uma característica positiva para agilizar o andamento da obra, e também faz com que seja alcançada maior resistência na 'primeira idade' do material cimentício.

3.3 Distribuição de poros

Devido à argamassa ser um material poroso, a distribuição dos diferentes tamanhos de poros influencia significativamente nas propriedades dos materiais a base de cimento [6].

Os efeitos da adição de TiO₂ na distribuição dos poros de cimentos endurecidos foram analisados, sendo possível avaliar que houve diminuição dos poros. A tendência à diminuição dos poros acumulados é percebida quando maior a porcentagem de adição de TiO₂ [6].

A adição de TiO₂ diminui os ângulos de contato dos materiais a base de cimento, como também a refinação dos poros, efeitos que contribuem para redução de perda de água durante o tempo de secagem [6] causando uma molhabilidade mais duradoura na pasta cimentícia. O que deveria fazer com que o material mantivesse a sua trabalhabilidade por mais tempo, porém, como já dito, este fato não acontece pela grande área superficial causado pelos pequenos diâmetros do TiO₂.

Porém, isto não ocorre somente pelos efeitos da aceleração da hidratação, como descrito acima, a diminuição dos poros [6] também possui um grande papel neste melhoramento. Isso acontece devido ao TiO₂ ser um material fino, o que faz com que ele feche alguns poros da argamassa, o que conseqüentemente melhora a resistência à compressão e normalmente à tração também. Pois poros que seriam pontos fracos para um rompimento já não existem mais pela adição do material fino.

3.4 Retração por secagem

A retração por secagem do material cimentício com a adição de TiO₂ é minimizada pela redução de água perdida pelo efeito de refinação de poros e pelo aumento da molhabilidade da pasta [6]. Isso faz com que o material varie menos de volume depois da perda de água, ou seja, quando estiver endurecido, o que resulta em menos material a ser utilizado para obter o mesmo resultado.

As afirmativas do tópico 2.1 se referem a nano partículas de TiO₂ [6], este tipo de partícula também auxilia no efeito da atividade fotocatalítica, tendo em vista que diâmetros largos e pouca área de contato prejudicam este efeito devido à pouca absorção de reagentes [7]. No entanto, no caso de substâncias que não são absorvidas, a partícula de TiO₂ com

melhor desempenho é aquela que tem o maior diâmetro, alta cristalinidade e elevado teor de TiO_2 na forma de anatásio [7].

4. UTILIZAÇÃO E DESEMPENHO DO TiO_2 EM DIFERENTES MATERIAIS CIMENTÍCIOS

Tabela 1: Comparação de autores

Artigos	Principais abordagens	Material cimentício utilizado	Porcentagens de TiO_2 utilizado
[3] Diamanti <i>et al</i> (2008)	Ação de autolimpeza e porcentagem de TiO_2 com melhor custo-benefício	Película de TiO_2 e argamassa	2%, 3%, 5% e 10%
[2] Bertrand Ruot <i>et al</i> (2009)	Ação de autolimpeza e comparação de desempenho entre os diferentes materiais cimentícios	Pasta de cimento e argamassa	1%, 3% e 5%
[8] Weigup Shen <i>et al</i> (2015)	Ação de autolimpeza e modificação na aspereza da superfície	Concreto	2,5%, 5% e 7,5%
[4] Diamante <i>et al</i> (2013)	Ação de autolimpeza em material cimentício com pigmento	Argamassa	5%

4.1 Comparação na adição de TiO_2 em argamassa e película de revestimento

Diamanti *et al* (2008), no estudo intitulado “Caracterização de propriedades fotocatalíticas e superhidrofobicidade de argamassas contendo dióxido de titânio” avaliaram o comportamento de argamassas com película de TiO_2 , por meio de testes de exposição atmosférica durante 4 meses, sendo que nos primeiros 70 dias, as argamassas foram expostas ao ambiente urbano; e nos 50 dias posteriores foram mantidas dentro de uma câmara provida com lâmpadas que simulam a luz solar. O segundo período foi formulado para entender se uma irradiação artificial poderia realmente promover o processo de autolimpeza. Os autores obtiveram as seguintes conclusões:

- Os testes de exposição atmosférica, evidenciaram a atividade de autolimpeza das argamassas analisadas.
- A película de TiO_2 não contém nenhuma partícula deste material em massa, o elemento fotoativo foi apresentado em uma camada sobre a superfície, como uma tinta no material da fachada.
- Nos testes iniciais de fotoatividade, a amostra de cobertura de superfície foi a que obteve o melhor desempenho, entretanto, no teste de autolimpeza, obteve o pior resultado entre as amostras. Seu baixo resultado na atividade de autolimpeza, se deve ao fato de problemas na fixação da película de TiO_2 sob as condições climáticas e ambientais, isto é, chuva e vento. O que torna esse produto, atualmente, pouco atrativo comercialmente.
- A atividade das amostras apresentam resultados diferentes contendo a mesma porcentagem de anatásio. O exemplo disso foi amostra com 5% de TiO_2 em suspensão e amostra com 2,5% em suspensão e 2,5% em pó o que mostra que a diferença dentre os resultados é devido a diferentes granulometrias, causando diferente interação com a matriz cimentícia, e não pela porcentagem contida de TiO_2
- Comprovou-se que a mistura de duas formas de anatásio levou a efeitos sinérgicos, ou seja, o uso de diferentes granulometrias de TiO_2 favorece a ação fotocatalítica. Fato que é promissor e interessante para aplicações industriais reais

Além dos testes descritos acima, Diamanti *et al* (2008) também realizou testes em relação as propriedade hidrofílicas que o TiO_2 proporciona as amostras, tal propriedade auxilia na autolimpeza e faz com que a água da chuva limpe facilmente qualquer princípio de mancha. Segundo os autores:

- O ângulo de contato formado pela água nas amostras sob a sua superfície foi mensurado (fig. 2), tal ação foi feita para descobrir como a molhabilidade das amostras se modificam após a incidência aos raios U.V. Estes

testes têm a intenção de avaliar se é possível alcançar um estado de superhidrofilicidade, atribuído à superfície de fotoatividade.

- b) Algumas amostras mostram uma considerável diminuição do ângulo de contato, mas como nos outros resultados, a que obteve o melhor resultado foi a da película de TiO_2 . A amostra com 10% de anatásio não mostrou uma grande diminuição no ângulo de contato depois da irradiação solar.
- c) A excelente fotoatividade da película de TiO_2 foi comprovada em todos os testes, entretanto este tipo de revestimento ainda necessita de estudos mais afundo quanto a sua fixação para poder ser considerado comercialmente. A amostra com maior teor de anatásio (10%) se tornou imprópria por motivos econômicos, quanto maior a porcentagem de TiO_2 maior o preço desta argamassa.
- d) Dentre os motivos descritos acima, e pelos resultados obtido foi constatado que o revestimento mais apropriado seria a argamassa de 3% de anatásio em pó e de 2% em suspensão, com um total de 5% de TiO_2 . Essa amostra conseguiu bons resultados em ambos aspectos, atividade fotocatalítica e notável variação na interação da água com a superfície, que se tornou superhidrofílica depois da exposição aos raios U.V, facilitando a limpeza da superfície.

A figura 2 demonstra como foi analisado o ângulo de contato da água em relação a superfícies das amostras.

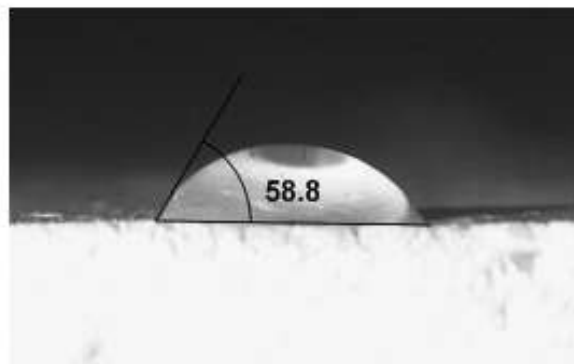


Figura 2: A medição do ângulo de contato da água na superfície das amostras, através do software de análises de imagens [3].

4.2 Comparação de desempenho entre argamassa e pasta de cimento com adição de TiO_2

Ruot *et al* (2009), no estudo intitulado “Pastas de cimento e argamassas contendo TiO_2 : As medições da eficiência fotocatalítica utilizando um teste colorimétrico com rodamina B”, compararam as atividades fotocatalíticas e de autolimpeza em argamassas e pastas de cimento. Eles foram mensurados quanto a degradação de um pigmento orgânico, neste caso a rodamina B (RhB), sendo que quanto maior a degradação do pigmento na sua superfície, maior a ação das atividades fotocatalíticas e autolimpantes. Com intuito de analisar qual seria a melhor quantidade de TiO_2 a ser adicionada ao material cimentício, foram utilizadas nos experimentos 1%, 3% e 5% de adição de TiO_2 . Foi considerado que, quanto maior atividade, maior a quantidade de partículas de TiO_2 haviam ficado na superfície do material cimentício. Os autores obtiveram as seguintes conclusões:

- a) Algumas amostras mostram uma considerável diminuição do ângulo de contato, mas como nos outros resultados, a que obteve o melhor resultado foi a da película de TiO_2 . A amostra com 10% de anatásio não mostrou uma grande diminuição no ângulo de contato depois da irradiação.
- b) A relação de TiO_2 na superfície da pasta de cimento foi considerada proporcional à quantidade de TiO_2 colocado na mistura. Enquanto na argamassa, essa mesma relação foi considerada não proporcional, com 1% de TiO_2 foram obtidos resultados extremamente baixos, para 3% extremamente altos e para 5% um pouco à baixo que em 3%.

- c) Tais resultados indicam que algumas partículas de TiO_2 se depositam nos poros largos na superfície da argamassa, resultantes da presença de areia, que por consequência, não são completamente atingidos pelos raios U.V.
- d) A atividade fotocatalítica da argamassa não aumentou significativamente com a porcentagem de TiO_2 ; de 0 a 1% apresentou uma diferença considerável, mas de 1 a 5% permaneceu quase constante. Indicando que não é relevante adicionar mais de 1% de TiO_2 em argamassas.
- e) Enquanto isso, a atividade fotocatalítica da pasta de cimento aumentou quase que proporcional à quantidade de TiO_2 , tendo menor atividade que a argamassa até aproximadamente 1%, e depois disso tendo uma grande diferença. Chegando a aproximadamente 0,65 de atividade fotocatalítica em 5%, enquanto a argamassa não passou de 0,25.

As figuras 4 e 5 mostram as variações na relação entre colorimétrica (a^*) e o tempo, para pasta de cimento e argamassas tendo diferentes quantidades de TiO_2 . Para pasta de cimento, a taxa de descoloração nas primeiras 3 horas de exposição parecem ser as mais importantes quanto ao crescimento da porcentagem de TiO_2 . Com 5% de TiO_2 adicionado, a coloração inicial quase desapareceu ao fim do teste. A mesma tendência não foi tão visível para argamassas, devido as colorações iniciais serem distintas. Entretanto, o efeito do TiO_2 na descoloração da rhodamine B ficou evidente.

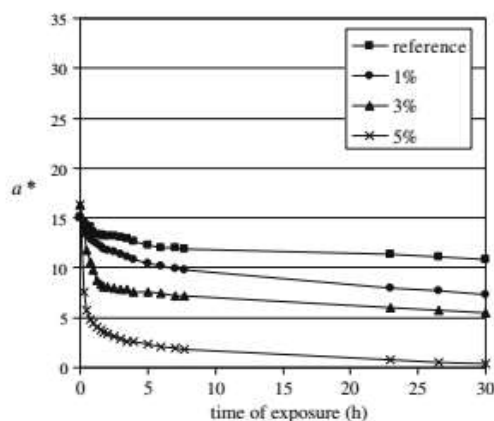


Figura 4: Variação, ao longo do tempo, da RhB aplicada na pasta de cimento; influência do TiO_2 no material cimentício [2].

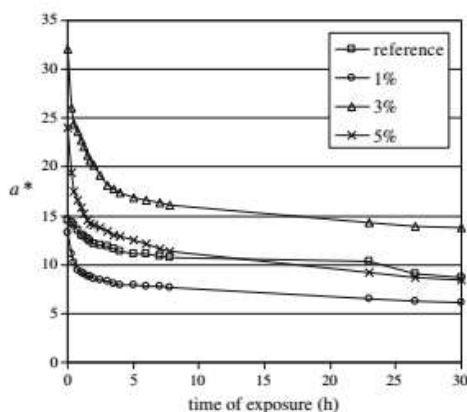


Figura 5: Variação, ao longo do tempo, da RhB aplicada na pasta de cimento; influência do TiO_2 no material cimentício [2].

4.3 Concreto autolimpante

Weiguo Shen *et al* (2014), no estudo intitulado “Preparação de concreto autolimpante com nanopartículas de dióxido de titânio fotocatalítico modificado” criaram um concreto autolimpante, algo considerado impossível de ser feito devido a sua superfície áspera. Tal característica impediria os raios U.V de ativarem as partículas de TiO_2 além de impedir a formação do lençol de água o que facilita a limpeza da superfície pela água da chuva, este novo tipo de concreto tem como promessa ser usado como material de acabamento autolimpante em zonas urbanas. Para produzir a superfície superlisa, foi utilizado o C-S-H. Com o objetivo de comprovar a ação de autolimpeza do concreto, foram realizados testes através da capacidade de degradação do pigmento ‘MB blue’, sendo este de base orgânica. Entendendo que, quanto mais o pigmento fosse degradado maior seria a ação do TiO_2 sob a superfície do concreto. As porcentagens de TiO_2 utilizadas nos testes foram de 2,5%, 5% e 7,5%. Os autores obtiveram as seguintes conclusões:

- Algumas amostras mostram uma considerável diminuição do ângulo de contato, mas como nos outros resultados, a que obteve o melhor resultado foi a da película de TiO_2 . A amostra com 10% de anatásio não mostrou uma grande diminuição no ângulo de contato depois da irradiação.
- O concreto tem a aparência de um vidro, o que indica que a aspereza do concreto é menor do que o comprimento das ondas U.V. (380-780 nm) (fig. 6).
- Ocorreram alguns defeitos na superfície, onde em alguns pontos se notou a formação de manchas, tal acontecimento se deve ao fato da superfície não ter sido completamente coberta com o C-S-H e o TiO_2 .
- Inicialmente, o concreto com 7,5% de TiO_2 obteve uma degradação muito maior do que as de menor porcentagem, mas com o maior tempo de exposição essa diferença se tornou menos notável. As partículas de TiO_2 foram usadas somente na superfície do concreto, para que ele se tornasse mais econômico.

A figura 6 apresenta a superfície do concreto superliso através dos resultados obtidos pelo equipamento SPM (Sonda de Imagem Microscópica), demonstrando que irregularidades em sua superfície só são notadas com uma aproximação extremamente grande.

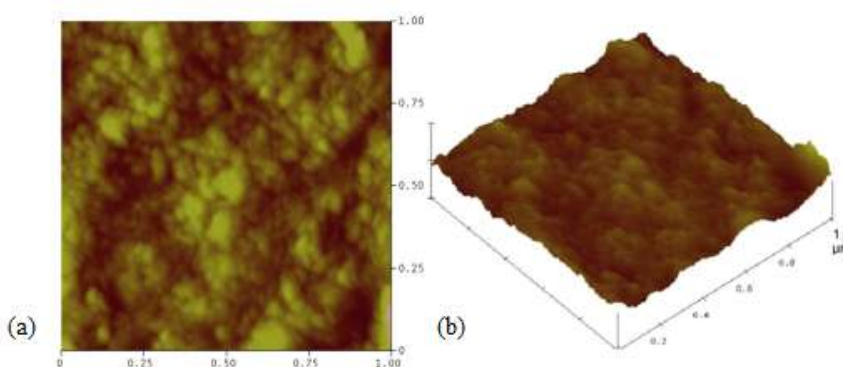


Figura 6: (a) Imagem vista de cima de 1 μm x 1 μm de área do concreto super liso;
(b) imagem topográfica da mesma área [8].

4.4 Maria Vittoria Diamanti (2013): Adição de pigmento em argamassa fotocatalítica

Diamanti *et al* (2013), no estudo intitulado “Atividade fotocatalítica e auto-limpeza de argamassas coloridas contendo TiO_2 ” avaliaram o comportamento da autolimpeza em argamassas pigmentadas, contendo a porcentagem total de TiO_2 de 5%, sendo 3% em pó e 2% em suspensão. A adição de pigmentos na argamassa fotocatalítica foi feita com diferentes tipos de óxido de ferro, como: Fe_2O_3 , Fe_3O_4 , $FeOOH$ ou a mistura dos três, produzindo pigmentos vermelho, cinza, amarelo e marrom. A coloração natural, branca, também foi utilizada, seu principal uso sendo como referência para definir se houve ou não influências do pigmento nas propriedades autolimpantes do material. Para fazer essa comparação foi utilizado o teste de rodamin B (RhB), o teste é medido em quanto a atividade fotocatalítica do material é capaz de degradar a tinta. Para garantir que todas as amostras teriam a mesma quantidade de tinta de RhB,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



elas foram submersas em sua solução aquosa e mantida ali por 14 horas. Após esse período, foram retirados e secados em um ambiente fechado em 25 °C, com umidade relativa do ar em 60%, por 24 horas. A coloração da superfície foi medida e suas variações monitoradas sob os raios U.V durante 24 horas seguidas. Os autores obtiveram as seguintes conclusões:

- a) Algumas amostras mostram uma considerável diminuição do ângulo de contato, mas a que obteve o melhor resultado foi a da película de TiO₂.
- b) A amostra com 10% de anatásio não mostrou uma grande diminuição no ângulo de contato depois da irradiação.
- c) Em todos os casos, argamassas brancas causaram 50% de decomposição da tinta à base orgânica, em média durante 23 horas, enquanto que as com pigmentação apresentaram uma eficiência menor, de 30%. Independentemente do tipo de pigmento, tintas à base de ferro inibem a eficiência da atividade fotocatalítica.
- d) O mecanismo detalhado causando a redução da fotoatividade em argamassas coloridas, como também, a diferença observada entre os três pigmentos, estão necessariamente ligados a uma interferência entre fotoativação do TiO₂ e pigmentos a base de ferro, como a única fonte de heterogeneidade entre as amostras testadas.
- e) Diferentemente do que aconteceu no teste de fotoatividade, no teste de autolimpeza houve algumas diferenças de comportamento entre os óxidos de ferro. Enquanto que as colorações cinza, marrom e vermelha foram claramente afetadas pela presença do TiO₂, fato percebido pelo maior brilho obtido nas amostras, as argamassas amarelas mostraram não ter ativação da autolimpeza.

5. DISCUSSÕES E RESULTADOS

Em testes realizados foi comprovada a habilidade fotocatalítica do TiO₂, porém, sua eficácia não parece estar associada com a porcentagem de TiO₂ utilizada, como poderia ser deduzido, mas sim com o tamanho do cristal utilizado do material [2]. Outra característica importante a ser analisada são as primeiras 7 horas de iluminação, onde o efeito fotocatalítico é mais eficaz do que com o passar das horas. Esse fator não parece ser influenciado pela quantidade de TiO₂, ou se é utilizado em diferentes materiais cimentícios [2], sendo assim uma característica própria do elemento. Abaixo, podemos observar a diferença de desempenho do TiO₂ em materiais cimentícios distintos, como também, sua reação quando em contato com pigmentos:

- (a) Argamassa: Existem diferenças da atividade fotocatalítica da argamassa para a atividade na pasta de cimento, tal diferença se deve ao fato da adição de areia na argamassa, que resultam em poros largos, onde as partículas de TiO₂ acabam se depositando, e não são totalmente atingidas pelos raios U.V [2]. Como também, a porcentagem de TiO₂ adicionados na argamassa, entre 1 e 5% não afeta a atividade fotocatalítica, que permanece praticamente constante [2]. O fato da baixa atividade fotocatalítica relatada, pode estar relacionada também ao uso de um único estado de anatásio. Pois a utilização deste material em pó juntamente com uma porcentagem em suspensão provou ter resultados sinérgicos [3], o que potencializa a ação fotocatalítica e de autolimpeza.
- (b) Película de TiO₂: O revestimento com TiO₂ explora melhor os componentes fotocatalíticos, já que somente a superfície pode ser ativada com os raios U.V. Enquanto o TiO₂ adicionado à massa cimentícia acaba desperdiçando o potencial do material [4]. O aspecto mais desafiador do revestimento de TiO₂ está relacionado a durabilidade, pois pode degradar pela erosão causada por agentes ambientais, ao contrário da grande estabilidade da mistura na massa [4]. Além disso, também podemos citar um problema de fixação da película na fachada predial, que devido aos fatores citados acima, acaba por se desprender [3]. Entretanto, seu potencial fotocatalítico, de autolimpeza e de diminuição de custo em TiO₂ bem superiores aos demais materiais, o que leva a importância de ter mais estudos envolvendo a fixação deste material.
- (c) Pasta de cimento: A pasta de cimento com baixa porcentagem de TiO₂ possui, além das propriedades fotocatalíticas para manter a estética, agrega a resistência da estrutura [1], fato que a diferencia da película de TiO₂. A porcentagem de TiO₂ neste tipo de material tem influência na sua atividade fotocatalítica, mostrando em testes feitos por Bertrand Ruot et al (2009), um aumento proporcional a quantidade de TiO₂ utilizado [2].

- (d) Concreto: O concreto é uma das mais importantes partes do ambiente urbano, ganhando cada vez mais espaço nas construções prediais [8,9], por isso a importância de métodos que alcancem a autolimpeza neste material. A grande dificuldade para este fenômeno acontecer no concreto, é devido a sua superfície áspera [8]. Tal fato faz com que o 'lençol' de água formado pela hidrofobicidade, para separar os poluentes da fachada, não se forme, pois ele só acontece em superfícies lisas [8].

Então, para a autolimpeza acontecer, é necessário fazer com que a superfície do concreto seja lisa, tal característica pode ser alcançada pela adição de Silicato de Cálcio Hidratado (C-S-H) no material. O C-S-H consegue este resultado através de suas nano partículas entre não cristalina e semi-cristalina, como também, ele é o principal produto para hidratação dos cimentos Portland [8]. Este novo produto é um grande avanço para o uso de concretos em construções, que atualmente já vem crescendo, fazendo com que seu custo de manutenção se torne menor e o tornando mais atrativo esteticamente.

- (e) Pigmentação: Várias pesquisas sugerem que tintas com base orgânica na presença de TiO_2 não são indicadas, pois elas poderiam ser afetadas pela habilidade de fotodegradação, o que além de liberar carbono [4] também causaria manchas nas pinturas de fachadas. Por isso, as tintas à base de inorgânicos (cimento e argamassa) e misturas com adição (pigmentos como óxidos de ferro) devem sempre ser preferíveis ao invés dos ligantes orgânicos [4]. Teoricamente, as tintas à base de hidróxido também seriam uma boa opção, e até poderiam auxiliar na formação do 'lençol' de água, assim, colaborando para a autolimpeza. Entretanto não é isso que acontece, o contato do hidróxido com a água da chuva faz com que o lençol de água não aconteça, e assim a ineficácia da autolimpeza [4]. Os pigmentos tem uma grande importância comercial, tendo em vista, que a partir deles os consumidores terão mais opções para o uso de materiais autolimpantes não se restringindo somente a tonalidade branca.

Abaixo segue um esquema (Fig. 7) ilustrando os principais resultados já discutidos.



Figura 7: Esquema de resultados obtidos a partir dos artigos analisados.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONCLUSÃO

Considerando todos os resultados descritos neste artigo, podemos concluir que o material com melhor desempenho fotocatalítico e de autolimpeza, e assim, sendo o mais aconselhável para evitar manchamentos em fachadas prediais, é a película de TiO_2 .

Tal material ainda necessita de estudos mais específicos quanto à fixação em fachadas, porém, o uso exclusivo do TiO_2 em espessuras onde os raios U.V. podem ativar suas propriedades fotocatalíticas fazem com que o material seja 100% aproveitado, não havendo desperdício de TiO_2 , e conseqüentemente de custos. Porém, estudos sobre o melhoramento da fixação do material provavelmente levarão alguns anos, sendo assim, a segunda maneira mais eficaz tanto para custos quanto para a ação de autolimpeza seria a argamassa de revestimento. Sendo que, para melhores resultados, supõe-se que o material cimentício deve conter 3% anatásio em pó e 2% em suspensão, de acordo com Maria Vittoria Diamanti *et al.* (2008) [3]. A argamassa também se mostra interessante devido ao fato do acabamento de fachadas de edificações em alvenaria serem feitas majoritariamente com argamassas de revestimento, portanto a utilização deste material seria o mais favorável para realizar a atividade fotocatalítica e de autolimpeza. Mesmo apresentando resultados inferiores aos da pasta de cimento.

O concreto superliso é uma boa opção para projetos que deverão ser executados neste material, porém, é importante ressaltar a importância do uso do TiO_2 e do C-S-H somente na camada de finalização da fachada, para não haver desperdício de material.

Tendo em vista a comercialização do produto, a possibilidade de utilizar o TiO_2 em fachadas com colorações diferentes de branco é um fator importante. Mesmo havendo uma diminuição de 50% para 30% de sua capacidade fotocatalítica em relação ao mesmo material sem pigmentação, ainda possui ação autolimpante, sendo assim capaz de evitar manchamentos. Entretanto, com essa diminuição de desempenho teria que ser realizada uma pesquisa de custos para saber se o custo do TiO_2 para realizar a autolimpeza seria menor do que os custos de manutenção da fachada.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Paramés, J.; De Brito, J., “Materiais de construção nanotecnológicos de auto-limpeza”, Teoria e Prática na Engenharia Civil 15, 2010, pp. 55-62.
- [2] Ruot, B. *et al.*, “ TiO_2 -containing cement pastes and mortars: Measurements of the photocatalytic efficiency using a rhodamine B-based colourimetric test”, Solar Energy 83, 2009, pp. 1794-1801.
- [3] Diamanti, M. V. *et al.*, “Characterization of photocatalytic and superhydrophilic properties of mortars containing titanium dioxide”, Cement and Concrete Research 38, 2008, pp. 1349-1353.
- [4] Diamanti, M. V. *et al.*, “Photocatalytic and self-cleaning activity of colored mortars containing”, Construction and Building Materials 46, 2013, pp. 167-174.
- [5] Folli, A. *et al.*, “ TiO_2 photocatalysis in cementitious systems: Insights into self-cleaning and deppolution chemistry”, Cement and Concrete Research 42, 2012, pp. 539-548.
- [6] Zhang, R. *et al.*, “Influences of nano- TiO_2 on the properties of cement-based materials: Hydration and drying shrinkage”, Construction and Building Materials 81, 2015, pp. 35-41.
- [7] Chena, J. *et al.*, “Recent progress in enhancing photocatalytic efficiency of TiO_2 -based materials”, Applied Catalysis A: General 495, 2015, pp. 131-140.
- [8] Shen, W. *et al.*, “Preparation of titanium dioxide nano particle modified photocatalytic self-cleaning concrete”, Journal of Cleaner Production 87, 2015, pp. 762-765.
- [9] Janus, M. *et al.*, “Self-cleaning properties of cement plates loaded with N,C -modified TiO_2 photocatalysts”, Applied Surface Science 330, 2015, pp. 200-206.



ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS DA PENETRAÇÃO DE ÁGUA E DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

R. T. ALENCAR

Acadêmico
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Sobral; Ceará; Brasil
ricaro-alencar@hotmail.com

R. L. RODRIGUES

Acadêmico
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Sobral; Ceará; Brasil
rennanliberato@outlook.com

K. M. D. OLIVEIRA

Acadêmico
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Sobral; Ceará; Brasil
kevin_moura@outlook.com

N. R. VASCONCELOS

Acadêmico
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Sobral; Ceará; Brasil
nadineribeirov@gmail.com

A. G. DIÓGENES

Prof.^a M.a Eng.^a Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
aldeciragd@yahoo.com.br

RESUMO

O controle tecnológico do concreto é de extrema importância para avaliar o desempenho de qualquer obra. É o controle que pode confirmar se o material apresenta ou não as características indicadas no projeto, além de identificar e corrigir problemas de eventual não conformidade. Para obter esse controle, é necessária a realização de testes físicos no concreto. Este trabalho objetiva analisar os ensaios de resistência característica do concreto à compressão axial (f_{ck}) e de determinação da penetração de água sob pressão a fim de encontrar uma relação existente entre eles. As análises foram feitas apenas no estado endurecido do concreto. Foram confeccionados duas classes de resistência de concreto, 20 MPa e 50 MPa, cada uma com seis corpos de prova. Dos seis corpos de prova, três foram destinados para o ensaio de compressão axial e os restantes para o ensaio de determinação da penetração de água sob pressão, ambos na idade de 28 dias. Analisando os resultados, conclui-se que a penetração de água é inversamente proporcional à resistência característica do concreto à compressão, ou seja, o concreto de alta resistência apresenta menor permeabilidade.

Palavras-chave: controle, penetração, concreto, resistência.

ABSTRACT

The technological control of concrete is very important to evaluate the performance of any civil work. It is the control that confirms if the material has or not the characteristics indicated to the project, besides identify and correct potential problems without compliance with the project. To get to this control, conducting physical tests on concrete is required. This work aims to analyze the strength tests characteristic of concrete to axial compression (f_{ck}) and determination of the water penetration under pressure in order to find a relationship between them. The analyses were performed only in hardened concrete. Two concrete strength classes were made, 20 MPa and 50 MPa, each one with six samples. Of the six samples, three were intended for axial compression test and the remaining for the penetration of water under pressure test, both at the age of 28 days. Analyzing the results, it is concluded that water penetration is inversely proportional to the characteristic compressive strength of the concrete, therefore high strength concrete has lower permeability.

Keywords: control, penetration, concrete, resistance.

1. INTRODUÇÃO

A durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como sendo a capacidade de resistir a intempéries, ataques químicos, abrasão ou outros processos de deterioração, segundo a NBR 11.578 [1]. Dependendo das condições ambientais, o concreto estará sujeito a efeitos de um conjunto de agentes agressivos que atuam de forma isolada ou em conjunto. Assim, esses interagem com as propriedades do concreto que facilita na penetração de substâncias agressivas pelos seus poros, como a água. Quando é adicionada muita água na mistura do concreto, o excesso migra para a superfície pelo processo de exudação deixando vazios, chamando de porosidade capilar. Essa porosidade prejudica a resistência do concreto, aumenta sua permeabilidade e diminui a durabilidade do concreto. O concreto é um material poroso.

Este trabalho tem o objetivo de analisar e comparar a penetração de água pelo ensaio de sob pressão e a resistência característica de concretos à compressão de 20 e de 50 MPa. O ensaio de penetração sob pressão foi

realizado de acordo com a NBR 10787 [2] e os resultados obtidos foram aferidos aos do ensaio de compressão axial, segundo a NBR 5739 [3].

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Materiais



Figura 1: Materiais Utilizados na Confeção do Concreto

Os materiais utilizados para a confecção dos concretos foram: o cimento, a água potável; e os agregados miúdo e graúdo cujas caracterizações foram feitas conforme as normas técnicas que podem ser vistos na Tabela 1.

2.1.1 Cimento

No geral, cimentos são substâncias ligantes, capazes de unir massas de materiais sólidos em um corpo compacto. Essa definição abrange um grande número de substâncias distintas entre si, com poucas características em comum, com exceção de suas capacidades aglutinante.

Foi utilizado um cimento do tipo CP II F – 32 produzido em Sobral-CE que atende aos requisitos da NBR 11.578 [1].

2.1.2 Agregados

Para a confecção dos concretos, foram utilizados dois tipos de agregados graúdos britados proveniente de granito (Brita Tipo 0 e Brita Tipo 1) e um tipo de agregado natural miúdo (Areia Natural) proveniente de rio.

Segundo a NBR 10787 [2], “o agregado miúdo ou areia natural é o material particulado de origem mineral no qual predomina o quartzo de diâmetros entre 0,06 e 2,0 mm, cujos grãos passam pela peneira 4,8 mm e fica retido na peneira 0,75 mm”. O agregado miúdo utilizado na confecção do concreto tem uma dimensão máxima de 4,75 mm, módulo de finura igual a 3,27, massa unitária de 1,55 g/cm³ e massa específica de 2,53 g/cm³.

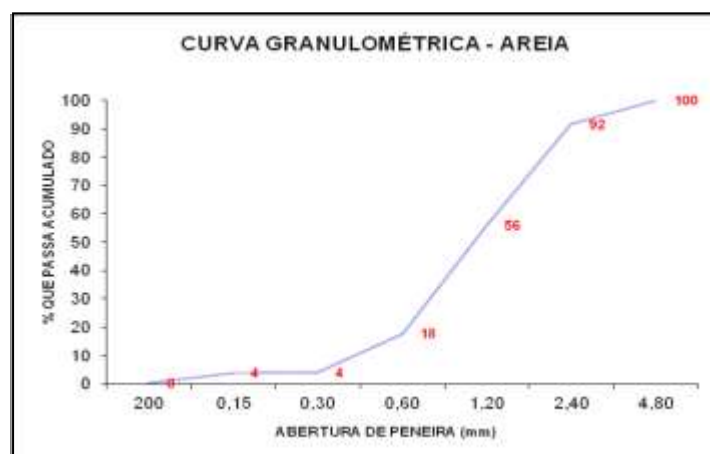


Figura 2: Curva Granulométrica do Agregado Miúdo

O termo brita ou pedra britada se refere a materiais provenientes de fragmentação mecânica de rochas. O intervalo de dimensões é da ordem de 4,8 mm a 100 mm, segundo a norma NBR 5739 [3]. A brita é graduada quando estão presentes fragmentos de várias dimensões numa sequência contínua e é classificada quando os fragmentos se encontram em faixas granulométricas definidas pela abertura de duas peneiras consecutivas.

O agregado graúdo tipo 0 tem dimensão máxima de 9,5 mm, massa unitária de 1,41 g/cm³ e massa específica de 2,71 g/cm³ com um índice de absorção 0,61%.

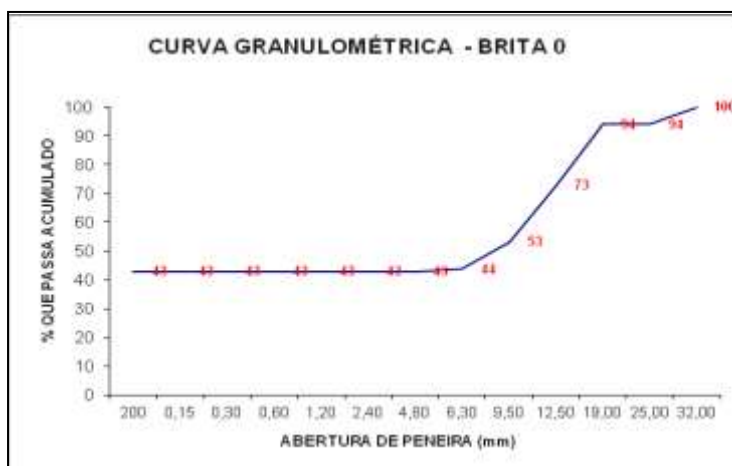


Figura 3: Curva Granulométrica do Agregado Graúdo Tipo 0

O agregado graúdo tipo 1 tem dimensão máxima de 12,5 mm, massa unitária de 1,49 g/cm³ e massa específica de 2,74 g/cm³ com um índice de absorção de 0,68%.

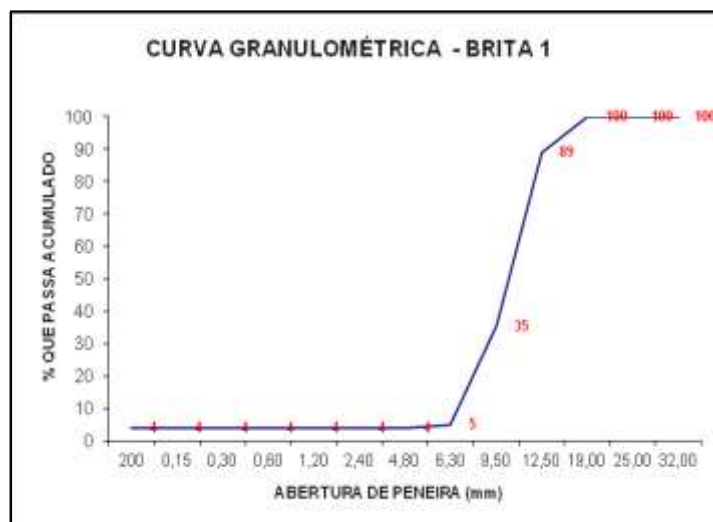


Figura 4: Curva Granulométrica do Agregado Graúdo Tipo 1

Tabela 1. Caracterização dos agregados.

Características	Agregado Miúdo	Agregado Graúdo Tipo 0	Agregado Graúdo Tipo 1
Dimensão Máxima	2,36 mm	9,5 mm	12,5 mm
Módulo de Finura	2,78	-	-
Massa Unitária	1,46 g/cm ³	1,41 g/cm ³	1,49 g/cm ³
Massa Específica	2,61 g/cm ³	2,71 g/cm ³	2,74 g/cm ³
Índice de Absorção	-	0,61%	0,68%

2.2 Métodos

Nos traços realizados para a produção de concretos utilizou-se os dados da caracterização dos materiais da Tabela 1 e estão expostos na Tabela 2.

Tabela 2. Traços dos concretos

Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) MPa	Cimento (Kg/m ³)	Agregado Miúdo (Kg/m ³)	Agregado Graúdo Tipo 0 (Kg/m ³)	Agregado Graúdo Tipo 1 (Kg/m ³)	Água (kg/m ³)
20	275	1018	344	516	202
50	580	679	379	568	202

Foram confeccionadas duas séries de concreto com 6 corpos de prova (CPs) cada com classes de resistências de 20 e 50 MPa, ou seja, 6 CPs para cada f_{ck} . Nos dias da confecção dos traços, a temperatura do ambiente foi medida de $28,14 \pm 3,0$ °C e a umidade relativa do ar de $68,69 \pm 5,0$ %.

Para a confecção dos concretos foram colocados os materiais na betoneira nas seguintes ordens: agregado graúdo, 1/4 da água, agregado miúdo, 1/4 da água, cimento, 1/4 da água e polímero líquido diluído no restante da água, caso esse for utilizado. Após a confecção do concreto foi realizada a moldagem e cura dos corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 cm x 20 cm, deixando-os curar ao ar livre durante 24 horas antes de serem desenformados e mergulhados no tanque de imersão com solução saturada de hidróxido de cálcio para seu devido processo de cura de 28 dias.

Para o ensaio de resistência à compressão, baseado na NBR 5739 [3], foram ensaiados na prensa hidráulica manual os 3 CPs para cada traço na idade 28 dias.



Figura 5: Ensaio de compressão axial.

Para o ensaio de determinação de penetração de água sob pressão, os três CPs de cada traço, de acordo com a NBR 7211[4], foram retirados do tanque de imersão 24 horas antes da idade de 28 dias de cura. Aos 28 dias, os CPs foram colocados no equipamento composto por manômetro, válvula reguladora de pressão, reservatório para água e tubulações que estejam de acordo com as condições descritas na NBR 7211 [4], ver Figura 2. A face rugosa do corpo de prova recebe a pressão e as demais faces ficam visíveis. A pressão de 0,1 MPa foi aplicada nos CPs por 48 horas iniciais, depois à de 0,3 MPa por mais 24 horas e por fim, mais 24 horas à de 0,7 MPa, sem interrupção. Ao final das 96 horas, os CPs foram rompidos diametralmente e com o auxílio de um paquímetro foram medidos os valores das penetrações média e máxima.



Figura 6: Ensaio de penetração de água sob pressão.

O trabalho foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Estadual Vale do Acaraú.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os ensaios foram realizados com a utilização de 12 CPs, 6 para o ensaio de compressão axial e 6 para o ensaio de penetração de água sob pressão com a variação das classes de resistência de 20 e 50 MPa. Para ambos os ensaios realizados foram desconsiderados os CPs que apresentaram valores extremos. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos do ensaio de penetração de água sob pressão e o da resistência à compressão axial.

Tabela 3. Valores médios dos ensaios de penetração de água e resistência à compressão axial.

Corpos de prova	Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck})	Penetração Média	Penetração Máxima
CP 1	21,50 MPa	23 mm	30 mm
CP 2	21,28 MPa	23 mm	30 mm
CP 3	53,10 MPa	06 mm	21 mm
CP 4	52,84 MPa	06 mm	21 mm



Figura 7: Penetração de água no CP de 20 MPa



Figura 8: Penetração de água no CP de 50 MPa

Os resultados mostraram que os CPs de f_{ck} 20 MPa apresentaram maior penetração de água que os de f_{ck} 50 MPa.

4. CONCLUSÕES

Portanto, pelos resultados obtidos nesse trabalho experimental foi que os concretos de 20 MPa apresentaram taxa de absorção média de quase 74% maior do que os de 50 MPa, onde esse teve uma menor penetração de água. Logo, pode-se afirmar que a resistência característica do concreto à compressão está relacionada à sua permeabilidade, ou seja, quantidade maior da resistência do concreto menor a sua permeabilidade, confirmando que quanto menor a relação água/cimento mais baixa será a permeabilidade do concreto e vice-versa, de acordo com Vilasboas, J. M. L [7]. Conclui-se que o concreto confeccionado com menor quantidade de água possui porosidade menor. Logo sua permeabilidade diminuirá, como demonstrado no corpo deste artigo.

5. AGRADECIMENTOS

Agradeço a Universidade Estadual Vale do Acaraú - UVA

6. REFERÊNCIAS

- [1] ABNT. NBR 11.578: “Cimento Portland composto – Especificação”. 1997. 5p.
- [2] ABNT NBR 10787: “Concreto endurecido — Determinação da penetração de água sob pressão”. 2011. 6p.
- [3] ABNT. NBR 5739: “Concreto: ensaio de compressão de corpos cilíndricos”. 1994. Rio de Janeiro. 4p.
- [4] ABNT. NBR 7211: “Agregado para Concreto”. 1983. 4p.
- [5] ABNT NBR 9935: “Agregados – Terminologia”. 2005. 4p.
- [6] Amorim, A. A. de. “Durabilidade das estruturas de concreto armado aparentes”. Monografia Apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. São Caetano do Sul, 2013.
- [7] Vilasboas, J. M. L., “Durabilidade das edificações de concreto armado em salvador: uma contribuição para a implantação da NBR 6118:2003”, Tese de Mestrado Apresentada a Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2004, pp. 192-198.



ANÁLISE DA DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PELA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: ESTUDO DE CASO

F. L. COSTA

Engenheiro Civil, Mestrando
UFRGS
Rio Grande do Sul;Brasil
felmcosta@gmail.com

A. S. TORRES

Professora
UFPEL
Rio Grande do Sul;Brasil
arielatorres@gmail.com

RESUMO

Esta pesquisa tem como objetivo a análise da reação álcali-agregado com o estudo de caso de um Píer, uma estrutura de concreto armado localizado em um ambiente marinho no Brasil. Neste presente trabalho é feita uma revisão bibliográfica sobre o assunto da reação álcali-agregado, com enfoque na normas Brasileiras, abordando o mecanismo químico, a análise de riscos e a prevenção deste fenômeno patológico. Posto isso, também são relatados os testes da análise petrográfica para a caracterização dos agregados utilizados nas estruturas dos dolphins de amarração do píer citado. A partir dos resultados adquiridos nos ensaios laboratoriais é possível evidenciar no donfin 3 a presença de minerais característicos da reação álcali-agregado. Todavia, a reação álcali-agregado tem como uma de suas características a distribuição heterogênea ao longo das estruturas afetadas. Motivo pelo qual é muito difícil estabelecer seu grau de desenvolvimento e estágio de evolução. Portanto, não é possível definir se o processo expansivo evidenciado no dolfin 3 ainda continuará ocorrendo no decorrer dos anos.

Palavras-chave: Patologia do concreto, Reação álcali-agregado, Píer.

ABSTRACT

This research aims to analyze the alkali-aggregate reaction with the case study of a pier, a reinforced concrete structure located in a marine environment in Brazil. In the present work is done a literature review on the subject of alkali-aggregate reaction, focusing on Brazilian standards, addressing the chemical mechanism, risk analysis and prevention of this pathological phenomenon. That said, petrographic analyses are also carried out for the characterization of the aggregates used in the structures of mooring dolphins of that pier. The results obtained in laboratory tests reveal the presence of characteristic minerals of the alkali-aggregate reaction in donfin 3. However, the alkali-aggregate reaction has as one of its features the heterogeneous distribution along the affected structures. Reason why it is very difficult to establish their degree of development and evolution stage. Therefore, it is not possible to define if the expansive process evidenced in dolfin 3 will still be occurring over the years.

Keywords: Concrete pathology, alkali-aggregate reaction, pier.

1. INTRODUÇÃO

O píer estudado foi construído na década de 80, sua estrutura foi executada conforme as normas vigentes na época, que já estabeleciam um tempo de vida útil mínimo de 50 anos. Todavia, após 30 anos de uso, é natural a necessidade de manutenção em certas partes da estrutura. Posto isso, foi executado um levantamento de seu estado físico.

A Figura 1 apresenta a localização das estruturas que compõem o Píer.

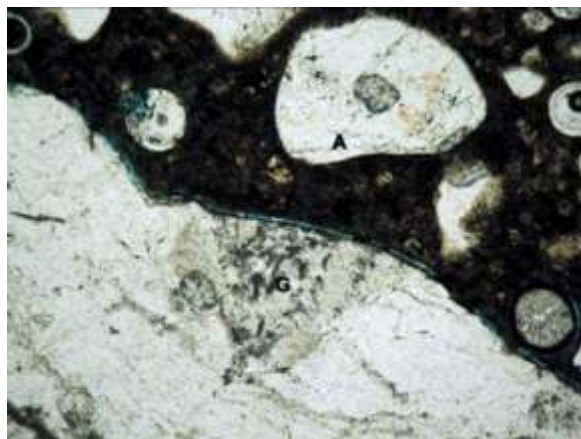


Figura 10 - Aspecto de detalhe do concreto – Dolfim 3 no qual se observa o gel da reação desenvolvendo-se na borda do agregado graúdo. Microscópio de luz transmitida - ampliação 50x [1]



Figura 11 - Fissuras, em formato de mapa, decorrentes da RAA em uma fundação [4]



Figura 12a - Reação álcali-silica em um bloco de pilar [5]



Figura 4b - Reação álcali-silica em um piso de concreto [5]

Existem três tipos de RAA: Reação álcali sílica, reação álcali-silicato e reação álcali-carbonato. Todavia, de interesse prático real, somente há preocupação com a reação álcali-silica, pelo fato de ocorrerem com uma frequência bem maior. A NBR 15577-1:2008, as define como:

Reação álcali-silica (RAS): tipo de reação álcali-agregado em que participam a sílica reativa dos agregados e os álcalis, na presença do hidróxido de cálcio originado pela hidratação do cimento, formando um gel expansivo. Constituem exemplos de sílica reativa:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



opala, tridimita, cristobalita, vidro vulcânico, e entre outros. Este é o tipo de reação álcali-agregado que mais rapidamente se desenvolve. [3]

Reação álcali-silicato: tipo específico de reação álcali-sílica em que participam os álcalis e alguns tipos de silicatos presentes em certas rochas. Os silicatos reativos mais comuns são o quartzo tensionado por processos tectônicos e os minerais da classe dos filossilicatos presentes em ardósias, filitos, xistos, gnaisses, granulitos, quartzitos, entre outros. Geralmente, esta reação é mais lenta do que a RAS. [3]

Reação álcali-carbonato: tipo de reação álcali-agregado em que participam os álcalis e agregados rochosos carbonáticos. A forma mais conhecida de deterioração do concreto é devida à desdolitização da rocha e conseqüente enfraquecimento da ligação pasta-agregado. Não há a formação de gel expansivo, mas de compostos cristalizados como brucita, carbonatos alcalinos, carbonato cálcico e silicato magnésiano. Como a reação regenera os hidróxidos alcalinos, a desdolitização terá continuidade até que a dolomita tenha reagido por completo ou a fonte de álcalis se esgote. [3]

2.1. Processo álcali-agregado

O mecanismo e alguns aspectos da reação ainda apresentam incertezas. Todavia, o modelo básico está esclarecido. Segundo Ribeiro e Cunha [6], a reação álcali sílica ocorre quando o agregado utilizado no concreto possui sílica em sua composição, esta sílica reage com os íons alcalinos (Na^+ e K^+) e os hidroxilos (OH^-), presentes na solução intersticial da parte do cimento, produzindo um gel silicato alcalino. Os íons de cálcio (Ca^{2+}), provenientes do hidróxido de cálcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, formado durante a reação água/cimento no concreto, entram em contato com o gel de silicato alcalino, dando origem a geles de silicatos de cálcio, sódio e potássio. Esses geles absorvem as moléculas de água e se expandem. Dando origem ao fenômeno expansivo da RAA.

Essas reações podem ocorrer de maneira muito lenta, geralmente já após o endurecimento do concreto, de acordo com Poole [7] a deterioração pode ocorrer em questão de dias, ou após anos, ou até décadas, até que os álcalis do cimento reajam completamente com o agregado. Estima-se um tempo médio necessário de 5 a 12 anos para isso se desenvolver.

Os íons do sódio e do potássio são provenientes de impurezas do cimento, e a concentração máxima recomendada destas substâncias é representada pela equação abaixo:

$$(\% \text{N}_2\text{O} + 0,658\% \text{K}_2\text{O}) \leq 0,6\% \text{ do peso do cimento} \quad (1)$$

$$\text{Ou} \\ \leq 3\text{Kg/m}^3 \text{ de concreto} \quad (2)$$

Se respeitadas essas proporções de álcalis, a reação álcali agregado é prevenida, independentemente do tipo de agregado utilizado. Todavia, se houver um excesso de cimento na mistura, esta proporção de 0,6% não é mais válida uma vez que os teores de álcalis podem ultrapassar os 3kg/m^3 .

O tamanho das partículas de sílica também tem influência sobre a velocidade de reação, que quando muito pequenas acabam inibindo o fenômeno expansivo da RAA. Segundo Paulon [8], agregados reativos de dimensões muito reduzidas provocam uma reação profunda e total antes que o gel tenha se formado. Grandes quantidades de materiais finos, devido a sua grande superfície específica, provocam redução rápida na concentração de álcalis de tal forma que os agregados maiores não tenham oportunidade de sofrer as reações secundárias, que provocam a formação do gel expansivo.

Dessa maneira, uma das formas de se impedir a RAA é através da adição de pozolanas no traço do concreto, em especial a microsílica, devido a sua elevada finura braile da ordem de $6000 \text{ cm}^2/\text{g}$, bem maior que a do cimento que é de $2600 \text{ cm}^2/\text{g}$. Devido a sua elevada área superficial a sílica presente na pozolana reage com os álcalis do cimento ainda na fase fluida do concreto. Portanto, mesmo que sejam usados agregados reativos no concreto, os álcalis reativos do cimento já terão sido consumidos, eliminando a possibilidade de ocorrer a RAA.

Outros fatores determinantes para a ocorrência da RAA são a temperatura e umidade locais. Quanto maior a temperatura no local, mais rapidamente a reação se desencadeará e, conseqüentemente, a RAA se manifestará mais cedo. Todavia, para que possa ocorrer a reação, é necessária a presença de água. A mesma pode ser oriunda do contato direto da estrutura com a chuva, água do mar e lençóis freáticos, no caso de fundações, ou do excesso de água, no caso



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



em que o fator água/cimento é superior ao necessário para a hidratação do concreto, ou da própria umidade, quando superior a 85% a 20°C.

Diante disto, podemos estabelecer fatores relevantes para a formação da reação álcali-agregado, sendo eles:

- Agregado potencialmente reativo;
- Elevada umidade;
- Alcalinidade do cimento (teor de %N₂O + 0,658%K₂O);
- Temperatura;
- Granulometria do material, quanto mais fino, mais reativo.

2.2. Análise da reação álcali-agregado

Existem diversos métodos na literatura que procuram caracterizar um agregado quanto a sua nocividade em relação à RAA. No entanto, a norma cita somente a análise petrográfica para caracterizá-los através do método de determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado, e também pelo método de determinação da expansão em prismas de concreto.

Através da petrografia é possível identificar a composição química do mineral, assim como sua textura. Nela, o petrógrafo analisa visualmente o agregado, a fim de definir suas características geológicas e, assim, consegue determinar se o mesmo possui algum potencial reativo. No entanto, para um diagnóstico mais preciso, frequentemente é necessário o uso de testes complementares. Pires [9], faz observações importantes quanto as particularidades dos testes:

Cabe ressaltar o caráter subjetivo dessa análise, devendo ser realizada por um petrógrafo experiente para obtenção de resultados confiáveis. É importante mencionar também que a análise petrográfica classifica a rocha (agregado) unicamente quanto ao seu potencial reativo. A análise de expansão deletéria deve ser verificada através de testes que combinem o agregado com o cimento, por exemplo, os ensaios de reatividade de prismas de concreto e de barras de argamassa. [9]

A Norma responsável por essa análise é a NBR 15577-3:2008 - Agregados - Reatividade álcali-agregado Parte 3: Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do cimento. A mesma cita que:

Esta parte da ABNT NBR 15577 estabelece os procedimentos de análise petrográfica por microscopia ótica. Entretanto, pode requerer técnicas complementares, como coloração seletiva de minerais, análise por difração de raios-X (*DRX*), análise termodiferencial (*ATD*), espectroscopia de infravermelho, microscopia eletrônica de varredura (*MEV*) e análise de raios-X por energia dispersiva (*EDX*). [10]

Já o método da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado, consiste na imersão de barras de argamassa, contendo o agregado a ser estudado, em uma solução de hidróxido de sódio, NaOH, com concentração de 1N e temperatura de 80 °C por um período de 14 dias. Se o resultado obtido nesse ensaio indicar expansão menor que 0,19% aos 30 dias, o agregado pode ser considerado potencialmente inócuo para uso em concreto.

Caso a expansão obtida no ensaio acelerado seja maior ou igual que 0,19% aos 30 dias, o agregado é considerado potencialmente reativo nesse ensaio. Nesse caso, pode ser feito o ensaio em prismas de concreto para confirmar o resultado.

O Método de prismas de concreto necessita de um tempo maior para a execução, mas oferece uma maior precisão no resultado. Ele consiste em expor prismas de argamassa, contendo o agregado ao qual se deseja testar, em ambiente saturado com água à temperatura de 38 °C por 365 dias. Se a expansão for inferior a 0,04% o agregado é considerado potencialmente inócuo, e se superior a 0,04% o agregado é considerado potencialmente reativo.

3. ANÁLISE PETROGRÁFICA - REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

Para a análise petrográfica, corpos-de-prova foram extraídos com o objetivo de avaliar sua qualidade e durabilidade, com ênfase na ocorrência de eventuais reações expansivas.

A norma que orienta com relação ao potencial reativo dos agregados para a RAA é a NBR 15577-3:2008. A mesma estabelece os procedimentos de análise petrográfica por microscopia ótica e ainda ressalta que as análises devem ser feitas por um petrógrafo experiente, devido às dificuldades do processo.

Com o intuito de identificar a ocorrência da RAA, o petrógrafo investigou as amostras de concreto, primeiramente de maneira visual e posteriormente, quando necessário, com a ajuda de técnicas complementares. Visando verificar a possibilidade de formação da RAA e também de outros agentes agressivos no futuro, foram observadas as características do concreto, como a porosidade, compacidade, presença de fissuras, entre outros.

Feito isso, os agregados das amostras foram identificados quanto as suas características mineralógicas, com o objetivo de determinar de qual tipo de rocha se tratavam e também a sua reatividade potencial, ou seja, se existe ou não a presença de sílica em sua composição.

4. RESULTADOS

As principais características dos concretos dos dolphins 1,2 e 3, identificadas macroscopicamente e com os microscópios estereoscópico e óptico, encontram-se sintetizadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Características gerais dos concretos [1]

Amostra	Característica	Amostra 01 Dolfim 01	Amostra 02 Dolfim 02	Amostra 03 Dolfim 03
Aspectos Gerais	Cor da argamassa	Cinza esverdeada	Cinza esverdeada	Cinza esverdeada
	Distribuição dos constituintes	Homogêneo	Homogêneo	Homogêneo
	Proporção dos constituintes	Muito argamassado	Muito argamassado	Muito argamassado
	Aderência argamassa/ agregado graúdo	Boa	Boa	Boa
	Porosidade Macroscópica	Pouco poroso	Pouco poroso	Pouco poroso
	Compacidade	Compacto	Compacto	Compacto
	Adensamento	Normal com raros vazios de exsudação	Normal com raros vazios de exsudação	Normal com raros vazios de exsudação
	Fraturamentos	Não observados	Não observados	Não observados
Aspectos Relativos a Reação Álcali-Agregado	Bordas de reação	Não observadas	Raras e mal definidas	Raras com gel depositado no interior dos agregados
	Poros preenchidos	Não observadas	Não observadas	Presentes
	Microfissuras	Não observadas	Não observadas	Não observadas

Os aspectos gerais do concreto, evidenciados na Tabela 1, servem para determinar sua suscetibilidade aos agentes agressivos presentes no ambiente. As amostras em questão mostraram que o concreto avaliado possui um bom adensamento, uma boa compacidade e com a ausência de fraturamentos, o que sugere que o concreto possui uma baixa permeabilidade. Todavia, ainda foi observada a presença de aspectos relativos à reação álcali-agregado nas amostras do dolfim 3.

Os concretos estudados apresentaram características gerais semelhantes. De um modo geral, as características macroscópicas dos concretos, permitem inferir processos de dosagem e adensamento normais. A praticamente ausência de vazios de exsudação indica adensamento adequado, enquanto a distribuição regular dos agregados graúdos em meio à argamassa evidencia boa homogeneização da mistura, Figura 13.



Figura 13 - Visão geral da amostra de concreto [1]

Os concretos se caracterizaram por possuírem elevada quantidade de argamassa de coloração cinza a cinza esverdeada, o que sugere o uso de cimentos ricos em escória de alto forno. Os agregados graúdos observados são constituídos por fragmentos angulosos de uma rocha de coloração esverdeada e composição aproximadamente granítica. O agregado miúdo é composto por grãos arredondados esféricos de areia natural (areia de quartzo). A porosidade macroscópica observada é baixa sendo constituída por poros milimétricos a submilimétricos de formas arredondadas.

Com relação à presença de reações expansivas observa-se apenas na amostra do dolfim 3 evidências claras da instauração de processos expansivos ligados a reação álcali agregado. De fato, observam-se algumas bordas de reação ao redor do agregado graúdo associadas à deposição de material branco nas superfícies de quebra e do agregado graúdo, que possivelmente tratam-se de produtos cristalizados, conforme evidenciado na Figura 14.



Figura 14 - Aspecto de detalhe da amostra do dolfim 3 no qual se observa uma borda de reação ao redor do agregado graúdo (G) associada a deposição de material branco na superfície de quebra. Microscópio Estereoscópico - ampliação 12x [1]

Os concretos examinados são compostos principalmente por agregados do tipo pedra britada e areia natural. As observações ao microscópio permitiram identificar dois tipos principais de rocha compondo os concretos. A Tabela 2, a Tabela 3, a Tabela 4 e a Tabela 5 apresentam as características gerais, macroscópicas dos agregados graúdo e miúdo.

Tabela 2 - Características gerais do agregado graúdo [1]

Tipo	Cor	Forma	Grau de arredondamento	Dimensão	
				Intervalo de variação	Dimensão média
Pedra britada	Cinza a cinza rosado	Eqüidimensional	Angulosos	1,5 a 2 cm	1,5 cm

Tabela 3 Características gerais do agregado graúdo [1]

Caracterização físico-mecânica		
Quebradiço	Compacidade	Tenacidade (resistência à quebra)
Não quebradiço	Compacto	Elevada

Tabela 4 - Síntese das características petrográficas dos agregados graúdos [1]

Características		Agregado 1	Agregado 2
Mineralogia	Principal	Quartzo, feldspatos (microclinio e plagioclásio)	Quartzo e feldspatos (microclinio e plagioclásio)
	Subordinada	Anfibólio, opacos, sericita epidoto e clorita	Biotita hornblenda, opacos, sericita, clorita e epidoto
	Reativa/ Deletéria	Quartzo com extinção ondulante (25°-30°) e feldspatos alterados (20%)	Quartzo microcristalino (10-20%)
Estrutura		Maciça a pouco foliada	Foliada
Textura		Granonematoblástica	Milonítica
Granulação		Inequigranular - Média a grossa	Média
Alteração		Moderadamente alterada com feldspatos bastante sericitizados	Sã a fracamente alterada
Deformação do agregado		Agregado deformado com foliação e lineamentos marcados pela orientação dos anfibólios	Agregado muito deformado com massas de cristais microgranulares envolvendo cristais
Tipo de rocha		Metamórfica	Metamórfica
Classificação		Hornblenda Gnaiss	Milonito
Reatividade potencial		Potencialmente reativa	Potencialmente reativa

Tabela 5 - Síntese das características do agregado miúdo [1]

Grau de arredondamento	Impregnações	Mineralogia principal	Tipo/origem	Alteração	Reatividade potencial
Arredondado	Não observadas	Quartzo e fragmentos de rocha	Areia natural	Não alterado	Potencialmente inócuo

O levantamento das características dos agregados serve para ajudar na identificação da rocha analisada, de forma a determinar se a mesma possui elementos que venham a propiciar a reação álcali-agregado.

Do ponto de vista físico-mecânico pode-se considerar o agregado utilizado nos concretos como de boa qualidade. Do ponto de vista mineralógico, deve-se considerar que o Agregado 1 possui grande quantidade de quartzo com extinção ondulante (25° a 30°) e feldspatos alterados, enquanto o Agregado 2 apresenta elevada quantidade de quartzo

microgranular. Essas características permitem classificar os agregados utilizados na elaboração do concreto como de potencialmente reativos.

O agregado miúdo é composto principalmente por grãos arredondados e esféricos de quartzo e alguns fragmentos de rocha quartzítica. Não se observam elementos deletérios na areia.

Com o objetivo de melhor detalhar a microtextura dos concretos e, em especial, caracterizar a ocorrência da reação álcali-agregado através de seus produtos, foram realizadas análises ao microscópio eletrônico de varredura. No caso da Amostra 03 – dolfim - 03, a análise dos locais preferenciais de disposição dos geles e cristais resultantes da reação álcali-agregado, isto é, as zonas de interface agregado-argamassa (superfície de descolamento do agregado graúdo) revelaram a presença de minerais característicos da reação álcali agregado. Os produtos cristalizados da reação apresentam hábitos principalmente foliares e lancetados, conforme Figura 15 e Figura 16, respectivamente. Estão normalmente agrupados em “tufos” ou em grandes massas, que se desenvolvem preferencialmente em meio aos grãos de quartzo ou feldspato que constituem os agregados graúdos ou recobrem a argamassa.

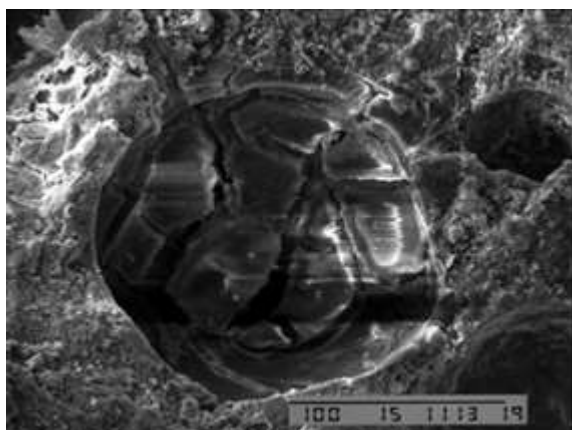


Figura 15 - Detalhe de um poro na argamassa contendo o gel expansivo resultante da reação álcali agregado - Microscópio Eletrônico de Varredura – 1500x [1]

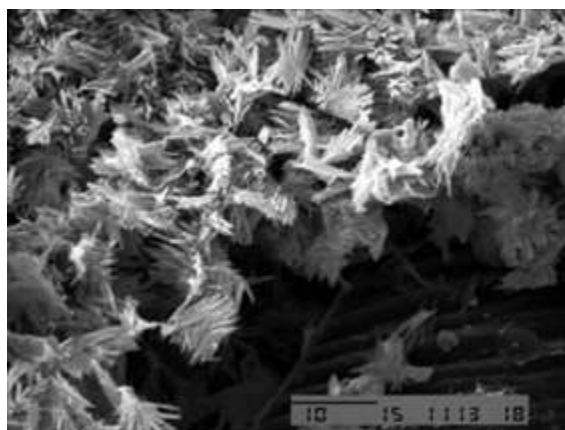


Figura 16 - Aspecto de detalhe da interface pasta com o agregado graúdo na qual se observam cristais lancetados resultantes da reação álcali agregado – Microscópio Eletrônico de Varredura – 1500x [1]

Os testes demonstraram que na amostra dolfim 3 observaram-se feições típicas da instauração da reação álcali agregado do tipo álcali silicato. Essas feições constituem-se principalmente de tênues bordas escuras ao redor de alguns agregados graúdos associadas à deposição de material branco de aspecto porcelânico sobre a superfícies de quebra do concreto. Eventualmente, nota-se a presença de gel preenchendo poros na argamassa. Ao microscópio eletrônico foi possível caracterizar os produtos hidratados típicos da reação que possuem formas “lancetadas” e se depositam nas áreas de interface do agregado graúdo.

Todavia, a reação álcali agregado tem como uma de suas características a distribuição heterogênea ao longo das estruturas afetadas. Motivo pelo qual é muito difícil estabelecer seu grau de desenvolvimento e estágio de evolução. Portanto, não é possível definir se o processo expansivo evidenciado no dolfim 3 ainda continuará ocorrendo no decorrer dos anos.

6. REFERÊNCIAS

- [1] EMPRESA OPERADORA. *Inspeção estrutural do píer – Relatório de recuperação*. 2015.
- [2] DIRETORIA DE HIDROGRAFIA E NAVEGAÇÃO. “Previsões de marés (máximas e mínimas diárias)”. Disponível em: <<http://www.mar.mil.br/dhn/chm/box-previsao-mare/tabuas/index.htm/>>. Acesso em: 19 de Dezembro de 2015.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15577-3 - Agregados - Reatividade álcali-agregado Parte 3: Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do concreto*. Rio de Janeiro, 2008.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] FIGUERÔA, J. D.; TIBÉRIO, A. “O ataque da Reação Álcali Agregado sobre as estruturas de Concreto: a descoberta pioneira da ocorrência do problema em fundações de pontes e edifícios na Região Metropolitana do Recife”. Recife: *Ed. Universitária da UFPE*, 2007.
- [5] U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. *Alkali-Silica Reactivity Field Identification Handbook*. Washington, DC: National Technical Information Service, 2011.
- [6] RIBEIRO, D. V.; CUNHA, M. T. *Deterioração das estruturas de concreto armado*. In *Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise*. 272 p. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.
- [7] POOLE, A. B. Introduction to Alkali-Aggregate reaction in concrete. In: Swamy, R. N. *The alkali-silica reaction in concrete*. p. 16-44. Glasgow: Blackie and son, 1992.
- [8] PAULON, V. A. *Reação Álcali-Agregado em Concreto*. São Paulo: Escola politécnica da Universidade de São Paulo, 1981.
- [9] PIRES, K. O. *Investigação do potencial reativo álcali-agregado residual – um estudo de caso*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná, 167 p. 2009.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15577-3 - Agregados - Reatividade álcali-agregado Parte 3: Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do concreto*. Rio de Janeiro, 2008.



ANÁLISE DA FLUÊNCIA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

J. M. BARBOSA

Estudante
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
joaomarcos.jmb13@gmail.com

W. M. RODRIGUES

Estudante
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
wesley.mrodrigues@catolica.edu.br

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre a fluência em vigas de concreto armado, desenvolvendo um método de estimativa em que são considerados diversos fatores que influenciam no aumento da deformação ao longo do tempo. Para uma análise mais precisa das flechas, este método utilizou uma modelagem numérica, por meio das curvaturas em seções discretizadas, levando-se em consideração as características das vigas nos estádios de deformação. Como parâmetro comparativo, os resultados foram obtidos com as mesmas premissas, pelo método simplificado utilizado pela NBR 6118:2014 para cálculo de flechas diferidas no tempo. A integração numérica demonstrou ser satisfatória quando comparada ao do modelo simplificado da norma, refletida na variação percentual. Os resultados evidenciam que a deformação por fluência deve ser avaliada para cada situação, sendo que as características físicas e geométricas, condições ambientais e composição do concreto, influenciam diretamente na sua determinação.

Palavras-chave: fluência, deformações lineares, integração numérica.

ABSTRACT

This work presents a study about the creep of reinforced concrete beams, developing an estimation method that takes into account various factors that influence the increase of deformation over time. In order to do an accurated deflection analysis, this method used a numerical model, through bends in discretized sections, taking into account the characteristics of beams in deformation states. As a comparative parameter, the results were obtained with the same assumptions, for the simplified method used by the NBR 6118:2014 for the calculation of long-term deflections. The numerical integration has proven to be satisfactory when compared to the simplified model of the standard, reflected in the percentage rate. The results show that the creep deformations should be evaluated for each situation since the physical and geometric characteristics, environmental conditions and concrete composition, directly influence their determination.

Keywords: Creep, linear deformations, numerical integration.

1. INTRODUÇÃO

A consideração do aumento das deformações imediatas em vigas de concreto armado pode ser avaliada por meio de um modelo simplificado de cálculo utilizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118:2014, que estima o valor da flecha adicional, decorrente de cargas de longa duração.

O estudo da fluência no concreto permite uma análise mais realista das deformações lineares à que a estrutura está submetida ao longo do tempo. O aumento dessas deformações é considerado por meio do coeficiente de fluência, que está intimamente correlacionado com as condições ambientais como temperatura e umidade; características físicas e geométricas do elemento; e da composição do concreto como tipo de cimento, consumo de água e aditivos.

A verificação das deformações em vigas tem como objetivo evitar que problemas decorrentes afetem o funcionamento dos elementos associados à estrutura, como caixilharia, e efeitos negativos referentes à estética. Em razão disso, este trabalho desenvolverá um estudo em vigas de concreto armado considerando os materiais e o clima na região do Distrito Federal. Será feita a implementação numérica de um modelo de estimativa baseado na NBR 6118:2014 para consideração das deformações imediatas no Estádio II e por fluência.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Características gerais

O estudo proposto consiste em analisar três vigas fictícias de concreto armado simplesmente apoiadas, dimensionadas de acordo com a NBR 6118:2014. As vigas foram divididas em 21 seções espaçadas uniformemente, para uma análise mais precisa da variação das características nos estádios de deformação.

A norma indica 30 milímetros de cobrimento nominal para proteção da armadura em ambientes de Classe de Agressividade II. Para todas as vigas o aço utilizado foi CA50 e classe de resistência do concreto C30, utilizando calcário como agregado graúdo ($\alpha_E = 0,90$ e $\alpha_i = 0,88$). O abatimento do concreto (*slump*) considerado foi de 100 ± 20 milímetros.

A umidade relativa utilizada foi de 64% e representa a média aproximada do Distrito Federal entre o período 30/06/2010 a 30/06/2015 (5 anos), segundo dados do Instituto Nacional de Meteorologia - INMET.

As vigas apresentam as propriedades mecânicas indicadas na Tabela 1, calculadas conforme disposto na NBR 6118:2014.

Tabela 1: Propriedades mecânicas.

f_{ck}	3,00 kN/cm ²
f_{yk}	50,00 kN/cm ²
$f_{ct,m}$	0,29 kN/cm ²
E_{ci}	2760,52 kN/cm ²
E_{cs}	2415,46 kN/cm ²
E_s	21000,00 kN/cm ²

Sendo:

f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto;

f_{yk} = Resistência característica ao escoamento do aço;

$f_{ct,m}$ = Resistência média à tração do concreto;

E_{ci} = Módulo de elasticidade tangente inicial;

E_{cs} = Módulo de deformação secante do concreto;

E_s = Módulo de elasticidade do aço.

2.2 Carregamentos

Foi considerado um valor padrão para a ação permanente (g_1) nas vigas, que representa o peso dos elementos construtivos fixos, como paredes, cargas provenientes das lajes e o peso próprio das vigas. Foi utilizada também uma carga de ação variável (q_1) que corresponde às cargas acidentais durante a construção.

Os valores dos carregamentos utilizados para cálculo e verificação das três vigas são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2: Carregamentos.

Carregamento permanente (g_1)	27,5 kN/m
Carregamento variável (q_1)	18 kN/m



2.3 Combinações de serviço

O cálculo das solicitações de serviço para verificação das vigas segue as combinações dispostas na Tabela 11.4 da NBR 6118:2014.

2.3.1 Combinação quase permanente - CQP

A análise da peça em serviço, para a verificação de deformações excessivas como forma de aceitabilidade sensorial, se deu por uma Combinação Quase Permanente de Serviço, demonstrada na Equação (1).

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum (\psi_{2j} F_{gj,k}) \quad (1)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ = Valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

ψ_2 = Fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

A ação variável é considerada com seu valor quase permanente, ponderada pelo coeficiente $\psi_2 = 0,4$, para locais com predominância de carregamentos fixos por longos períodos de tempo, conforme disposto na Tabela 11.2 da NBR 6118:2014. O valor da combinação é portanto, $F_{d,ser} = 34,7$ kN/m.

2.3.2 Combinação rara - CR

A combinação rara refere-se às ações que se repetem algumas vezes durante a vida útil da estrutura. A ação variável principal é tomada com seu valor característico sem coeficiente de minoração. Normalmente é utilizada a combinação rara para verificação dos estados limites de descompressão e abertura de fissuras.

2.3.3 Combinação frequente - CF

Esta combinação refere-se às ações que se repetem diversas vezes ao longo da vida útil da estrutura, razão pela qual a ação variável principal é tomada como um valor frequente, ponderada pelo coeficiente ψ_1 .

É normalmente utilizada para verificação dos estados limites de compressão excessiva, vibrações excessivas e abertura de fissuras.

2.4 Propriedades geométricas das vigas

As propriedades geométricas das vigas, apresentadas na Tabela 3, atenderam às recomendações da NBR 6118:2014 no que se refere aos critérios de dimensionamento e segurança.

Tabela 3: Propriedades geométricas.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3
L	5,00 m	7,00 m	9,00 m
b_w	0,20 m	0,28 m	0,36 m
h	0,50 m	0,70 m	0,90 m
c	0,03 m	0,03 m	0,03 m
d	0,45 m	0,65 m	0,85 m
I	208333,33 cm ⁴	800333,33 cm ⁴	2187000,00 cm ⁴

Sendo:

L = Distância entre apoios;

bw = Base da seção transversal;

h = Altura da seção transversal;

c = Cobrimento da armadura;

d = Distância da face superior ao centro geométrico do arranjo de armadura de tração;

I = Momento de inércia da seção bruta de concreto.

2.5 Detalhamento da armadura longitudinal

2.5.1 Viga 1

As seções discretizadas da Viga 1 estão espaçadas em 25 centímetros, e a distribuição da área efetiva de aço ao longo das mesmas está representada na Figura 1 e Tabela 4.

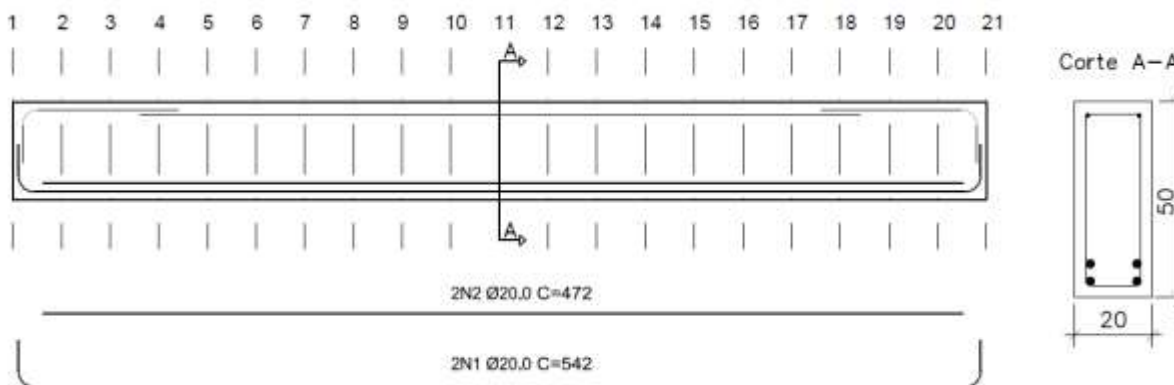


Figura 1: Detalhamento da Viga 1. Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 4: Distribuição da área de aço efetiva.

Seções	As,ef (cm ²)
1 à 21	12,57

2.5.2 Viga 2

A viga 2 apresenta seções espaçadas em 35 centímetros, e a distribuição da área de aço está representada na Figura 2 e Tabela 5.

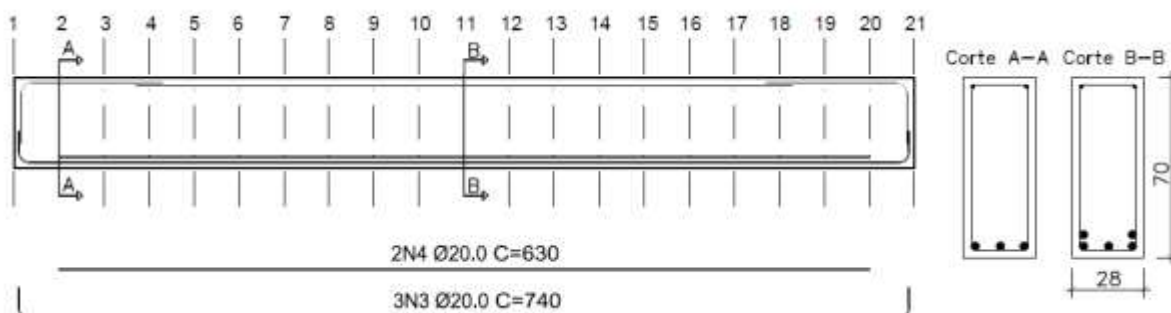


Figura 2: Detalhamento da Viga 2. Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 5: Distribuição da área de aço efetiva.

Seções	$A_{s,ef}$ (cm ²)
1 à 2	9,42
3 à 19	15,71
20 à 21	9,42

2.5.3 Viga 3

As seções da Viga 3 estão espaçadas em 45 centímetros. A Figura 3 e a Tabela 6 apresentam a distribuição da área de aço efetivo ao longo da viga.

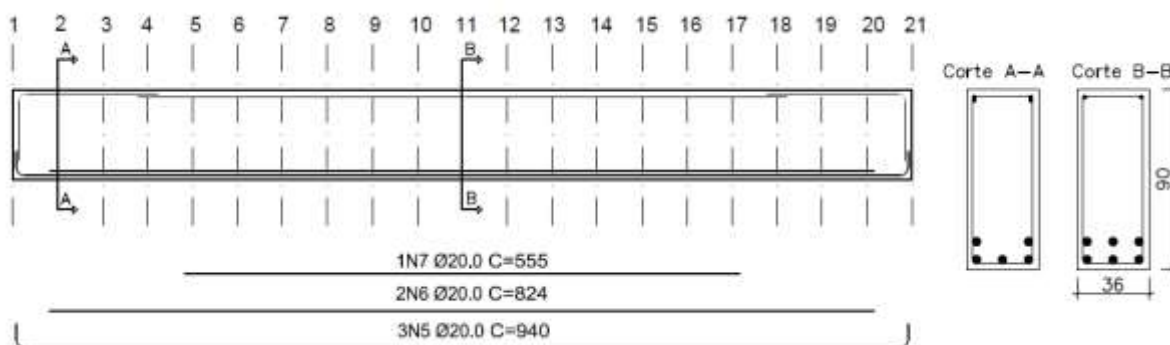


Figura 3: Detalhamento da Viga 3. Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 6: Distribuição da área de aço efetiva.

Seções	$A_{s,ef}$ (cm ²)
1 à 4	15,71
5 à 17	18,85
18 à 21	15,71

2.6 Momento de inércia efetivo

As seções das vigas trabalham no Estádio I ou Estádio II quando são solicitadas pelas ações de serviço e, por isso, a rigidez é substancialmente afetada, tornando-se necessário obter a caracterização dos momentos de inércia nas seções discretizadas das vigas, em que há variação da área de aço efetiva. [1]

A inércia efetiva em cada seção foi obtida pelo modelo simplificado de Branson, que relaciona as inércias no Estádio I e Estádio II, com o momento atuante em cada seção e o momento de fissuração, segundo a Equação (2). [2]



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$I_{ef} = \left(\frac{M_r}{M}\right) \cdot I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M}\right)^n\right] \cdot I_2 \quad (2)$$

Sendo:

I_{ef} = Momento de inércia efetivo;

I_1 = Momento de inércia no Estádio I;

I_2 = Momento de inércia no Estádio II;

M_r = Momento crítico de fissuração;

M = Momento atuante na seção;

n = Coeficiente de valor igual a 4, quando se trata de uma avaliação em seções distintas da peça, ou valor igual a 3 quando a avaliação ocorre ao longo de todo seu comprimento. Portanto, neste trabalho o coeficiente adotado foi igual a 4.

O momento foi definido para cada seção segundo a Equação (3), para vigas simplesmente apoiadas com carregamentos uniformemente distribuídos.

$$M_i = \frac{F_{serv} \cdot L \cdot X_i}{2} - \frac{F_{serv} \cdot X_i^2}{2} \quad (3)$$

Sendo:

M_i = Momento fletor na seção “i”;

F_{serv} = Carga de verificação na CQP;

L = Comprimento da viga;

X_i = Comprimento até a seção considerada, a partir do início da viga.

O momento de fissuração foi calculado segundo procedimento descrito no item 17.3.1 da NBR 6118:2014, de acordo com a Equação (4).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{c,tm} \cdot I_1}{y_t} \quad (4)$$

Onde:

M_r = Momento de fissuração;

α = Fator que depende do formato da seção transversal (1,5 para seções retangulares);

y_t = Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$f_{c,tm}$ = Resistência média a tração do concreto;

I_1 = Momento de inércia da seção homogeneizada no Estádio I.

Com base na Equação (3) e Equação (4), a Tabela 7 sintetiza os valores para as três vigas.

Tabela 7: Momentos atuantes e momentos de fissuração.

Seção	Momentos (kN.m)		
	Viga 1	Viga 2	Viga 3
1	0,00	0,00	0,00
2	20,60	40,38	66,75
3	39,04	76,51	126,48
4	55,30	108,39	179,18
5	69,40	136,02	224,86
6	81,33	159,40	263,50
7	91,09	178,53	295,12
8	98,68	193,41	319,72
9	104,10	204,04	337,28
10	107,35	210,41	347,82
11	108,44	212,54	351,34
12	107,35	210,41	347,82
13	104,10	204,04	337,28
14	98,68	193,41	319,72
15	91,09	178,53	295,12
16	81,33	159,40	263,50
17	69,40	136,02	224,86
18	55,30	108,39	179,18
19	39,04	76,51	126,48
20	20,60	40,38	66,75
21	0,00	0,00	0,00
Momento de fissuração (kN.m)	46,74	120,33	245,77

Para seções em que o momento fletor é menor que o momento de fissuração, a seção trabalha no Estádio I. A partir do momento de fissuração, a seção entra no Estádio II. As células destacadas na Tabela 7 indicam as seções que se encontram no Estádio II.

O cálculo da posição da linha neutra no Estádio I (x_1) e no Estádio II (x_2), assim como seus referentes momentos de inércia (I_I e I_{II}), foram calculados por meio da Equação (5), Equação (6), Equação (7) e Equação (8), respectivamente. [1]

$$x_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_E - 1) \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + (\alpha_E - 1) \cdot A_s} \quad (5)$$

$$x_2 = \frac{-(\alpha_E \cdot A_s) + \sqrt{(\alpha_E \cdot A_s)^2 - 2 \cdot b_w \cdot (-d \cdot \alpha_E \cdot A_s)}}{b_w} \quad (6)$$

$$I_I = \frac{b_w h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_E - 1) \cdot (x_1 - d)^2 \quad (7)$$

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_2^3}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (x_2 - d)^2 \quad (8)$$

Sendo:

- x_1 = Posição da linha neutra no Estádio I;
- x_2 = Posição da linha neutra no Estádio II;
- I_I = Momento de inércia Estádio I;
- I_{II} = Momento de inércia Estádio II;
- α_E = Coeficiente de homogeneização da seção ($\alpha_E = E_s/E_{cs}$).

A Tabela 8 indica as variações da posição da linha neutra e momentos de inércia correspondentes a cada seção. As células destacadas indicam as seções que se encontram no Estádio II.

Tabela 8: Linha neutra e momento de inércia.

Seção	Viga 1		Viga 2		Viga 3	
	Linha neutra	Inércia	Linha neutra	Inércia	Linha neutra	Inércia
1	26,97	247740,27	36,20	871084,83	46,62	2396692,96
2	26,97	247740,27	36,20	871084,83	46,62	2396692,96
3	26,97	247740,27	36,95	915249,94	46,62	2396692,96
4	17,38	118367,82	36,95	915249,94	46,62	2396692,96
5	17,38	118367,82	20,77	915249,94	46,93	2436586,98
6	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
7	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
8	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
9	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
10	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
11	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
12	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
13	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
14	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
15	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
16	17,38	118367,82	20,77	915249,94	23,64	775558,55
17	17,38	118367,82	20,77	915249,94	46,93	2436586,98
18	17,38	118367,82	36,20	915249,94	46,62	2396692,96
19	26,97	247740,27	36,20	915249,94	46,62	2396692,96
20	26,97	247740,27	36,95	871084,83	46,62	2396692,96
21	26,97	247740,27	36,95	871084,83	46,62	2396692,96

2.7 Deformações internas em vigas à flexão simples

2.7.1 Deformação total considerada

Segundo Neville e Brooks (2013, p. 212), “a fluência é definida como o aumento da deformação sob uma tensão mantida constante ao longo do tempo após terem sido consideradas outras deformações dependentes do tempo”. [3] Em vigas fletidas, as deformações nas fibras superiores comprimidas são aumentadas, causando um deslocamento da linha neutra e um novo arranjo das tensões internas na peça, como mostra a Figura 4.

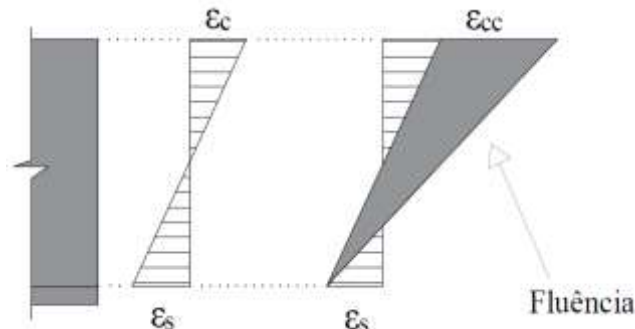


Figura 4: Representação das deformações. Fonte: Elaborado pelos autores.

Conforme observado da Figura 4, a deformação total na região superior comprimida é obtida pela soma da deformação imediata e da deformação por fluência, de acordo com a Equação (9).

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} \quad (9)$$

Onde:

ε_{tot} = Deformação total considerando apenas o efeito da fluência;

ε_c = Deformação imediata nas fibras superiores;

ε_{cc} = Deformação por fluência.

2.7.2 Deformações imediatas

As deformações internas dependem do momento fletor atuante na seção, da distância da linha neutra às fibras, mais comprimidas ou mais tracionadas, e também do momento de inércia efetivo na seção considerada, de acordo com a Equação (10) [4]. A distância até as fibras mais tracionadas foi tomada como a distância até a posição da armadura.

$$\varepsilon = \frac{M.y}{E_{cs}.I_{(1/r)}} \quad (10)$$

Sendo:

ε = Deformação específica nas fibras superiores, ou inferiores;

M = Momento fletor atuante na seção;

y = Distância da linha neutra à fibra mais comprimida, ou em relação à posição da armadura;

E_{cs} = Módulo de elasticidade secante do concreto;

$I_{(1/r)}$ = Momento de inércia no estágio determinado pela curvatura da seção.

2.7.3 Deformação por fluência

Foi obtida multiplicando-se a deformação imediata, por um coeficiente de fluência, segundo a Equação (11), conforme Anexo A da NBR 6118:2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (11)$$

Sendo:

- σ_c = Tensão de compressão no concreto;
- E_c = Módulo de elasticidade;
- $\varphi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência em função do tempo.

O cálculo do coeficiente de fluência foi feito de acordo com o item A.2.2.3 do Anexo A da NBR 6118:2014, o qual depende das características geométricas do elemento, da umidade relativa e temperatura do ambiente, *slump*, tipo de cimento e o intervalo de tempo considerado entre o início do carregamento e o instante considerado para análise.

Para o cálculo da tensão de compressão característica em cada seção, foi utilizada uma relação linear com a deformação, já que no estudo, as vigas trabalham no Estádio I ou no Estádio II. [1]

2.8 Consideração das deformações para modelagem numérica

A curvatura pode ser expressa em função das deformações que ocorrem nas regiões, comprimidas e tracionadas, de cada seção transversal. Segundo a NBR 6118:2014, pela hipótese básica da solidariedade dos materiais, as deformações específicas na armadura em tração são iguais às deformações específicas do concreto em seu entorno.

O cálculo da curvatura foi definido, conforme a Equação (12), para uma seção armada. [5]

$$\frac{1}{r} = \frac{|\varepsilon_s| + |\varepsilon_{tot}|}{d} \quad (12)$$

Sendo:

- $1/r$ = Curvatura na seção considerada;
- ε_s = Deformação nas fibras inferiores tracionadas, em módulo;
- ε_{tot} = Deformação total nas fibras superiores comprimidas, em módulo;
- d = Altura útil da seção.

A integração da curvatura em uma determinada seção fornece a inclinação da curva de deflexão neste ponto. Do mesmo modo, o desenvolvimento da integral da equação de inclinação fornece a deformação linear nesta seção considerada (LEITE, 2015).

Foi utilizado então um processo numérico aproximado para obtenção das integrações sequenciais. A Regra do Trapézio repetida é aplicada para uma função definida em um dado intervalo, e permite por meio da discretização de seções, o cálculo da área aproximada para esta função. [6]

A inclinação da curva de deflexão foi calculada por meio da Equação (13).

$$\theta = \theta_0 + \frac{\left(\frac{1}{r} + \frac{1}{r_0}\right) \cdot \Delta x}{2} \quad (13)$$

Sendo:

- θ = Inclinação da curva de deflexão da seção considerada;
- θ_0 = Inclinação da curva de deflexão da seção anterior;
- $1/r$ = Curvatura da seção considerada;
- $1/r_0$ = Curvatura da seção anterior;
- Δx = Variação de comprimento entre as seções consideradas.

Do mesmo modo, foi obtida a deformação linear em cada seção, e por consequência a flecha no meio do vão, por meio da Equação (14).

$$y = y_0 + \frac{(\theta + \theta_0) \cdot \Delta x}{2} \quad (14)$$

Onde:

- y = Deformação linear da seção considerada;
- y₀ = Deformação linear da seção anterior;
- θ = Inclinação da curva de deflexão da seção considerada;
- θ₀ = Inclinação da curva de deflexão da seção anterior;
- Δx = Variação de comprimento entre as seções consideradas.

Vigas simplesmente apoiadas apresentam condições de contorno bem definidas, possuindo em seus apoios deformação linear igual a zero, assim como a inclinação no meio do vão. Essas considerações facilitaram o desenvolvimento do modelo de integração.

2.9 Método simplificado proposto pela NBR 6118:2014

2.9.1 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

O modelo simplificado da norma propõe uma rigidez equivalente baseada no modelo de Branson, que é utilizada na formulação para cálculo de flechas em vigas.

Utilizando a expressão para cálculo de flechas elásticas em vigas simplesmente apoiadas, a flecha imediata foi obtida pela Equação (15). [4]

$$f_{\text{máx}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_{cs} \cdot I_{ef}} \quad (15)$$

Onde:

- f_{máx} = Deslocamento máximo no meio do vão;
- q = Carregamento distribuído na viga.

Segundo Neville e Brooks (2013, p. 229), “a fluência do concreto aumenta a deflexão de vigas de concreto armado, e em alguns casos, pode ser um parâmetro crítico de projeto”, conforme ilustra a Figura 5. [3]

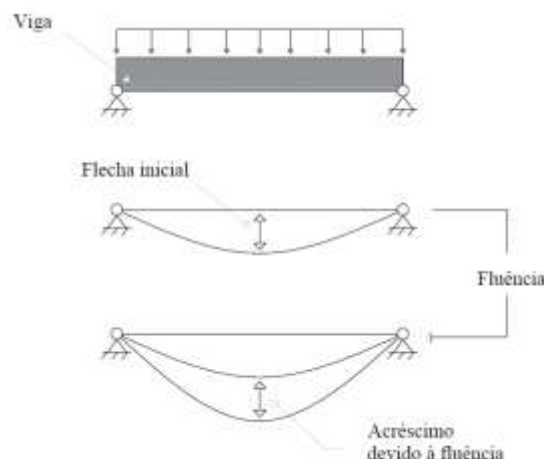


Figura 5: Representação das flechas em uma viga biapoiada. Fonte: Elaborado pelos autores.

A flecha adicional diferida, devido à fluência foi calculada de forma aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f, segundo a Equação (16), disposta no item 17.3.2.1.2 da NBR 6118:2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (16)$$

Sendo:

α_f = Fator de multiplicação para consideração da flecha adicional;
 ξ = Coeficiente em função do tempo;
 ρ' = Taxa de armadura comprimida na seção.

O cálculo do coeficiente em função do tempo foi calculado por meio da Equação (17).

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (17)$$

Onde:

$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996t)^{t_0,32}$ para $t \leq 70$ meses;
 $\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses.

2.9.2 Avaliação do Estado Limite de Serviço

A avaliação dos deslocamentos-limites em vigas como forma de aceitabilidade sensorial é feita por meio da Tabela 13.3 da NBR 6118:2014. Os deslocamentos visíveis nesses elementos estruturais devem estar limitados a um valor flim, calculado através da Equação (18).

$$f_{lim} = \frac{L}{250} \quad (18)$$

2.10 Metodologia para a integração numérica

Para auxiliar no processo iterativo de integração, foi utilizada uma planilha eletrônica desenvolvida no software Microsoft Office Excel (2013). A otimização dos cálculos por meio da divisão das vigas em seções possibilita melhor aplicação do método, diminuindo assim o erro inerente.

A estruturação da planilha está demonstrada na Tabela 9, calculada para a Viga 1, a qual contém o momento de inércia efetivo calculado com o modelo de Branson; as deformações específicas no concreto e no aço; e deformações por fluência calculadas por meio da tensão interna e pelo coeficiente de fluência conforme Anexo A da NBR 6118:2014. Através desses parâmetros, foi utilizada a equação da curvatura para realizar a integração numérica sequencial, obtendo os valores de rotação, e deformações lineares em cada seção. Para as outras vigas o procedimento foi análogo e, portanto, não será mostrado.

Tabela 9: Planilha de cálculo referente à Viga 1.

Seção	L (m)	I _{ef} (m ⁴)	ε _c ‰	ε _s ‰	σ _c (kN/cm ²)	ε _{cc} ‰	1000(1/r)	θ (rad)	y (mm)
1	0,00	0,0025	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0135	0,00
2	0,25	0,0025	0,0929	0,0621	0,2243	0,2907	0,0099	-0,0134	3,36
3	0,50	0,0025	0,1759	0,1176	0,4250	0,5508	0,0188	-0,0130	6,65
4	0,75	0,0018	0,3361	0,5343	0,8118	1,0522	0,0427	-0,0122	9,81
5	1,00	0,0014	0,4217	0,6705	1,0187	1,3204	0,0536	-0,0110	12,72
6	1,25	0,0013	0,4942	0,7858	1,1938	1,5473	0,0628	-0,0096	15,30
7	1,50	0,0013	0,5535	0,8801	1,3371	1,7330	0,0704	-0,0079	17,49
8	1,75	0,0012	0,5997	0,9534	1,4485	1,8774	0,0762	-0,0061	19,24
9	2,00	0,0012	0,6326	1,0058	1,5281	1,9806	0,0804	-0,0041	20,51
10	2,25	0,0012	0,6524	1,0372	1,5758	2,0425	0,0829	-0,0021	21,29
11	2,50	0,0012	0,6590	1,0477	1,5917	2,0631	0,0838	0,0000	21,55
12	2,75	0,0012	0,6524	1,0372	1,5758	2,0425	0,0829	0,0021	21,29
13	3,00	0,0012	0,6326	1,0058	1,5281	1,9806	0,0804	0,0041	20,51
14	3,25	0,0012	0,5997	0,9534	1,4485	1,8774	0,0762	0,0061	19,24
15	3,50	0,0013	0,5535	0,8801	1,3371	1,7330	0,0704	0,0079	17,49
16	3,75	0,0013	0,4942	0,7858	1,1938	1,5473	0,0628	0,0096	15,30
17	4,00	0,0014	0,4217	0,6705	1,0187	1,3204	0,0536	0,0110	12,72
18	4,25	0,0018	0,3361	0,5343	0,8118	1,0522	0,0427	0,0122	9,81
19	4,50	0,0025	0,1759	0,1176	0,4250	0,5508	0,0188	0,0130	6,65
20	4,75	0,0025	0,0929	0,0621	0,2243	0,2907	0,0099	0,0134	3,36
21	5,00	0,0025	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0135	0,00

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resultados

Por meio da planilha eletrônica elaborada para auxiliar no cálculo das deformações lineares das vigas, pelo método simplificado da NBR 6118:2014 e pelo método da integração numérica aplicado, foi possível analisar os resultados relacionados à cada viga.

Para uma análise inicial foram mantidos constantes os parâmetros de umidade, *slump*, e com o uso do Cimento Portland de Alto Forno - CP III foram calculados os valores das deformações lineares para todas as vigas no período de cinco anos (aproximadamente 1825 dias).

Estão apresentadas na Tabela 10 e na Tabela 11 as comparações dos percentuais de variação das flechas iniciais e finais de cada viga, dos resultados calculados pela integração e pelo método simplificado da norma.

Tabela 10: Percentual da variação das flechas iniciais.

Vigas	Flecha inicial (mm)		Variação Δ%
	Integração	NBR 6118:2014	
Viga 1	9,72	9,88	1,65%
Viga 2	12,29	12,8	4,15%
Viga 3	14,47	15,82	9,33%

Tabela 11: Percentual da variação das flechas finais.

Vigas	Flecha final (mm)		Variação $\Delta\%$
	Integração	NBR 6118:2014	
Viga 1	21,55	22,93	6,40%
Viga 2	24,26	29,72	22,51%
Viga 3	26,53	36,73	38,45%

3.2 Discussão dos resultados

3.2.1 Comportamento das deformações lineares ao longo do tempo

Na Figura 6 está representado o comportamento da deformação linear da Viga 1, de acordo com o método proposto pela NBR 6118:2014 e pelo método de integração numérica, utilizando Cimento do tipo CP III e mantendo os outros parâmetros, que afetam a fluência, constantes. A flecha final corresponde ao período de cinco anos (1825 dias).

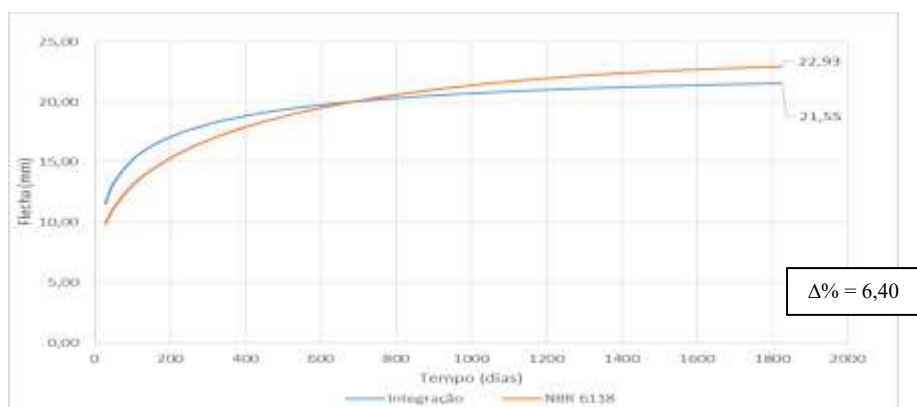


Figura 6: Variação da flecha no tempo para Viga 1. Fonte: Elaborado pelos autores.

Os valores calculados pela integração são ultrapassados pelo método de cálculo da NBR 6118:2014 em aproximadamente dois anos, visto que a norma apresenta uma metodologia mais simplificada para cálculo de flechas ao longo do tempo, a qual não leva em consideração o tipo de cimento, *slump*, umidade relativa e armadura. Em contrapartida, o estudo das vigas em seções discretizadas possibilita uma análise mais refinada do comportamento estrutural em serviço, verificado no resultado final da flecha, que foi inferior ao do método simplificado proposto pela NBR 6118:2014.

Realizando a análise para a Viga 2 e a Viga 3, com as mesmas premissas da Viga 1, foram obtidos os gráficos do comportamento da deformação linear ao longo do tempo, apresentados na Figura 7 e Figura 8, respectivamente.

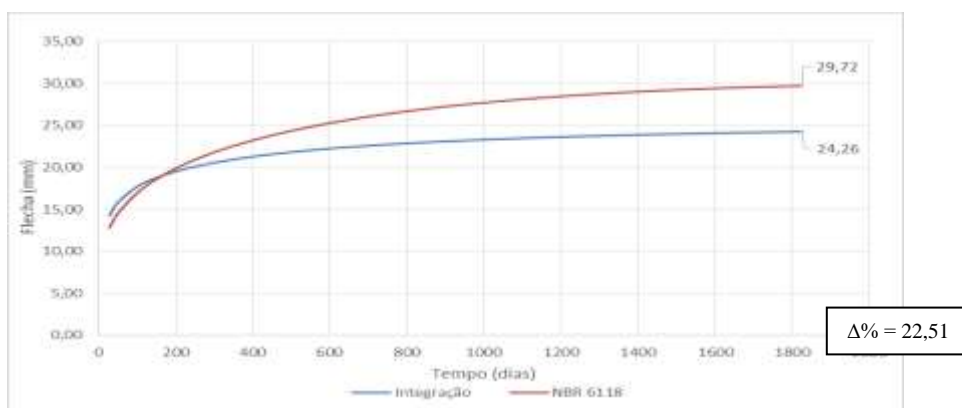


Figura 7: Variação da flecha no tempo para Viga 2. Fonte: Elaborado pelos autores.

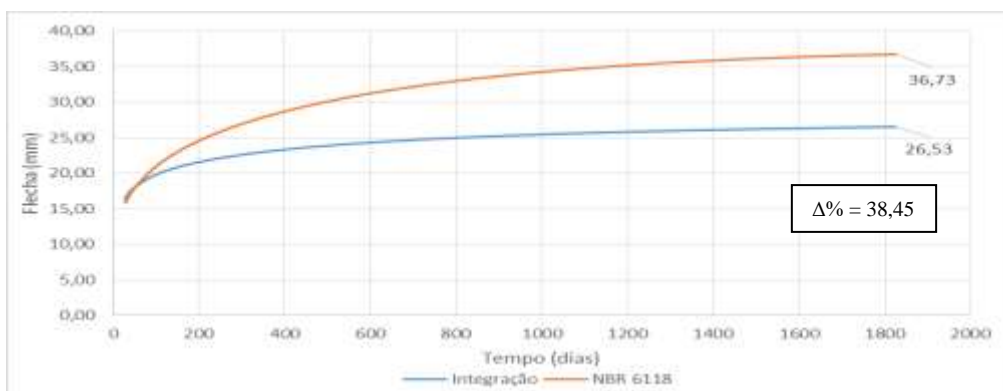


Figura 8: Variação da flecha no tempo para Viga 3. Fonte: Elaborado pelos autores.

A análise feita para a Viga 1 pode ser considerada de forma análoga para a Viga 2 e a Viga 3, visto que os métodos obtiveram comportamento similar ao longo do tempo. Contudo, é possível inferir que as diferenças entre os valores finais aumentaram consideravelmente à medida em que as características geométricas aumentaram. Isso pode ser explicado porque considerando constante a umidade relativa, tanto a dimensão quanto a forma do elemento de concreto determinam a intensidade da fluência, isto é, o aumento da seção transversal da viga implica em um caminho maior para a percolação da água, refletindo na diminuição do coeficiente de fluência. [7]

3.2.2 Estado Limite de Serviço

“A deformação em peças fletidas ocorrida por causa do efeito da fluência não deve ser desprezada, pois pode atingir valores até o triplo do valor da deformação imediata” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2010, p. 182) [1]. Essa observação pode ser confirmada por meio da análise dos dados obtidos da Figura 9 e Figura 10, onde são comparadas as flechas iniciais e finais, respectivamente, entre as três vigas e o ELS. É possível verificar um aumento aproximado de duas vezes a flecha inicial para o período de cinco anos.

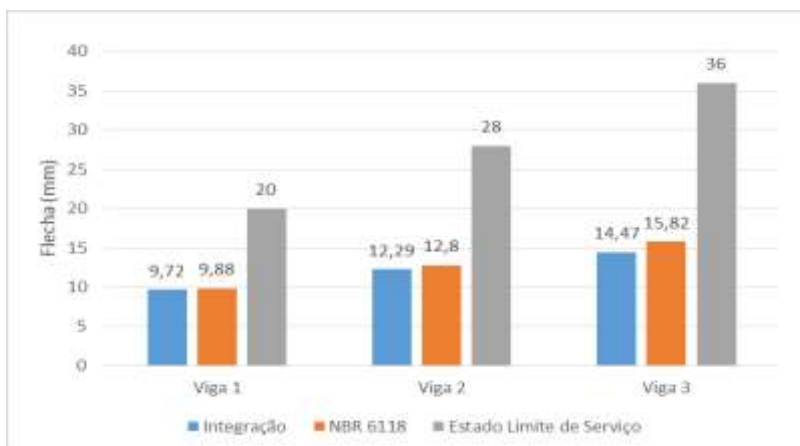


Figura 9: Comparação das flechas iniciais. Fonte: Elaborado pelos autores.

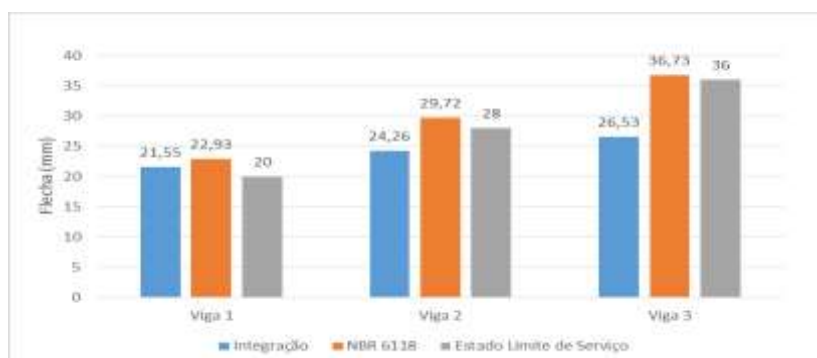


Figura 10: Comparação das flechas finais em 5 anos. Fonte: Elaborado pelos autores.

Ao fim do período considerado, é possível observar que os valores obtidos no cálculo da flecha, pelos dois métodos, na Viga 1 ultrapassam o máximo admissível. Já na Viga 2 e na Viga 3 apenas com o método da integração os valores são atendidos em comparação com o deslocamento limite no ELS. A consideração da fluência no concreto reserva uma parcela importante na verificação e controle de deformações excessivas nas estruturas, podendo às vezes ser determinante na aceitabilidade pelo Estado Limite de Serviço.

3.2.3 Consideração da influência do tipo de cimento

Entre os dados utilizados para o cálculo da flecha, tem-se o tipo de cimento como um parâmetro de grande importância. O comportamento da curva de influência dos cimentos CP II-Z, CP III e CP V-ARI foi similar nas três vigas, portanto na Figura 11 são apresentadas as curvas características das suas variações no tempo.

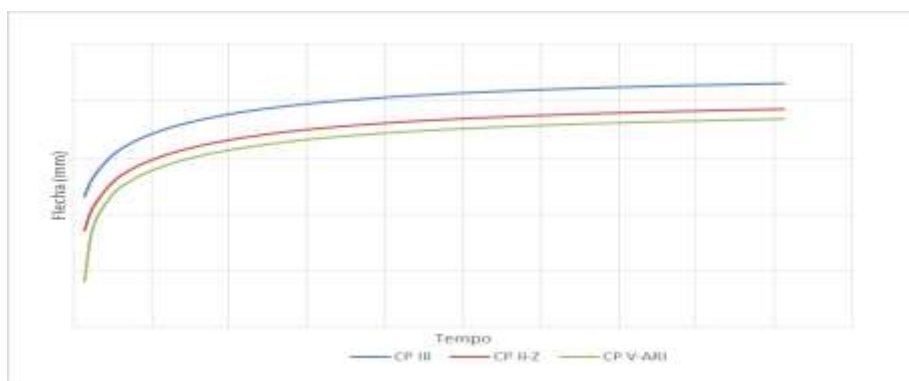


Figura 11: Variação do tipo de cimento ao longo dos 5 anos. Fonte: Elaborado pelos autores.

Misturas de concreto feitas com cimento de escória de alto-forno (CP III) e cimento pozolânico (CP IV) apresentam maior fluência em idade inicial do que um cimento de alta resistência inicial (CP V-ARI). [7]

No período de cinco anos, tem-se o valor da flecha mais elevado para o concreto composto por cimento CP III e menor valor para o cimento CP V-ARI. Isso pode ser comprovado pelos dados expostos na Tabela 12.

Tabela 12: Variação das flechas finais em função do tipo de cimento para 5 anos.

Cimento	Flecha final (mm)		
	Viga 1	Viga 2	Viga 3
CP III	21,55	24,26	26,53
CP II-Z	19,28	22,09	24,43
CP V-ARI	18,41	21,28	23,69

Segundo Neville e Brooks (2013, p. 220), “a fluência é afetada pelo tipo de cimento, na medida em que ele influencia na resistência do concreto no momento da aplicação da carga” [3]. O CP V-ARI tem ganho de resistência mais rápido em comparação com outros tipos de cimento, motivo pelo qual estruturas que o utilizam sofrem o efeito da fluência com menor intensidade.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As deformações iniciais obtidas através das planilhas, que utilizaram a integração por meio das deformações, apresentaram valores próximos aos do método simplificado de cálculo da NBR 6118:2014, em ambos os casos considerando as três vigas trabalhando no Estádio II.

Para valores finais de deformação ao término do período considerado, a Viga 1 também apresentou resultados aproximados, com pequena variação percentual. Entretanto, os valores das flechas finais para a Viga 2 e a Viga 3 apresentaram uma variação considerável entre os métodos, reiterando a análise sobre a influência das características geométricas dos elementos, ao se manterem constantes os outros parâmetros que afetam a fluência.

A integração numérica da curvatura, realizada por meio da discretização de seções, permite uma análise mais realista. Já o modelo proposto pela norma apresenta uma simplificação de cálculo, acarretando em valores finais superiores aos da



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



integração. Portanto, o método numérico se mostrou satisfatório para o cálculo de flechas em vigas de concreto armado simplesmente apoiadas.

Para futuros estudos da fluência em vigas de concreto armado, sugere-se realizar ensaios práticos para obtenção das flechas e verificação da conformidade com a integração numérica. Nesse sentido, é preciso obter dados reais do módulo de elasticidade e da resistência característica do concreto a ser usado nas vigas, bem como a avaliação da idade inicial do carregamento antes dos 28 dias, que pode representar a retirada precoce de cimbramento e fôrmas. Recomenda-se ainda verificar a aplicabilidade do método em outras configurações de apoio, variação de carregamento da peça em serviço e a alteração dos outros fatores que afetam a fluência, os quais não foram modificados na análise deste trabalho.

5. REFERÊNCIAS

- [1] CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2010.
- [2] BRANSON, D. E. Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams. HPR Publication, Alabama Highway Department, U. S. Bureau of Public Roads, 1965.
- [3] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J. Tecnologia do Concreto. 2. ed. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- [4] GERE, J. M.; GOODNO, B. J. Mecânica dos Materiais. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.
- [5] FUSCO, P. B. Estruturas de concreto: solicitações normais. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A., 1981.
- [6] FRANCO, N. M. B. Cálculo Numérico. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2006.
- [7] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008.
- [8] ARAÚJO, J. M. de. Simplified procedures for calculation of instantaneous and long-term deflections of reinforced concrete beams. Rio Grande, 2005. Disponível em:
<<http://repositorio.furg.br/bitstream/handle/1/5132/Simplified%20procedures%20for%20calculation%20of%20instantaneous%20and%20long-term%20deflections%20of%20reinforced%20concrete%20beams.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 17 ago. 2015.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [11] BARBOSA, M. D. A. Análise de flechas em vigas de concreto armado. Fortaleza, 2010. Disponível em:
<http://www.deecc.ufc.br/Download/Projeto_de_Graduacao/2010/Marcelo_Barbosa_Analise%20de%20Flechas%20em%20Vigas%20de%20Concreto%20Armado.pdf>. Acesso em: 20 ago. 2015.
- [12] BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa. Disponível em:
<<http://www.inmet.gov.br/projetos/rede/pesquisa/>>. Acesso em: 03 set. 2015.
- [13] CAMPOS FILHO, A. Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado. Porto Alegre, 2014. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf>>. Acesso em: 03 set. 2015.
- [14] CUNHA, C. H. M. Deformabilidade das estruturas de concreto: impacto da variabilidade do módulo de elasticidade secante e da resistência à tração, decorrente das modificações dos materiais, cimentos e agregados. São Paulo, 2000. 139f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo.
- [15] LEITE, P. G. P. Avaliação de deformações em vigas no estádio II. Brasília, 2015. 33f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Católica de Brasília. [14] BRANSON, D. E. Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams. HPR Publication, Alabama Highway Department, U. S. Bureau of Public Roads, 1965.
- [16] LIMA, P. R. L.; FONTES, C. M. A.; LIMA, J. M. F. Análise não-linear da deflexão de vigas de concreto armado. Feira de Santana, 2003. Disponível em:
<http://www2.uefs.br/sitientibus/pdf/28/analise_nao_linear_da_deflexao_de_vigas.pdf>. Acesso em: 15 set. 2015.
- [17] PINHEIRO, L. M. Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. São Carlos, 2007. Disponível em:
<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>. Acesso em: 12 set. 2015.
- [18] PUZISKI, O; VARGAS, A. Análise da influência do descimbramento em diferentes idades na fluência do concreto ao longo do tempo. Criciúma, 2011. Disponível em:
<<http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/149/1/Orivalte%20Puziski.pdf>>. Acesso em: 17 ago. 2015. [21]



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [19] SILVA, A. A. E. F. da. Contribuições ao estudo da não-linearidade física em vigas de concreto armado. Santa Maria, 2012. Disponível em: <http://w3.ufsm.br/ppgec/wp-content/uploads/Aline_Alessandra_Eduarda_Farias_da_Silva_Dissertação_de_Mestrado.pdf>. Acesso em: 27 set. 2015. [23] CAMPOS FILHO, A. Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado. Porto Alegre, 2014. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf>>. Acesso em: 03 set. 2015.



ANÁLISE DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO DE 28 ANOS NÃO CONCLUÍDA NA CIDADE DE PATOS DE MINAS - MG

T. ARAÚJO

Estudante
Centro Universitário de
Patos de Minas (UNIPAM)
Minas Gerais; Brasil
tayrinne_eng_civil@live.com

S. VIEIRA

Estudante
Universidade de Brasília
(UnB)
Minas Gerais; Brasil
sheilapv@unipam.edu.br

T. RIBEIRO

Professor
Centro Universitário de
Patos de Minas (UNIPAM)
Minas Gerais; Brasil
thiagoribeiro@unipam.edu.br

RESUMO

Fatores como durabilidade e desempenho deve ser a linha guia na concepção de quaisquer edificações, pois a maioria das manifestações patológicas que acometem as construções está relacionada às etapas construtivas, desde a elaboração do projeto até a plena utilização da estrutura, influenciando drasticamente o tempo de vida útil do sistema. A presente pesquisa tem como principal objetivo diagnosticar as manifestações patológicas das estruturas de concreto armado correntes no meio urbano, através de um estudo de caso. As inspeções foram realizadas em uma edificação anônima não concluída localizada na cidade de Patos de Minas (MG), com idade estimada de 28 anos. Foi realizado o diagnóstico das principais manifestações patológicas e prognóstico do sistema analisado. Usou-se de inspeções em campo – visuais e detalhadas – e ensaios em laboratório, como: ultrassom, pacometria, esclerometria, resistência à compressão direta, resistência à compressão diametral, absorção capilar e carbonatação por fenolftaleína. As manifestações patológicas encontradas na estrutura de concreto analisada foram fissuração, deslocamento, carbonatação e corrosão das armaduras. O índice esclerométrico e velocidade do pulso ultrassônico obtidos foram relativamente altos (rebote em torno de 58 e velocidade de 4000 m/s), devido à carbonatação avançada (com frente média de 30 mm). Já absorção capilar encontrada em laboratório foi altíssima (no intervalo de 6.105,17 a 30.181,64 g/m²). Devido ao elevado grau de deterioração da estrutura, medidas corretivas ou de recuperação não são aplicáveis.

Palavras-chave: manifestações patológicas, ensaios não destrutivos, estruturas de concreto.

ABSTRACT

Factors such as durability and performance must be the guideline in the design of any building, since most of the pathological manifestations that affect the buildings is associated with construction stages, from project design to use of the structure, severely influencing the useful life of structure. This work aims to diagnose the pathological manifestations of the current reinforced concrete structures in the urban environment, through a case study. The inspections were carried out in an anonymous non-completed building in Patos de Minas (MG), with an estimated age of 28 years. It was carried out the diagnosis of the main pathological manifestations and prognosis of the analyzed system. It used to inspections in the field - visual and detailed - and laboratory tests, such as measurement of propagation velocity of ultrasonic waves, reinforcement locate (scan), rebound hammer test, compressive strength test, Brazilian disk test, capillary water absorption test and carbonation depth measurement test. The pathological manifestations found in the concrete structure analyzed were cracking, peeling, carbonation and reinforcement corrosion. The value of rebound and ultrasonic pulse velocity obtained were relatively high (around 58 rebound and velocity of 4000 m/s), due to advanced carbonation (average across 30 mm). Already water absorption by capillarity found in the laboratory was high too (in the range from 6105.17 to 30181.64 g/m²). Due to the high degree of deterioration, corrective or recovery measures are not applicable.

Keywords: pathological manifestations, nondestructive method, concrete structures.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Uma das principais preocupações ao se projetar estruturas de concreto armado é a durabilidade, e, conseqüentemente, a vida útil que estas virão a ter. Apesar do controle tecnológico exigido e empregado nos processos de dosagem, lançamento e cura do material, ainda sim há possibilidade de ocorrer deterioração prematura do sistema, devido à ação ambiental, condições de uso não previstas em projeto; além de ocorrências excepcionais, como acidentes, colapsos estruturais devido a recalques provocados por construções vizinhas, entre outros [1].

Geralmente, espera-se que as estruturas atendam as incumbências que as foram destinadas, jamais desconsiderando a segurança e a economia, além do desempenho do sistema aos seus usuários. Contudo, diversos fatores podem influenciar principalmente a segurança e o desempenho que essa estrutura irá proporcionar àqueles que irão dela usufruir. Exceto pelas catástrofes naturais, que solicitam a estrutura muito além do que foi projetada a suportar; as manifestações patológicas são originadas sumariamente da falha humana, geralmente nas quatro fases fundamentais da vida útil da estrutura de concreto armado: concepção e projeto, controle tecnológico dos materiais, a execução propriamente dita da estrutura, e por fim, o uso e a manutenção da mesma [2].

São utilizados os ensaios não destrutivos com a finalidade de se diagnosticar causas e origens manifestações patológicas e averiguar a qualidade do material que as compõe ou mesmo necessidade de manutenção do sistema. Devido ao fato de o concreto possuir relativa heterogeneidade, composições variadas e diferentes matérias-primas, esses ensaios não são comumente utilizados neste campo. Mesmo que haja os inconvenientes citados anteriormente, de forma progressiva, os métodos não destrutivos para concreto têm sido desenvolvidos e padronizados, permitindo avaliação adequada das estruturas sem que seja necessário recorrer, ou mesmo minorando, à ação semidestrutiva para diagnóstico [1].

Pode-se, através dos ensaios não destrutivos, obter informações valiosas para avaliação da integridade estrutural e manutenção de uma estrutura já existente, uma vez que avaliar o desempenho, a durabilidade de determinada estrutura exige, na maior parte dos casos, ultrapassar a subjetividade da inspeção visual. Inspeções visuais são de caráter sumariamente qualitativo, enquanto, na maior parte das vezes, para um diagnóstico completo e um possível prognóstico, são necessários dados mensuráveis. Ao se mensurar uma manifestação patológica, é possível chegar à conclusão de qual alternativa é mais viável optar: reforço, recuperação, limitação de utilização, ou mesmo, a demolição da estrutura [2].

Esta pesquisa tem como principal intuito compreender as manifestações patológicas das estruturas de concreto armado, através de um estudo de caso. Para tanto, Foi empregado como objeto uma edificação anônima não concluída localizada na cidade de Patos de Minas (MG), a fim de se verificar a integridade estrutural do sistema, possibilitando seu diagnóstico e prognóstico.

De forma específica, possui como diretrizes: a análise do estado da estrutura frente às condições ambientais e de utilização; a avaliação visual da estrutura, bem como utilizar desse método para estimar sua integridade estrutural; a identificação das principais manifestações patológicas presentes na estrutura; a busca por evidências que comprovem as hipóteses levantadas, levando a um diagnóstico, além do fornecimento de um parecer técnico acerca do grau de deterioração da estrutura e possível evolução das manifestações patológicas, caso não haja intervenção. Para que todo o estudo fosse possível, foram empregados principalmente ensaios não-destrutivos, determinados de forma prévia através de uma análise inicial do sistema.

2. PROCEDIMENTOS METODOLOGICOS

O estudo de caso foi desenvolvido em dois ambientes distintos: em campo e no Laboratório de Análises Tecnológicas de Materiais do Centro Universitário de Patos de Minas (UNIPAM). Na estrutura propriamente dita, realizou-se a análise visual referente ao subsolo e ao térreo, além de ensaios não destrutivos no subsolo (pilares e paredes-diafragma). Já em laboratório, realizaram-se ensaios não-destrutivos com os corpos-de-prova da estrutura, a fim de corrigir possíveis equívocos nos dados dos ensaios em campo. A Figura 1 resume todo o processo metodológico adotado para análise da integridade estrutural do objeto.

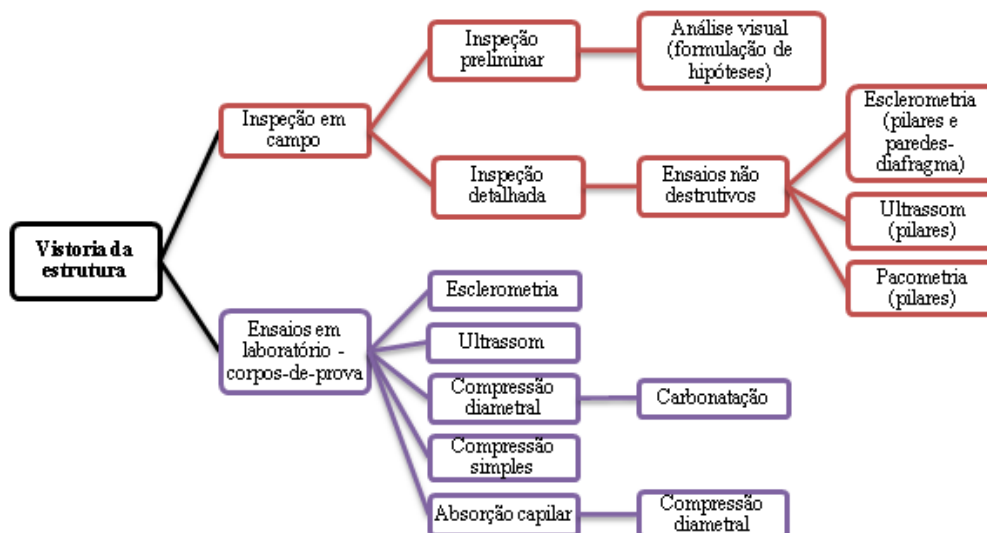


Figura 1: Processo metodológico adotado para análise da estrutura

2.1. Elementos de estudo

Para análise em campo, utilizaram-se elementos estruturais principalmente do subsolo, por estarem menos deteriorados que as esperas do térreo. A Figura 2 ilustra parte do arranjo estrutural analisado.

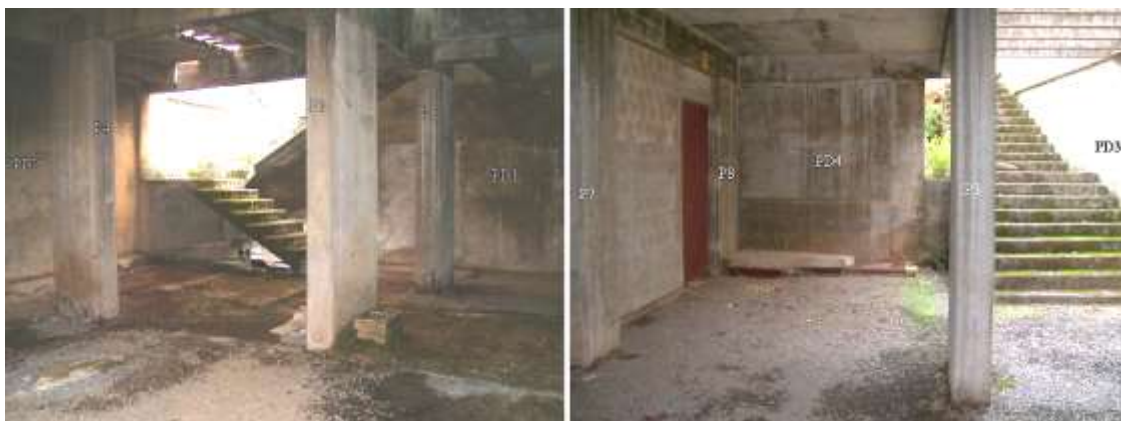


Figura 2: Elementos estruturais utilizados para análise

As áreas de ensaio foram distribuídas conforme a dimensão do elemento estrutural analisado, sendo assim, quanto maior o elemento, mais áreas de ensaio foram necessárias para representar o material em estudo. A maior quantidade de áreas também permite a verificação da homogeneidade do material. Foram analisados oito pilares, com dimensões que variam de 25 cm a 60 cm de espessura e 80 a 102,5 cm de largura; além de três paredes-diafragmas de larguras variáveis.

Em laboratório, foram utilizados corpos-de-prova moldados da estrutura, datados no intervalo de 01/12/1987 a 12/03/1988, encontrados na obra, trata-se de uma situação bastante delicada afirmar que estes corpos de provas realmente pertence estrutura. Porém em conversas com o construtor e proprietário parcial da edificação para averiguação de informações sobre estes corpos de provas, afirmou que tratava-se sim deste edifício. Os dados que identifica a obra e sua localização não foram divulgados devido-se este artigo tratar de um documento publico, a importância deste trabalho resume se a iniciação científica de alunos com objetivos estritamente didático-pedagógico e estes dados não poderão ser levados em consideração pelos proprietários visto que não houve uma prestação de serviço, projetos estruturais não foram encontrados e houve ordens expressas para não retirada de testemunhos desta obra parcial, que atualmente pertence a diversos proprietários com interesses imobiliários distintos e conflitantes, que poderia levar a litígio. Diante disso, foi necessário recorrer a aceitação que os corpos-de-prova seria da estrutura analisada para desta forma obter um estudo mais aprimorado das manifestações patológicas identificadas. Foram utilizados 17 elementos



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



com 15 cm de diâmetro e 30 cm de comprimento. Afirma-se que são representativos, já que estavam expostos ao mesmo ambiente que a estrutura. Isso, porque estavam sujeitos à mesma umidade, agentes agressivos e microclima que a obra, pois foram deixados no local desde então.

Os corpos-de-prova foram divididos aleatoriamente em quatro grupos. O primeiro e quarto grupos contemplaram os ensaios de esclerometria, ultrassom e compressão uniaxial. Nos elementos do segundo grupo de teste, usou-se dos ensaios de absorção por capilaridade e, como ensaio auxiliar, compressão diametral. Já o terceiro tratamento teve por principal intuito a avaliação da carbonatação de forma qualitativa.

2.2. Métodos utilizados

2.2.1 Análise visual

A análise visual foi realizada a fim de formular hipóteses acerca das possíveis causas do surgimento das manifestações patológicas. Para iniciar a análise do arranjo estrutural, iniciou-se a busca por manifestações patológicas visíveis. Apesar de subjetiva e qualitativa, esta fase permitiu a escolha dos elementos mais representativos do sistema. Primeiramente, analisaram-se as lajes e vigas para caracterização visual, depois se prosseguiu para a análise dos pilares, tanto do térreo quanto do subsolo. Além da análise visual, recorreu-se também a mensuração de fissuras e trincas, através da utilização do fissurômetro de comparação. Com a análise preliminar finalizada, foram determinados quais elementos seriam alvos dos ensaios não-destrutivos.

2.2.2. Esclerometria

O ensaio de esclerometria permite aferir a dureza superficial do material, baseando-se no princípio da reflexão. A esclerometria possui caráter quali-quantitativo, já que permite averiguar, respectivamente, a qualidade e potencial homogeneidade do concreto e, através de curvas de correlação, a resistência à compressão. Entretanto, diversos fatores interferem na relação rebote e resistência à compressão, entre eles, a idade do concreto, devido à carbonatação, e presença de agregados próximos à superfície de impacto [3].

Devido à idade avançada do objeto de estudo, optou-se por construir uma curva característica do material analisado, usando-se os corpos-de-prova da estrutura. Utilizou-se em todas as etapas do estudo, o esclerômetro digital tipo RN. Foram feitos ensaios tanto nos elementos em campo, quanto nos corpos-de-prova em laboratório para composição da nova curva de calibragem do esclerômetro.

2.2.3. Ensaio ultrassônico

O ensaio ultrassônico consiste na avaliação da velocidade de propagação de pulsos de ultrassom através de dois pontos pré-determinados. Alguns fatores influenciam os dados obtidos, como a presença de armaduras, a densidade do concreto, possíveis vazios ou falhas de concretagem, teor de umidade, idade do concreto, entre outros [4].

O ensaio permite três tipos de leituras em função da disposição adotada para os transdutores: transmissão direta (faces opostas), semidireta (faces perpendiculares) e indireta (mesma face) [4]. Em todas as etapas, realizaram-se leituras do tipo diretas, já que os elementos eram de espessura média e dimensões razoáveis; além do fato de ser o tipo de leitura mais precisa para levantamento de dados. Para realizar as leituras, usou-se um aparelho de ultrassom na frequência de 220 kHz e gel acoplante do tipo graxa de silicone para aumentar a área de contato entre os transdutores e a superfície analisada. Enfatiza-se que a superfície foi regularizada com prisma de carborundum e limpa de resíduos pulverulentos.

Foram realizadas leituras diretas tanto nos elementos estruturais em campo, quanto nos corpos-de-prova, para verificação das propriedades dos mesmos a fim de reforçar a representatividade do lote. O ensaio de propagação de pulsos ultrassônicos dos corpos de prova da estrutura foi realizado na seção transversal dos mesmos [5]. Para tanto, realizou-se três medições diretas de cada corpo de prova, a fim de se chegar ao valor de tempo de propagação. Optou-se pelo menor valor de tempo [6], apesar de ser utilizada para argamassas de assentamento e revestimento, oferece um roteiro com quantidade de leituras necessárias para alcançar certa representatividade de dados.

2.2.4. Pacometria

O ensaio de pacometria [7] permite a identificação das armaduras, usando como parâmetros, a sua localização, quantidade e diâmetro, além do cobrimento do concreto. Entretanto, há fatores limitantes, como o campo de medição não ser inferior a 120 mm, conhecer o diâmetro das barras e o espaçamento entre as mesmas ser superior a 100 mm [8].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Apesar de não haver projetos estruturais acessíveis para viés de comparação, este ensaio teve por principal objetivo mensurar o cobrimento das barras dos elementos, a fim de se verificar conformidade ou não à norma vigente da época [9].

O ensaio de pacometria permitiu aferir o diâmetro das barras dos elementos prospectados, bem como a espessura de cobrimento. Foram analisados os pilares P1, P2, P3 e P4, uma vez que possuíam todas as suas faces livres, permitindo o detalhamento do elemento.

2.2.5. Outros ensaios

Além dos ensaios de esclerometria, ultrassom e pacometria, também foram feitos três ensaios complementares nos corpos-de-prova: compressão uniaxial, avaliação da carbonatação e absorção capilar. O ensaio permite verificar a resistência à compressão que o material possui, além do formato da ruptura [10].

Já para a avaliação da carbonatação, usou-se do ensaio de compressão diametral de caráter auxiliar [11], para permitir a abertura longitudinal dos corpos-de-prova. Avaliar a profundidade da frente de carbonatação permite que se verifique se houve ou não a despassivação das armaduras. Caso haja a despassivação das barras, outros processos deteriorantes podem ocorrer, como a corrosão, e por fim, a fissuração e ruptura do elemento. Para aferir a frente carbonatada, usou-se fenolftaleína em solução de 1%, através da aspensão imediata após a ruptura dos elementos [12].

A absorção capilar é uma das propriedades que possuem grande influência no transporte de água e agentes nocivos para o interior do concreto, porquanto utiliza de sua rede de poros. Quanto maior o diâmetro dos capilares, menor é a profundidade de absorção e maior a quantidade total de água absorvida. Normalmente, concretos com relação água/cimento reduzida possuem capilares de menor diâmetro e, simultaneamente, esses capilares são menos intercomunicados. Este ensaio permite a determinação da absorção de água através da capilaridade. Apesar de não ser inicialmente destrutivo, o ensaio requer que seja realizada a ruptura diametral do corpo ao finalizar o processo, a fim de se verificar a rede de poros longitudinalmente [1], [13].

O ensaio de absorção capilar consistiu em deixar três corpos-de-prova 72 horas em estufa e, por conseguinte, deixá-los sobre uma lâmina d'água de 5 mm de profundidade para averiguar os mecanismos de transporte de fluidos por capilaridade. Após as 72 horas de semi-imersão, romperam-se os corpos por compressão diametral para averiguar a altura capilar nos corpos [13].

3. RESULTADOS

3.1. Análise Visual

3.1.1. Lajes

Inicialmente, percebeu-se que as lajes da estrutura, em sua maioria, apresentavam um problema comum nas execuções de estruturas de concreto armado: falta de espaçador para garantir cobrimento mínimo das armaduras. Nesse caso, as armaduras de distribuição permaneceram em diversas partes nuas ou com cobrimento insuficiente. Outro ponto que é necessário enfatizar é a ação da lixiviação e da umidade nesses elementos. Há formação de manchas no material, bem como formação de estalactites e eflorescências, resultante do transporte dos produtos de hidratação do concreto. Ambos os casos podem ser verificados na Figura 3.



Figura 3: Lajes analisadas

Devido ao cobrimento insuficiente, percebe-se que a corrosão das armaduras atingiu de forma mais agressiva o material, promovendo a descamação do concreto que circunda a armadura. Percebe-se também que a nata de cimento, em diversos elementos estruturais, escorreu enquanto a estrutura estava sendo concretada, indicando formas sem estanqueidade e vedação.

3.1.2. Vigas

As vigas, em geral, apresentavam fissuração e deslocamento da camada de cobrimento, como pode ser visto na Figura 4.



Figura 4: Armadura exposta na viga

Apesar de em diversos pontos as armaduras estarem expostas, ainda sim, as vigas não chegaram ao ponto de deterioração que os pilares e as paredes-diafragma chegaram. A corrosão das armaduras que atingiu as vigas, a princípio, não permitiu a formação de produtos de corrosão quanto os demais elementos, a ponto de gerar a ruptura do concreto de cobrimento. É possível perceber que a camada de concreto que protege as armaduras sofreu a ação da carbonatação, perdendo assim a resistência mecânica, e devido às solicitações da estrutura, ao longo do tempo, houve o deslocamento do material.

3.1.3. Pilares

Inicialmente, foram analisados os pilares do térreo. Como poderá ser observado nas fotos da Figura 5, o concreto estava poroso e frágil. Pode-se perceber ao longo do registro fotográfico que houve a formação de compostos de cálcio na

superfície dos pilares (provenientes da lixiviação dos produtos da hidratação). Há também o ataque biológico nas esperas do térreo. Outra manifestação patológica que se propagou ao longo dos elementos construtivos foi a corrosão das armaduras. O grau de deterioração desses elementos está em estágio avançado, uma vez que houve o comprometimento da seção útil das barras.

Em outros pontos, é visível que a corrosão das armaduras chegou ao ponto das mesmas se curvarem, devido à tamanha formação de óxido de ferro na base das barras, gerando um aumento de volume. É interessante enfatizar que as barras possuem diâmetro de 25 mm, demonstrando a tensão gerada pela formação de produtos da corrosão para que uma barra de bitola maior pudesse sofrer curvatura. Ao formar produtos da oxidação em torno das armaduras, o concreto sofreu dilatação exacerbada, provocando a ruptura do cobrimento por tração, deixando-as ainda mais expostas as intempéries e agentes agressivos, como demonstra a Figura 5.



Figura 5: Armaduras expostas no térreo

À medida que a inspeção decorreu, iniciou-se a prospecção por mensurar em qual intervalo de fissuração a estrutura estava exposta. Para tanto, usou-se um fissurômetro por comparação. As fissuras mensuradas são de espessuras bastante variadas. Foram encontradas fissuras de 3 mm até 0,55 mm.

Já no subsolo, é possível perceber que a maior parte das manifestações patológicas se instalou na base dos pilares, como pode ser visto através da Figura 6; sendo bastante rara a presença de armaduras expostas na região médio-alta dos mesmos.



Figura 6: Deslocamento do cobrimento basal dos pilares e armadura exposta

3.1.4. Considerações acerca da análise visual

A inspeção visual permitiu inferir que a estrutura do térreo está com maior grau de deterioração que a estrutura do subsolo. Isso pode ser proveniente de vários fatores, como:

- A estrutura do térreo está submetida, há aproximadamente 28 anos, a ciclos de molhagem e secagem, oscilações térmicas e, obviamente, a radiação solar;
- Concretagem ineficiente, com o cobrimento das barras das esperas menor do que o necessário por falta de espaçadores (daí a necessidade da utilização de uma camada de argamassa para aumentar esse cobrimento ou uma tentativa frustrada de se corrigir os primeiros indícios de corrosão de maneira leiga);
- Concreto com alta relação água/cimento, gerando maior porosidade no material.

Devido às intempéries e à radiação solar, os elementos constituintes do térreo se tornaram mais porosos, frágeis e, sendo assim, mais suscetíveis à lixiviação e à carbonatação. Devido ao grau de deterioração da estrutura térrea, optou-se por não realizar nenhum ensaio não destrutivo. Como a parte do subsolo estava em um grau de deterioração mediano, decidiu-se realizar os ensaios para verificação do quanto as manifestações patológicas afetaram seus elementos.

Em campo, realizou-se esclerometria nos pilares e paredes-diafragma, ultrassom nos pilares e pacometria. Enfatizou-se a análise dos pilares, já que se mostraram mais acessíveis e suscetíveis às manifestações patológicas. Já os demais elementos – lajes e vigas – puderam ser avaliados e diagnosticados visualmente.

3.2. Ensaios Não Destrutivos em campo

3.2.1. Esclerometria

Os valores do índice de reflexão foram determinados segundo o critério de cálculo preconizado pela norma [3]. Os valores que se afastaram em 10% da média não foram considerados no valor final do índice esclerométrico. Ao descartar esses valores, recalculou-se a média com os valores considerados válidos. O resumo dos dados aferidos nos pilares encontra-se na Tabela 1:

Tabela 1 – Índice esclerométrico médio dos pilares – Data: 11/08/2015

Elemento	Área	IE _{efetivo}	C.V. (%)	Elemento	Área	IE _{efetivo}	C.V. (%)
P1	A1	58,9	6%	P2	A1	58,4	4%
	A2	60,8	4%		A2	56,8	4%
	A3	59,3	4%		A3	54,8	5%
	A4	56,8	4%		A4	58,4	5%
P3	A1	59,3	7%	P4	A1	65,9	5%
	A2	57,8	7%		A2	61,9	5%
	A3	61,8	4%		A3	59,9	5%
	A4	59,8	5%		A4	55,6	5%
P5	A1	55,2	3%	P6	A1	66,5	4%
	A2	56,0	5%		A2	68,1	3%
P7	A1	60,0	3%	P8	A1	57,4	5%
	A2	61,3	6%		A2	62,7	5%
	A3	60,1	4%	Média global		59,7	
	A4	58,0	5%	C. V. global		5,60%	

Quanto às paredes-diafragma, pode-se perceber que os valores das áreas de impacto não variaram em função da distância, uma vez que visualmente as paredes estavam menos atingidas pelas manifestações patológicas (em toda a sua superfície) que os pilares e possuíram valores de índice esclerométrico em torno de 54,20; um pouco abaixo da média obtida nos pilares.

Trata-se de uma hipótese a explicação dos valores dos índices de reflexão, como eles possuem baixa variação em relação à média obtida, indicando certa homogeneidade do estado do material na superfície. E de se suspeitar, como pode ser visto, os índices esclerométricos estão consideravelmente altos, uma vez que o aço para calibragem do esclerômetro possui dureza 80, demonstrando a alta rigidez da superfície do material, indicando que está severamente carbonatada.

3.2.2 Ensaio ultrassônico

Os resultados da VPU para os pilares foram apurados nas áreas delimitadas pelas barras longitudinais e estribos, a fim de se evitar interferência do metal na mensuração da velocidade. Foram obtidos os tempos relativos à propagação da onda por ultrassonografia pelo método direto nos pilares. A partir da mensuração do tempo de difusão e da distância entre transdutores, obteve-se a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas. Através da velocidade média obtida nos ensaios, pode-se categorizar o concreto, conforme Tabela 2:

Tabela 2 – Correlação entre velocidade de propagação e qualidade do concreto [8]

Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Ótimo
$3000 < V < 3500$	Bom
$2000 < V < 3000$	Regular
$V < 2000$	Ruim

A Tabela 3 dispõe os tempos de transmissão obtidos e as suas respectivas distâncias. A faixa M se refere a região mediana do pilar (aproximadamente 1,30 m) e a faixa B, a região baixa (aprox. 0,90 m).

Tabela 3 – Tempo de transmissão médio nos pilares – Data: 21/08/2015

Elemento	Faixa	Distância (cm)	Tempo (μ s)	Velocidade média (m/s)	Qualidade	C. V. (%)
P1	M	25,50	61,58	4.153,96	Ótimo	6%
P2	M	26,00	61,11	4.262,84	Ótimo	5%
	B	26,00	59,63	4.366,01	Ótimo	5%
P3	M	25,00	61,55	4.080,88	Ótimo	8%
	B	25,00	61,80	4.046,85	Ótimo	2%
P4	M	26,00	62,85	4.139,20	Ótimo	3%
	B	26,00	70,83	3.691,13	Ótimo	9%

Como pode ser observado, o concreto analisado é considerado de ótima qualidade. Uma das hipóteses levantadas quanto a isso, se deve ao fato da carbonatação preencher os poros do concreto com os sais resultantes da reação de neutralização que a caracteriza, deixando-o mais denso.

3.2.3. Pacometria

Sistematizou-se o detalhamento, conforme poderá ser visto abaixo, enumerando as barras prospectadas e seus respectivos cobrimentos. Os cobrimentos dos pilares prospectados variaram de 23 a 49 mm. A Figura 7 ilustra o arranjo do pilar P1:

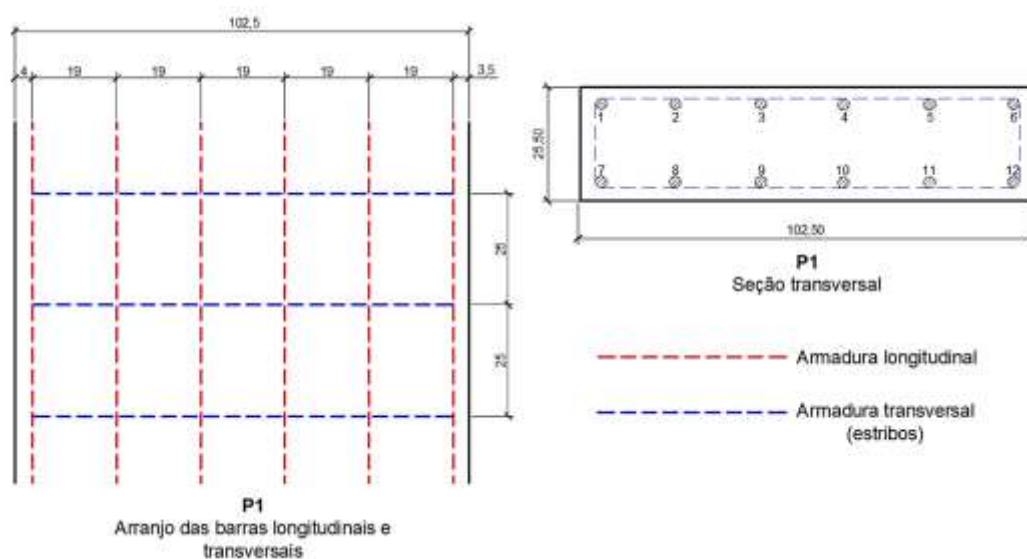


Figura 7: Detalhamento das barras do pilar P1

3.3. Ensaio em laboratório

3.2.1. Esclerometria

Os valores obtidos são representativos para composição da curva resistência à compressão versus índice de reflexão, a fim de corrigir os dados diante da ação da carbonatação, para uma correlação válida entre fck e índice esclerométrico, conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Relação entre Fck e IE

Item	Fck (MPa)	IE _{efetivo}	C. V. (%)	Item	Fck (MPa)	IE _{efetivo}	C. V. (%)
CP 1	14,3	50,09	4%	CP 6*	5,8	45,69	6%
CP 2*	15,9	58,34	6%	CP 7*	16,9	57,44	4%
CP 3	22,2	58,23	4%	CP 15	20,1	60,07	3%
CP 4	13,6	46,41	5%	CP 16	19,0	55,12	5%
CP 5	18,9	51,91	4%	CP 17	17,1	53,50	5%

* não faz parte da composição da curva

A Figura 8 ilustra a relação gráfica e matemática entre essas duas propriedades, segundo os dados obtidos no ensaio em laboratório.

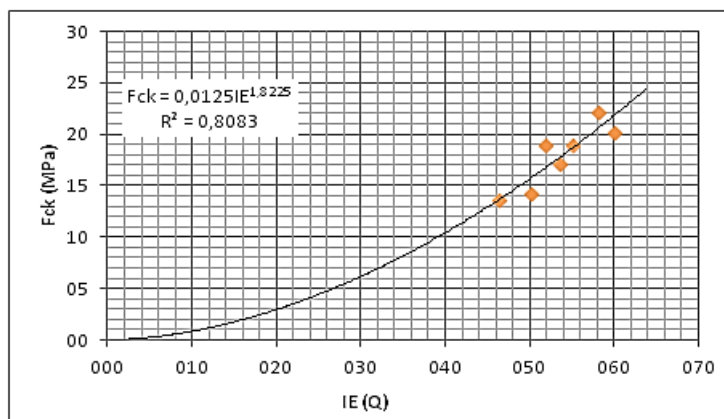


Figura 8: Curva de correlação entre resistência característica (fck) e índice de reflexão (IE)

Optou-se por utilizar esta curva potencial, uma vez que se a resistência mecânica for zero, a dureza superficial também será zero. Pode-se inferir também que quanto maior a resistência mecânica, maior será também a relação resistência e dureza superficial, indicando que: quanto maior for o fck, menor será o índice esclerométrico, uma vez que o material em tratamento está altamente carbonatado.

A resistência à compressão do concreto analisado, usando a curva fck x IE construída a partir dos ensaios em corpos-de-prova, variou de 17 a 26,1 MPa para pilares, e, 14,3 a 20,7 MPa para paredes-diafragma, o que para padrões da época em que foi construído é um bom resultado, apesar de o material estar sujeito à carbonatação severa.

3.2.2. Ensaio Ultrassônico

Os valores obtidos no ensaio de propagação de ondas ultrassônicas nos corpos-de-prova variaram de 4013 a 4684 m/s, sendo assim, considerados com qualidade ótima. Enfatiza-se também que o coeficiente de variação do ensaio é considerado baixo (5%), demonstrando que o material prospectado possui características similares.

3.2.3. Avaliação da Carbonatação

A Figura 9 ilustra os corpos de prova rompidos por compressão diametral e aspergidos por uma solução 1% de fenolftaleína.

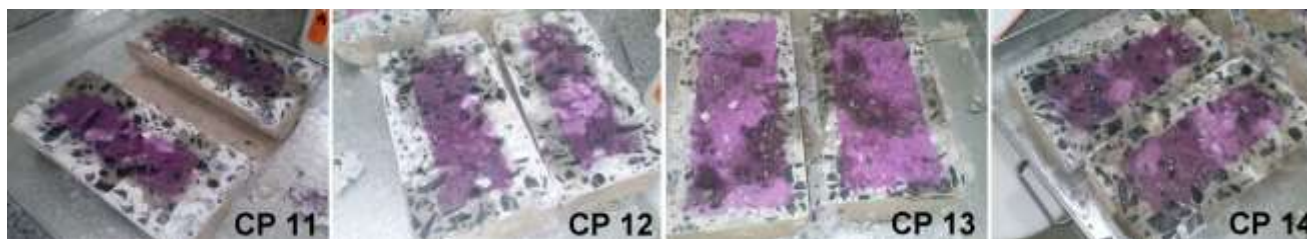


Figura 9 – Corpos de prova expostos à fenolftaleína

A frente de carbonatação observada foi quantificada para correlação com o cobrimento das armaduras dos pilares investigados. Apesar de se apresentarem variados, pode-se inferir através de todos os dados levantados que a frente de carbonatação atingiu as amostras em um intervalo de 14,78 a 41,96 mm de profundidade.

3.2.4. Ensaio de Absorção Capilar

Como pode ser visto na Figura 10, há uma grande dissonância entre o CP 8 e os demais, demonstrando que possui maior absorção capilar que os outros averiguados, além de possuir maior resistência. Percebe-se que, apesar do deslocamento do CP 8 dos demais, os seus dados possuem variabilidade próxima.

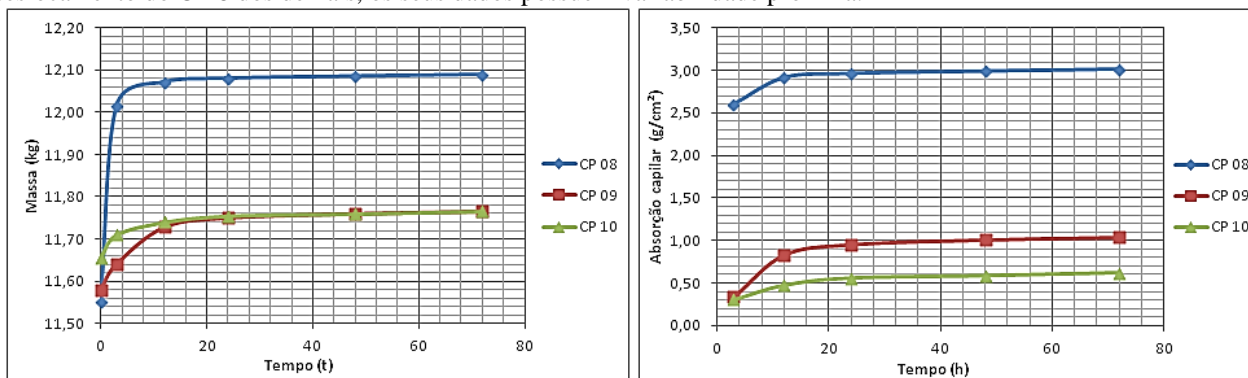


Figura 10: Evolução da massa x tempo e absorção capilar x tempo

Acerca das características dos corpos-de-prova, comparando-os entre si, algumas hipóteses podem ser formuladas:

- O CP 8 possui maior porosidade que os demais, uma vez que tem absorção capilar alta (3,01 g/cm²) em comparação com CP 10 (0,62 g/cm²). Possui também altura capilar considerável (32,8 mm), permitindo inferir que possui poros finos e interconectados, estando então mais suscetível ao processo de carbonatação. Possui também a maior resistência à tração (1,9 MPa) entre os corpos-de-prova analisados neste ensaio;
- O CP 9, apesar de possuir a maior altura capilar (45,51 mm), possui a menor resistência (1,0 MPa). Isso permite inferir que seus poros são menores, bem interconectados, entretanto, algum fator influenciou na sua baixa resistência à tração, como relação água/cimento um pouco maior que dos demais, formação de nata de cimento, carbonatação em um grau mais elevado que os demais, etc.;
- Já o CP 10, possui resistência à tração considerável (1,7 MPa), todavia, menor absorção capilar e altura capilar (8,12 mm). Isso permite inferir que seus poros são de diâmetros maiores e/ou pouco interconectados.

A Tabela 6 demonstra os resultados de absorção capilar:

Tabela 6 – Absorção capilar dos corpos de prova

Item	Tempo (h)	Absorção capilar (g/m ²)	Altura média (mm)
CP 08	72	30.181,64	32,80
CP 09	72	10.637,78	45,51
CP 10	72	6.105,17	8,12

A literatura [14], [15] demonstra que concretos de 63 dias de idade possuem absorção capilar em torno de 1.200 g/m² (para concretos de resistência 30 e 60 MPa); enfatizando que a maior absorção capilar pode ser encontrada às 24 horas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



(5.000 g/m²). Diante desses dados, pode-se perceber que a absorção capilar nos corpos-de-prova e, conseqüentemente, na estrutura, ainda sim é altíssima, levando em consideração a variabilidade dos dados.

4. CONCLUSÃO

Na inspeção visual, conforme exemplifica a Figura 6, verificou-se que a maioria das esperas do térreo já haviam se deteriorado completamente. Quanto ao subsolo, percebeu-se que está em um grau de deterioração inferior ao térreo, porquanto não está sujeito a intempéries e radiação solar diretamente. Também observou-se que a corrosão das armaduras destruiu a base dos pilares, região bastante crítica para reparos ou ações terapêuticas em um grau de deterioração visível e severa.

Quanto à inspeção detalhada, pode-se afirmar sobre o subsolo:

- a) Mesmo que a norma em vigor na época da construção [9], não abordando os conceitos de classes de agressividade ambiental e considerando o cobrimento muito abaixo do preconizado pelas normas atuais [16], todos os cobrimentos atenderiam aos critérios desta uma vez que o cobrimento variou de 23 a 49 mm, conforme aferido pelo ensaio de pacometria;
- b) A profundidade da frente de carbonatação mensurada em laboratório corroborou a corrosão das armaduras observadas em campo, uma vez que de acordo com o intervalo mensurado em laboratório, a frente atingiu as armaduras, despassivando-as, permitindo o início do processo de corrosão, como pôde ser visto durante a inspeção visual;
- c) Esses fatos dão ainda mais respaldo à hipótese que o concreto usado, estando ou não de acordo com a norma vigente na época, não era suficientemente resistente à frente de carbonatação. Em alguns pontos, a norma permite (se o cobrimento for menor que o diâmetro) que se utilize cobrimentos da ordem de 15 mm (pilares internos) a 25 mm (para concreto aparente ao ar livre – condição mais agressiva se relacionada ao contexto de pilares);
- d) A frente de carbonatação mensurada em laboratório demonstra que seria inviável se retirar a camada carbonatada em campo, porquanto deixaria as armaduras completamente sem proteção, sendo que as mesmas já estão com suas seções úteis comprometidas pelo intenso processo corrosivo;
- e) Infere-se que o material analisado possui alta absorção capilar. A partir disso, percebe-se o porquê da base dos pilares terem sofrido maior ação da corrosão de armaduras, porquanto recebeu agentes agressivos através da absorção capilar, já que esses elementos estavam em contato com umidade.

Contudo, para análise mais aprofundadas e parecer definitivo, seria necessário recorrer à retirada de testemunhos, análise de projeto, planilhas orçamentárias da época, e estudos de fundação seria bastante esclarecedores.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. *Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2014, 782 p.
- [2] Souza, V. C.; Ripper, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1998.
- [3] Associação Brasileira De Normas Técnicas. *NBR 7584: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [4] _____. *NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [5] _____. *NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- [6] _____. *NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica*. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [7] American Concrete Institute. *ACI - 228 - 2R - 98, 1998, Nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures*, Detroit, 60 pp.
- [8] CARMO, Marco Antônio do. *Estudo da deterioração de marquises de concreto armado nas cidades de Uberlândia e Bambuí*. 2009. 139 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2009.
- [9] Associação Brasileira De Normas Técnicas. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.
- [10] _____. *NBR 5739: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [11] _____. *NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [12] RILEM TC, “CPC18 measurement for hardened concrete carbonated depth, RILEM recommendations for the testing and use of construction materials RILEM,” Bagnex, France, 1994.
- [13] _____. *NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade*. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [14] REGATTIERI, C. E. X., SILVA, M. G. HELENE, P. et al. Influência do tipo de cimento na resistência, na absorção capilar e na difusão de cloretos dos concretos plásticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CIMENTO, 4., São Paulo, 1996. *Anais...* 4 v, v. 1, p. 37 – 56, São Paulo: ABCP, 1996.
- [15] BAROGHEL-BOUNY, V., LARRAND, F. In place durability assessment for the next millenium-long-term study. In: MALHOTRA, V. M. (ed.) CANMET/ACI. International Conference on Durability of Concrete, 5th., Barcelona, 200. *Proceedings*. American Concrete Institute, 2 v., v. 1, p. 319- 338.
- [16] Associação Brasileira De Normas Técnicas. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.



ANÁLISE DA REABILITAÇÃO DO CENTRO CULTURAL BERNARDO MASCARENHAS BASEADO NOS CRITÉRIOS DO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL

D. A. MORATORI

Arquiteto e Urbanista, mestrando PROAC
Universidade Federal de Juiz de Fora
MG; Brasil
danielmoratori@hotmail.com

M.T.G. BARBOSA

Professora, D. Sc.
Universidade Federal de Juiz de Fora
MG; Brasil
teresa.barbosa@engenharia.ufjf.br

RESUMO

A antiga Companhia Têxtil Bernardo Mascarenhas, fundada em 1888, foi uma importante empresa situada no centro histórico na cidade de Juiz de Fora, localizado em MG, impulsionando a antiga província a ganhar o título de "Manchester Mineira". A companhia passou por uma grande intervenção de reabilitação, ocorrido após a falência da fábrica em 1984. Devido às dimensões e diversidade de utilizações do complexo (Mercado Municipal e Centro Cultural) optou-se, nesse trabalho concentrar os estudos na região destinada ao Centro Cultural considerando o representativo movimento social "Mascarenhas, meu amor!". Nesse contexto, o presente artigo tem como objetivo efetuar uma análise das manifestações patológicas, bem com a inclusão nas intervenções efetuadas até o momento no que se refere ao conceito de desenvolvimento sustentável (dimensões ambientais, sociais e econômicas). Na elaboração do artigo foi realizada uma pesquisa com abordagem qualitativa, com coleta de dados visuais, identificação dos materiais construtivos, das manifestações patológicas existentes no processo de reabilitação e das soluções adotadas. Como resultado, verificou-se que uma variedade das soluções impostas se alinha com a sustentabilidade, como: o uso do aço para reforço estrutural e recuperação das vigas de madeira e do engradamento do telhado, a instalação de equipamentos de acessibilidade, dentre outros. Este trabalho contribui no sentido fornecer subsídios para que todo o complexo seja inserido no conceito do desenvolvimento sustentável.

Palavras-chave: Patrimônio, reabilitação, desenvolvimento sustentável.

ABSTRACT

The Bernardo Mascarenhas Textile Company, founded in 1888, is a relevant building in the historic center in Juiz de Fora city, located in Minas Gerais, seeing that the province to won the title of "Manchester Mineira". The company underwent a rehabilitation intervention, which occurred after the bankruptcy of the factory in 1984. Due to the size and diversity of the complex uses (Municipal Market and Cultural Center) chose to, this work focus the studies in the region aimed at Cultural Center considering the social movement "Mascarenhas, my love!" In this context, this paper aims to make an analysis of the pathological manifestations, as well as inclusion in intervention made so far with regard to the concept of sustainable development (environmental, social and economic). In preparing this paper a qualitative research was conducted, with collection of visual data, identification of construction materials, pathological manifestations in the rehabilitation process and the solutions adopted. As a result, it was found that a variety of solutions imposed aligns with sustainability, such as the use of steel for structural reinforced and restoration of wooden beams and roof crating, installation of accessibility equipment, among others. This work contributes towards providing support for the entire complex is inserted into the concept of sustainable development.

Keywords: Heritage, rehabilitation, sustainable development.

1. INTRODUÇÃO

A Companhia Têxtil Bernardo Mascarenhas, empresa situada no centro histórico da cidade de Juiz de Fora (MG), foi uma das empresas que impulsionou a antiga província transformando-a em um município moderno. Inaugurada em 07 de maio de 1888 (vide figura 1), utilizou a energia proveniente da primeira hidrelétrica da América Latina, a Usina Hidrelétrica de Marmelos, criada em 1889 [1]. Conforme Arantes [2], esse processo de industrialização acelerado, em conjunto com o estilo arquitetônico das indústrias instaladas, renderiam à cidade o título de “Manchester Mineira”.



Figura 1: Centro Cultural Bernardo Mascarenhas (Fonte: autores)

As mudanças político-econômicas no Brasil tiveram impacto negativo na companhia, apesar de toda expansão e avanços tecnológicos. Neste contexto, a Companhia Têxtil Bernardo Mascarenhas encerrou suas atividades em janeiro de 1984, depois de 96 anos de funcionamento. Entretanto, antes de finalizar suas atividades, a prefeitura da cidade tinha manifestado interesse na preservação do complexo, iniciando no ano de 1982 e, em 10 de janeiro de 1983 foi assinado o termo de tombamento. A compra das instalações do complexo pela prefeitura foi realizada entre os anos de 1983 a 1987, sendo totalmente restaurado para abrigar o Centro Cultural e o Mercado Municipal [3].

Atualmente, o complexo da antiga Companhia Têxtil Bernardo Mascarenhas é composto pelo Centro Cultural Bernardo Mascarenhas, o Mercado Municipal e a Biblioteca, além de um anexo ao lado do mercado. Devido às dimensões do complexo, e considerando a facilidade de acesso e obtenção de dados, bem como a importância do movimento social “Mascarenhas, meu amor” (ocorrido em 30/07/1983, em prol da restauração do prédio e da cessão do espaço para atividades artísticas), optou-se por trabalhar na região destinada ao Centro Cultural Arantes [4].

Cabe mencionar que a transformação da fábrica de tear em Espaço de Cultural ocorreu no ano de 1987, sendo o mais ousado projeto cultural de Minas Gerais. Em 1997, o Espaço Cultural Bernardo Mascarenhas sofreu uma reforma sendo reinaugurado em 2000, totalmente restaurado e com o nome de Centro Cultural Bernardo Mascarenhas - CCBM [5].

O CCBM apresenta uma rigorosa simetria, com partido arquitetônico embasado em corpo central constituído de três pavimentos, com frontões retos com dupla arcada cega arrematando a composição em suas quatro faces que compõe seu coroamento e marcando o eixo de simetria, ladeado por extensas alas horizontais de dois pavimentos. No térreo abrem-se três vãos de portas, enquanto o segundo nível possui amplas janelas rasgadas por inteiro, com vergas retas, balcões protegidos por grades metálicas, apoiadas sobre consoles ornamentados. A articulação da fachada do terceiro pavimento com as alas laterais é feita através de elementos à feição de contrafortes encurvados e terminados em volutas. A horizontalidade da composição é acentuada pelo embasamento elevado até a altura dos peitoris das janelas e pelas linhas contínuas dos entablamentos intermediário e superior e da platibanda maciça cujo desenho alterna áreas almofadas e pedestais. As fachadas são dominadas pelo ritmo regular da seqüência de vãos arqueados, com vedações de madeira e vidro, com bandeira fixa, caixilho tipo guilhotina na parte superior e veneziana na inferior [6].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O edifício pode ser dividido em duas partes: a *área técnica*, localizada no primeiro pavimento sendo composta pelo setor administrativo e afins, camarins, sala apoio técnico e salas de apoio e as *áreas de acesso público*, que existem em todos os três pavimentos onde encontram-se galerias de exposições, teatro, salas multifuncionais (destinadas a oficinas de pinturas, cerâmicas, fotografias, desenho, gravura e serigrafia etc), videoteca além de algumas com uso indefinido.

Cabe mencionar que a reabilitação dos patrimônios históricos, muitas vezes, requer uma adequação às necessidades contemporâneas dos usuários. Conforme Baracho [7], essas mudanças, tem de ser avaliadas não só sob o aspecto da importância do patrimônio, mas, também, há necessidade de avaliar as eficiência e eficácia, tanto em relação a sua riqueza patrimonial, como em relação a sustentabilidade, ou seja, os patrimônios devem sofrer intervenções tornando-as inteligentes e imbuídos de novas tecnologias, mas sem que ocorra a sua descaracterização.

O presente artigo tem como objetivo analisar as intervenções no Centro Cultural Bernardo Mascarenhas considerando os conceitos de desenvolvimento sustentável, ou seja, analisando os parâmetros sociais, econômicos, ambientais e institucionais, a fim de prolongar a vida da edificação. Na elaboração do artigo foi realizada uma pesquisa com abordagem qualitativa, com coleta de dados visuais, identificação dos materiais construtivos, das manifestações patológicas existentes no processo de reabilitação e das soluções adotadas na obra.

2. ANÁLISE DAS DIMENSÕES DA SUSTENTABILIDADE PRESENTES NO CCBM

2.1 O Aspecto Social

O aspecto social/cultural no CCBM é o mais evidenciado quando comparado com os demais, já que a própria existência do espaço está direcionada a usos sociais [8]. A partir desse ponto, nota-se uma comunicação entre a preservação da edificação e comunidade. Antes da primeira reforma o espaço já começava a receber shows e festivais musicais, atraindo um número considerável de pessoas, na tentativa de cumprir os ideais que motivaram artistas e intelectuais a irem as suas com a campanha "Mascarenhas meu Amor". Atualmente, comporta também, vários ateliers para realizações das mais diversas tarefas, galerias de exposições, que inclusive expõem os trabalhos desenvolvidos nas oficinas sociais, escolas locais, teatro.

Uma questão importante a ser destacada é a facilidade de sua integração com o meio urbano, pois sua implantação é inserida em uma centralidade da cidade. A acessibilidade é um dos fatores que foram primordiais a inclusão e mobilidade espacial entre os pavimentos. Conforme consta no processo da Divisão de Patrimônio Artístico e Cultural (DIPAC) nº3649/82 [9], uma intervenção foi executada entre novembro de 2010 a julho de 2011, sendo instalada uma plataforma elevatória na recepção para acesso ao segundo pavimento. Os banheiros de uso público no primeiro pavimento ganharam os padrões exigidos para garantirem acessibilidade [10].

2.2 O Aspecto Econômico

A edificação do CCBM, ao ser analisada dentro de sua gestão econômica, se enquadra no mesmo sentido de, na reabilitação, as vantagens econômicas não serem lineares, pois dependem do estado de conservação do edifício e respectivos estudo de diagnóstico, da estratégia de intervenção e de um planejamento rigoroso de todas as fases de obra. No entanto, é claro que existe uma redução dos custos associados tanto à demolição e licenciamento da construção, impactando favoravelmente no balanço total do custo da reabilitação, numa perspectiva integrada da obra e dos encargos associados ao seu uso e manutenção [11].

O CCBM promove a integração entre sociedade e grupos produtores de cultura da cidade, disponibilizando suas artes e produtos para compra, fomentando o fator socioeconômico. Mas um dos fatores a nível econômico que faz relação com o fator ambiental é o consumo de energia, proveniente ao uso do ar condicionado em todo o edifício. A própria manutenção do edifício prolonga sua vida útil, que hoje se busca através da sua conservação e soluções de problemas patológicos, diminuindo os gastos com intervenções mais complexas. A falta de investimento em sistemas de redução de consumo de água e conforto térmico em dias quentes se mostram necessários.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.3 O Aspecto Ambiental

Conforme Silva [12], a reabilitação é uma via para conservação dos recursos ambientais, com a atualização das condições de funcionalidade e conforto, buscando a melhoria do desempenho ambiental, além de uma ato de valorização dos recursos históricos e culturais de uma comunidade. A reabilitação tem a capacidade de reutilizar e reduzir os consumos de energia, e tem como objetivo aumentar o ciclo de vida dos edifícios e garantir maior adaptabilidade às funções a que está destinado, aumentando assim a sua qualidade [13].

Assim, podemos destacar que a escolha em empregar na reestruturação da edificação o aço como principal material, que é reciclável, distinguível e de fácil reversibilidade, constitui um aspecto positivo e maduro dentro das diretrizes de restauro, atendendo as demandas de uma obra sustentável. Nas análises visuais efetuadas constatou-se, inclusive o reforço com chapas metálicas e parafusos nas estruturas de madeiras danificadas, esse procedimento evitou a substituição de muitas peças de madeira, reduzindo a poluição gerada pela “eliminação de partes”. Em um contexto geral, no CCBM, a questão ambiental possui clara defasagem em relação aos outros quesitos, a saber:

- 1) O edifício tem um sistema de ar condicionado ineficiente, comprometendo o *conforto térmico* e honorando os custos com energia bem como as iluminações zenitais, estilo *shed* e lanternim, que recebem raios solares diretamente, sem nenhuma, provocando aquecimento do ambiente. Nota-se a necessidade de adicionar sistemas de proteção solar nos períodos de maior incidência do sol, reduzindo gastos energéticos e promovendo ao edifício maior conforto interno sem recorrer a dispositivos mecânicos [14]. O edifício tem em sua cobertura dois tipos de telhas: cerâmica e telha metálica trapezoidal, a última, por não ser termoacústica, não reduz o aquecimento interno contribuindo para o aumento da temperatura interna da edificação;
- 2) Como o edifício foi projetado antes de Juiz de Fora possuir energia elétrica, as aberturas e constituição dos elementos arquitetônicos se deram em função de uma maior captação de entrada da luz e ventilação naturais, como varias janelas nas fachadas em todos os pavimentos, bem como entradas de luz zenital, com *shed's* e lanternim, que mantém os ambientes bem iluminados. Sendo assim, dentro dos horários de luz solar abundante, não há carência que gere necessidade de iluminação elétrica em grande quantidade, o que em aspecto de uma iluminação geral, torna a edificação eficiente. Porém, essa iluminação natural combinada a genérica iluminação artificial, se tornam negativas quando analisamos as necessidades técnicas de ambientes que comportam salas de exposições, e acervos temporários. Externamente, a edificação não possui grandes intervenções em quesito de iluminação, a valorização dessa área também incorre em ganhos, pois ao valorizar a escala de pedestre, torna-se o ambiente mais seguro e atrativo, além de tornar a edificação mais presente na imagem da cidade, e trazer a ele novos públicos. Mesmo com essa possibilidade, o ar que ascende à edificação não se faz suficiente a sua gestão de conforto interno, devido as grandes áreas dos ambientes do CCBM, e ao fato de não haverem pontos de ventilação cruzada, para troca de ar assim como eliminação do ar quente;
- 3) Há inexistência de elementos e sistema que permitam um melhor controle do fluxo e redução do consumo de água, além da falta de um sistema de recolhimento das águas pluviais e implementação de estratégias para a sua utilização. Os diferentes tipos de telhas empregados no fechamento da edificação também dificultam uma total vedação, pois a incompatibilidade de tais elementos pode gerar lacunas com infiltrações e fugas de temperatura interna. Nos banheiros da edificação, as descargas não possuem válvulas com sistema de redução de gastos de água, nem reaproveitamento das águas cinzentas.

2.4. Aspecto Institucional

A manutenção do conjunto é de responsabilidade do órgão publico da cidade, a Fundação Cultural Alfredo Ferreira Laje (FUNALFA), merecendo destaque a recuperação da antiga fabrica de tecidos e sua transformação em espaço cultural. A Divisão de Patrimônio e Cultura (DIPAC) e o Conselho Municipal de Preservação do Patrimônio Cultural (COMPPAC), conforme o processo de tombamento nº3649/82, acompanham regulamente as obras de intervenções, conservação, manutenção da edificação, fazendo relatórios, propostas de intervenções, contratação de empresas para desenvolvimento de projetos de segurança contra incêndio e pânico, e estudos sobre o bem tombado.

3. AVALIAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EXISTENTES

Considerando a necessidade de reabilitar em busca da obtenção de segurança, higiene e estética do edifício, as manifestações patológicas mais comuns encontrados foram: fissuras, eflorescências, desenvolvimento de agentes biológicos, dentre outros. Nesse sentido foi analisado qualitativamente as manifestações existentes no CCBM incluindo, quando possível, suas causas e consequências.

3.1 Umidade

Consta-se a presença de umidade acidental decorrente dos remates mal executados dos tubos de queda, componentes do sistema esgotamento pluvial do telhado, que não completam as conexões e são falidos em conduzir a água sem que esta entre em contato com os materiais componentes da fachada da edificação. Esta patologia se agrava por atuação da capilaridade, que ajuda na migração da umidade para locais afastados da origem das anomalias. Especificamente nas conduções da água com tubode queda nas laterais da edificação (ver figura 02), a tubulação é interrompida, e os poucos centímetros que separa o ponto de captação do ponto de condução, possibilita a água se espalhar em velocidade pelas paredes e chão, que se encontra revestido com material impermeável, agravando a exposição às ações da umidade. Essa umidade acarreta descolamento/estufamento da pintura/revestimento causando deterioração da mesma, manchas escurecidas, perda de seção da camada pictórica (ver figura 03).



Figura 2: Manifestações patológicas decorrente de umidade. (Fonte: autores)



Figura 3: Manifestações patológicas decorrente de umidade. (Fonte: autores)

A deficiência no funcionamento dos ralos, e tubulações de esgoto, que no caso da edificação são construídos por novos sistemas, são graves pela pouca eficiência apresentada, são instalações conflituosas, e pouco elaboradas de forma sistêmica a manutenção, causando danos aos ambientes, como visível na figura 04, onde as paredes, a madeira e o forro do telhado estão em contato com a umidade que aflora dessas tubulações.



Figura 4: Manifestações patológicas decorrente de umidade. (Fonte: autores)

A umidade por precipitação acontece graças à ação da chuva em contato direto com a fachada, seja por redirecionamento de sua direção pelos ventos, ou por não haverem quebras e bloqueios nessa fachada por meio de platibandas, beirais e outros artifícios, essa incidência de água nas fachadas pode influenciar um acréscimo do teor em água dos materiais, aumentando a condutibilidade térmica e elevando a probabilidade da ocorrência de condensações. Na fachadas do CCBM, existe o desenvolvimento de microrganismos, bolor e fungos, além de microflora e vegetação de pequeno porte nas tubulações (ver figura 05), desprendimento do emboço em algumas extremidades, que chegam a constituir perda de seção (ver figura 06). Existe também uma intensa sujidade nesses pontos críticos de umidade, com manchas enegrecidas (ver figura 07). Nos gradis que compõe os balcões, a umidade esta em contato direto com o ferro, apesar de ainda não terem sofridos danos graves, precisa de manutenção periódica como medida preventiva.



Figura 5: Desenvolvimento de microflora e vegetação de pequeno porte. (Fonte: autores)



Figura 6: Perda de seção. (Fonte: autores)



Figura 7: Sujidade. (Fonte: autores).

3.2 Agentes Biológicos

A firma juiz-forana Controlpag foi responsável pelo processo de descupinização da edificação, que ocorreu no ano de 2010, o processo foi de análise de todo madeiramento, com a substituição das peças quando não havia formas de recuperação. Essa reforma no telhado e no trato da madeira são visíveis pelas boas condições em que se encontram os componentes do mesmo. Não são visíveis agentes biológicos no mesmo. Apenas em alguns pontos, o madeiramento apresenta descascamento das camadas de tinta, o que não traz danos maiores a edificação, e pode ser solucionado com a manutenção periódica (conforme ilustrado na figura 8 e 9).



Figura 8: Agentes biológicos. (Fonte: autores)



Figura 9: Agentes biológicos. (Fonte: autores)

Com relação às madeiras que entram em contato direto com outros materiais de maior capilaridade, como as paredes que fazem o fechamento da edificação, o aparecimento de agentes biológicos, acontece, precedidos pela umidade que nesses pontos é incidente.

3.3 Fissuras

Foram observados o aparecimento de fissuras, com inclinações variadas, no canto das aberturas de janelas, geradas pela falta e/ou deficiência de vergas e contra-vergas, que podem ser decorrentes de erros no processo construtivo da edificação, e durante o processo de restauro não foram detectadas ações que eliminassem a causa (ver figura 10). Essas fissuras aparecem também, em paredes no interior da edificação, e mesmo aparentemente estando elas apenas em camadas superficiais de tinta e reboco, é necessário atenção, pois podem ocasionar problemas estruturais graves.



Figura 10: Fissuras (Fonte: autores)

3.4 Diagnóstico das esquadrias

Ao percorrer a edificação, é possível diagnosticar diversas patologias nas janelas. Sendo grande parte, fruto da ação das intempéries, causador de umidade e da falta de manutenção sistêmica, nesse aspecto observou-se: janelas apodrecidas oriunda da presença de umidade; janelas com vidros da fachada principal da edificação quebrados; alguns pontos com massa, de possível descupinização, ou de colagem da madeira, em cor destoante aos componentes das esquadrias, o que causa uma deformidade na harmonia da fachada. As portas, no interior da edificação, apresentam as mesmas patologias ligadas à umidade, porem a base que entra em contato com o chão possui maior sinal de intensidade de danificação, o que pode ser explicado pela umidade ascendente ou ainda pela limpeza cotidiana do chão que pode infligir esses pontos (conforme ilustrado na figura 11).



Figura 11: Esquadrias (Fonte: autores)

4. CONCLUSÃO

O presente artigo se debruçou sobre o tema de reabilitação de patrimônio histórico e os critérios de desenvolvimento sustentável, tentando identificar as ações positivas e negativas no CCBM. Ao longo dos séculos, tendo o conceito de patrimônio evoluído e ampliado, as diversas e novas tecnologias começaram a ser inseridas e aceitas como soluções para a manutenção e conservação do bem cultural, não apenas pela redução dos gastos de energia, mas também pela reutilização adaptável de edificações tombadas, buscando formas de recuperação e manutenção de sua estrutura e identidade, além de adaptá-las às mudanças climáticas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Conforme foi analisado, percebe-se que o CCBM demonstra uma necessidade de melhora na questão ambiental, pois há uma clara defasagem em relação aos outros aspectos. Fatores como conforto térmico, desempenho energético, iluminação, ventilação, gestão da água, qualidade do ar, necessitam de ações que otimizem os recursos naturais e tenham a sustentabilidade como objetivo. A utilização da energia limpa e reaproveitamento da água, proteção nos períodos de maior incidência solar já potencializaria alguns recursos da edificação. Mesmo que seja evidenciado no CCBM o caráter social/cultural e institucional, os outros critérios que se encontram em déficit devem ser melhor trabalhados, sem colocar em detrimento a viabilidade das outras partes.

Espera-se que esse trabalho possa contribuir para que todo o complexo possa ser inserido no contexto do desenvolvimento sustentável, com a identificação de estratégias aplicáveis na reabilitação nas demais áreas do conjunto arquitetônico que se alinham com os objetivos dessa causa, identificando as ações que não estão sendo desenvolvidas e comprometam as diretrizes de sustentabilidade.

5. REFERÊNCIAS

- [1] CROCE, M. A. *O Encilhamento e a Economia de Juiz de Fora: O Balanço de uma Conjuntura*. 1888-1898. FUNALFA edições. Juiz de Fora, 2008, pp.34-36.
- [2] ARANTES, Haydêe Sant'Ana. *Memórias do cineclubismo: A trajetória do CEC – Centro de Estudos Cinematográficos de Juiz de Fora*, 2014. 186 p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Juiz de Fora, pp. 64.
- [3] PEREIRA, Cláudia M. "Centro Cultural Bernardo Mascarenhas: de ícone industrial a Espaço de Cultura". *Vox Musei: Livro de Resumos*. 2013. pp. 169.
- [4] ARANTES, Haydêe Sant'Ana. *op.cit.*, pp.126-127.
- [5] PEREIRA, Cláudia M. *op. cit. , loc. cit*
- [6] FUNALFA, Fundação Ferreira Laje. Centro Cultural Bernardo Mascarenhas: histórico. Disponível em: <http://pjf.mg.gov.br/administracao_indireta/funalfa/patrimonio/historico/bernardo_mascarenhas.php >. Acesso em 12 de nov. de 2015
- [7] BARACHO, Anna Sophia Barbosa. *Patrimônio sustentável: reflexões sobre as melhores práticas anglo-saxônicas aplicadas a edificações culturais*. 2013. 165 p. Dissertação (Mestrado em Ambiente Construído e Patrimônio Sustentável) - Universidade Federal de Minas Gerais, pp.13.
- [8] PEREIRA, Cláudia M. *op. cit. , loc. cit*.
- [9] DIPAC, Divisão de Patrimônio Artístico e Cultural. *Processo de tombamento da Fábrica Bernardo Mascarenhas nº3649/82*. 1982. Juiz de Fora: PJF/DIPAC
- [10] BARACHO, Anna Sophia Barbosa. *op.cit.*, pp.144.
- [11] TARRÉ, Gonçalo Teles de Abreu. *Poderá a reabilitação incorporar a procura da sustentabilidade? Análise de Caso - Moradia Unifamiliar*. 2010. p.90. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa.
- [12] SILVA, Marta Trigo M. Taxa da. *Reabilitação sustentável: Adaptação conceptual de um edifício do século XIX do centro do Porto*. 2013. p 92. Dissertação (Mestrado em Design) - Escola Superior de Artes e Design.
- [13] DIAS, Luís Filipe Sousa da Costa. *A Sustentabilidade na Reabilitação do Patrimônio Edificado*. 2012. 127 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Perfil Construção) - Universidade Nova de Lisboa. pp.19.
- [14] DIAS, Luís Filipe Sousa da Costa. *op.cit.*, pp.74



**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES ESTRUTURAIS PARA RECUPERAÇÃO DE OBRAS
ABANDONADAS: UM ESTUDO DE CASO (PRF)**

M. L. SANTOS FILHO

Engenheiro Civil PhD
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
maurolacerda1982@gmail.com

D. J. SOUZA

Engenheiro Civil.
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil.
diegojesusdesouza@hotmail.com

C. FALAVIGNA

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
cezfalasilva@gmail.com

C. M. ROSA

Graduanda em Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
camila_mrosa@yahoo.com.br

C. A. ESTEVES

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
estevesian@hotmail.com

RESUMO

A construção civil é um dos setores que mais sofre as consequências dos fatores econômicos, isto foi possível observar nos investimentos dos anos de 1980 e 1990 se comparados com o até final dos anos 2000. Devido à instabilidade econômica do Brasil nas décadas de 80 e 90, hoje se encontram muitas edificações inacabadas no país, seja na esfera privada ou na pública. O presente artigo trata da análise das condições estruturais de um edifício comercial cuja construção foi interrompida há 25 anos. A fim de questionar a estabilidade do prédio para avaliar uma possível reabilitação, o estudo apresenta os resultados de diversos ensaios, como de ultrassom, resistividade elétrica do concreto, carbonatação e esclerometria. Em comparação com valores normativos, os parâmetros obtidos com os ensaios auxiliam no parecer de durabilidade da edificação e de qualidade do concreto. Além disso, com o projeto original, fora realizada a modelagem do edifício em elementos finitos para que se permitisse avaliar se a estrutura ainda pode receber as cargas previstas ou se são necessárias readequações de projeto.

Palavras-chave: Estabilidade de obras abandonadas, Ensaios não destrutivos, Modelagem em elementos finitos.

ABSTRACT

Economic factors have a great influence in many departments and one of the most impacted is construction. In Brazil, this fact is easily noticed in investments of the 1980s and 1990s when compared to the late 2000s. Due to Brazil's economic instability on 80's and 90's, nowadays there are many unfinished buildings, whether in private or public sphere. This article deals with a commercial building's structural conditions, which construction was interrupted 25 years ago. In order to questioning the building's stability to evaluate its rehab, this study shows results of several tests, such as ultrasound, electrical resistivity of concrete, carbonation and concrete's sclerometry. Compared to normative values, the tests' parameters assist in conclusions about the building's durability and concrete's quality. Beyond that, featuring the original executive project, a finite element modeling has been done to allow the verification if the structure is still available to receive the provided load or it is necessary to make project changes.

Key-words: Abandoned structure's stability, Non-destructive tests, Finite element modeling.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O estudo das condições estruturais de obras interrompidas e abandonadas é essencial na avaliação de uma possível reabilitação da estrutura. Em diversas situações, por estarem constantemente expostas ao meio ambiente e não estarem protegidas, as estruturas acabam por apresentar manifestações patológicas que comprometem seu desempenho estrutural, exigindo reparos e, por vezes, reforços com readequação de projeto.

Para que o estudo apresente resultados confiáveis, é imprescindível que ensaios sejam realizados, a fim de que seja possível determinar com maior precisão os mecanismos de deterioração atuantes na obra [1]. Conhecidos os problemas que a estrutura apresenta, é possível o desenvolvimento de um estudo mais aprofundado acerca dos métodos de intervenção, produzindo resultados mais consistentes.

Os ensaios escolhidos para a análise desse estudo de caso foram: esclerometria, ultrassom, resistividade elétrica do concreto e profundidade de carbonatação, por estes serem ensaios com boa confiabilidade de resultados [2-6].

A esclerometria está relacionada à dureza superficial do concreto que, de certa forma, é um indicador da saúde do elemento ensaiado e, concomitantemente, associável a outras propriedades do concreto endurecido [3][4]. O equipamento mais utilizado para esse ensaio é o martelo de Schmidt, o qual fornece o chamado índice esclerométrico através da medição da energia de reflexão ao golpe a partir do impacto gerado [7]. Assim, é possível verificar a uniformidade do material na estrutura e estimar a resistência à compressão do concreto ensaiado por fórmulas e ábacos empíricos ou por correlações com resultados de rompimento de testemunhos extraídos na estrutura ensaiada [4]. Dessa forma, a esclerometria mostra-se um recurso bem interessante na avaliação da resistência de elementos em obras abandonadas.

O ensaio de ultrassom apresenta resultados importantes na avaliação da qualidade do material de campo, uma vez que permite a identificação de nichos de concretagem interiores ao elemento ensaiado, por exemplo. Assim, quando é feita a análise qualitativa da peça, é possível saber onde há falhas e quais as suas influências no desempenho da estrutura [5][6].

O ensaio de resistividade elétrica aponta a capacidade do concreto de resistir à condução elétrica. Através de tal parâmetro é possível avaliar a probabilidade de ocorrência de corrosão na armadura. A região mais indicada para a realização desse ensaio é o pé do pilar, visto que geralmente está suscetível aos processos de corrosão das armaduras devido à maior possibilidade de falhas de preenchimento, maior concentração de armadura e maior propensão à umidade [8].

A carbonatação é um processo que se desenvolve por perda de alcalinidade do concreto e consiste na formação de carbonato de cálcio decorrente da reação dos compostos alcalinos da pasta com o ácido carbônico que resulta do contato entre a umidade presente no concreto em contato com o gás carbônico presente no ar [9]. A redução do pH acontece a partir da superfície das peças estruturais em direção ao seu interior, podendo chegar até as armaduras, ocasionando a despassivação das barras de aço. A fim de identificar a profundidade a qual chegou a carbonatação, são realizados testes com a aspersão de indicadores de pH sobre parte destacada do concreto, sendo a solução aquo-alcoólica de fenolftaleína, o indicador mais comum para este fim [10-12]. Portanto, estruturas expostas a ambiente com grande incidência de gás carbônico, no caso, o ambiente urbano, estão propensas a apresentar uma maior profundidade de carbonação, que se atingir as armaduras pode comprometer as condições estruturais. Sendo assim, nota-se que estruturas expostas ao meio ambiente estão sujeitas a apresentar grande profundidade de carbonatação, fator que, caso atinja as armaduras, pode comprometer fortemente as condições estruturais.

A modelagem computacional de uma estrutura permite uma comparação entre o analisado em campo e o esperado por projeto. Assim, utilizar esse recurso para obras abandonadas mostra-se apropriado, uma vez que há chances de a estrutura se comportar de forma diferente da desejada. Além disso, a análise estrutural auxilia na determinação das regiões mais problemáticas da obra.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

A obra em estudo é um prédio da Polícia Rodoviária Federal (PRF) localizado no município de Colombo, Paraná. Sob responsabilidade do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) foi feito o projeto da edificação, em outubro de 1979. Em maio de 1980, houve alterações no projeto, sendo acrescido um balanço à estrutura. Após o início da obra, diante das condições econômicas do Estado na época, a construção foi interrompida, deixando apenas o

esqueleto do prédio. Hoje, a sede da PRF é constituída de uma instalação provisória à frente da obra inacabada e, para fornecer maior conforto aos inspetores, o órgão tem o intuito de reativar o prédio.

No projeto, notam-se algumas singularidades, como, por exemplo, a estrutura da laje, que é nervurada e sua parte central possui uma abertura para iluminação em formato trapezoidal; e as vigas externas, que têm formatos únicos. O esqueleto tem pé direito de 3,00 m e a distância entre pilares de 9,20 m. O balanço adicionado foi feito em laje mista e tem 4,20 m. A Figura 1 permite observar o corte longitudinal da estrutura (sem o balanço) e a Figura 2 mostra a obra em campo:

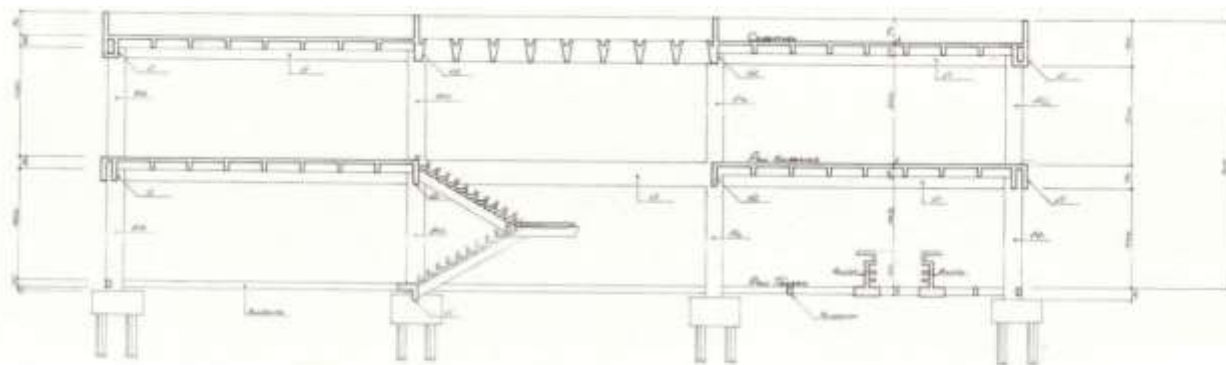


Figura 1: Corte longitudinal



Figura 2: Esqueleto do prédio

O método de avaliação adotado foi dividido em três etapas, sendo: inspeção visual, realização de ensaios em campo e modelagem da estrutura. Os procedimentos serão descritos a seguir.

2.1 Inspeção visual

Em uma primeira visita ao local, foi feita a inspeção visual a fim de avaliar previamente as condições de conservação da estrutura e auxiliar na determinação de ensaios que resultariam em parâmetros de maior confiabilidade. Algumas manifestações patológicas foram observadas, como exposição de armaduras por corrosão com deslocamento de concreto, manchas de umidade da laje, infiltração de água, crescimento de vegetação, fissuração e concentração de água (Figura).



Figura 3: Manifestações patológicas - (a) Corrosão da armadura com deslocamento de concreto; (b) Manchas de umidade; (c) Infiltrações; (d) Vegetação incrustada; (e) Fissuração; (f) Concentração de umidade

2.2 Ensaios

Com a finalidade de identificar possíveis manifestações patológicas e alterações na qualidade do concreto, causados pela exposição da estrutura a intempéries, foram realizados ensaios de esclerometria, determinação de velocidade de propagação de ondas de ultrassom, resistividade elétrica e profundidade de carbonatação. Os três primeiros foram executados em 16 pilares, escolhidos de forma a representar da melhor maneira possível todas as condições de exposição e carregamento nos pilares da estrutura. Já a profundidade de carbonatação foi determinada para dois pilares, uma vez que este ensaio exige o destacamento de uma parte do concreto do elemento estrutural sendo parcialmente destrutivo e de execução mais complexa que os anteriores.

2.2.1 Esclerometria

Os ensaios de esclerometria seguiram as orientações presentes na NBR 7584:2012 [13]. As superfícies para ensaio são planas, sem descontinuidades e foram polidas com disco de carborundum. Posteriormente, o espaço para medição foi demarcado na altura média dos pilares com o auxílio de detectores magnéticos, a fim de evitar impactos em regiões de localização de armadura. Para cada pilar foram registrados 16 impactos, os quais foram aplicados com espaçamento de 3 centímetros entre eles. Para esse procedimento foi utilizado esclerômetro Silver Schmidt da Proceq. A Figura 4 mostra a superfície e a realização do ensaio:



Figura 4: Execução do ensaio de esclerometria

Em acordo com a norma, foram desconsiderados os valores que se excediam a média dos 16 resultados de cada pilar em 10% para mais ou para menos, sendo recalculada a média depois de tal exclusão de valores. Para a estimativa dos valores de resistência à compressão axial do concreto, foi utilizada a Eq. 1 a seguir, apresentada pelo fabricante do equipamento utilizado:

$$f_{ck} = 2,77 \cdot e^{0,0489Q} \quad (\text{Eq. 1})$$

Em que:

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão;

Q = Índice médio de reflexão do aparelho.

2.2.2 Ultrassom

Para a determinação das velocidades de propagação de ondas ultrassônicas foi utilizado o equipamento “Ultrasonic Pulse Velocity - Pundit Lab” da empresa Proceq. Para tal, seguiram-se os procedimentos preconizados pela NBR 8802:2013 [14], e apresentados na Figura 5. Foi aplicado gel às faces de contato dos transdutores com a finalidade de garantir o contato adequado desta com a superfície do concreto. Os transdutores foram posicionados em faces opostas, arranjados, assim, para transmissão direta, configuração que fornece resultados mais precisos, uma vez que obtém-se a maior energia de propagação das ondas quando estas são transmitidas em ângulo reto com a face da peça e também devido à maior precisão na definição da distância entre os transdutores [6, 15].

A partir dos resultados obtidos com as leituras de velocidade de propagação do som, buscou-se definir o módulo de elasticidade estático do concreto, conforme Eq. 2, de acordo com a literatura [16]. Consequentemente, buscou-se obter a resistência à compressão do material estudado por meio de formulação (Eq. 3 e Eq. 4), conforme preconizado pela NBR 6118/2014 [17].

$$E_{ci} = V^2 \cdot \rho \cdot ((1+\nu) \cdot (1-2\nu) / (1-\nu)) \quad (\text{Eq. 2})$$

Sendo:

E_{ci} = Módulo de elasticidade, (MPa);

ν = Coeficiente de Poisson (adotado como 0,2)

V = Velocidade de propagação do som no concreto, (km/s);

ρ = Densidade do material, (kg/m³).

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \cdot \sqrt{fck} \rightarrow \text{Para } fck \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot (\sqrt{fck} + 1,25)^{1,3} \rightarrow \text{Para } fck \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 4})$$

Sendo:

αE = 1,0 (adotado para granito e gnaiss);

f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto, (MPa).



Figura 5: Leitura de velocidade de propagação da onda ultrassônica

2.2.3 Resistividade elétrica

Os ensaios de resistividade elétrica foram executados com sonda Wenner de quatro pontos nos 16 pilares. Para tanto, o aparelho foi posicionado sobre a superfície previamente saturada na região do pé do pilar, uma vez que fornece resultados mais eficientes. A Figura 6 mostra a leitura de resistividade em um dos pilares ensaiados:



Figura 6: Medição da resistividade do concreto

2.2.4. Profundidade de carbonatação

Seguindo o mesmo critério descrito no ensaio anterior, as medições de profundidade de carbonatação foram realizadas nos pés dos pilares ensaiados. Foi feita a demarcação da região de remoção do concreto com o uso de serra circular, seguida da remoção com marreta e talhadeira até que se alcançasse a profundidade da armadura longitudinal. A poeira resultante desse processo foi removida com pincel e, em sequência, foi aspergida a solução de fenolftaleína em álcool sobre a região então exposta. Foram feitas três medidas para obtenção da espessura média carbonatada juntamente com a medição do cobrimento de concreto sobre a armadura.

2.3. Modelagem

A modelagem estrutural foi feita com o SAP 2000, software norte-americano baseado no método dos elementos finitos. Dessa forma, ressalta-se que o programa não trabalha com todas as diretrizes da ABNT, ou seja, algumas definições foram atribuídas conforme o desenvolvimento da modelagem.

O projeto possui diversas peculiaridades e, por esse motivo, muitas das seções não foram moldadas de acordo com modelos pré-estabelecidos pelo programa, mas sim com seções genéricas. Uma característica do projeto que exigiu o uso dessa função é que, além do formato singular, somente na opção de seção genérica é possível moldar seções com armaduras de diferentes diâmetros. Muitas vezes, as armaduras superior, intermediária e inferior não possuem o mesmo tamanho e, em outros casos, sua quantidade também é divergente. Além disso, encontram-se classes distintas de armaduras em uma mesma seção (no caso, CA-50 e CA-60), o que é possível analisar apenas usando o recurso de modelagem genérica do programa.

Isso posto, destaca-se que a curva tensão-deformação do CA-60 foi outro aspecto acrescentado ao programa, uma vez que o software disponibiliza a curva para o CA-50, porém a outra classe não possui curva estabelecida. Entretanto, com os parâmetros disponíveis pelo SAP para caracterização, não foi possível igualar a curva perfeitamente com a realidade, em especial o trecho entre f_y e f_{st} . Porém, por o trabalho ser pautado no regime elástico linear (até f_y), o referido trecho está caracterizado corretamente de acordo com a NBR 7480:2007 [18], podendo a curva ser usada de forma satisfatória.

Em relação ao balanço, seu trecho inicial (engastado na estrutura) é feito em laje maciça, com dimensões (1,20 x 9,40 x 0,14) m e, depois disso, tem início a laje mista. Por representar maior área, possuir menos barras de aço e apresentar mais manifestações patológicas na inspeção visual, a laje mista foi adotada como solução para todo o balanço, uma vez que o SAP 2000 não permitiu uma solução que comportasse ambas as características da laje.

Feitas as considerações descritas, foi possível estabelecer as cargas. Seguindo a NBR 6120:1980, a resistência de projeto para uso de edificações como escritório deve ser de 200 kgf/m². Na modelagem foi utilizado um coeficiente de segurança de 20% da carga, visto que podem haver cargas excepcionais na estrutura, como, por exemplo, maquinários em caso de recuperação. A favor da segurança, o balanço e a cobertura central com espaços abertos também foram analisados com a aplicação dessa carga, considerando que, em alguma possível interferência na obra, esse carregamento possa ser atingido.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com a realização dos ensaios descritos anteriormente e finalizada a modelagem computacional do edifício, foi feita a análise dos dados obtidos e posterior interpretação de valores para avaliação das condições estruturais do esqueleto. Dessa forma, a seguir estão apresentadas as discussões acerca dos resultados encontrados.

3.1 Esclerometria e Ultrassom

Tabela 1 - Resultados de esclerometria e ultrassom

ESCLEROMETRIA				ULTRASSOM				
Pavimento	Pilar	Média do índice esclerométrico	f_{ck} (MPa)	Pavimento	Pilar	Velocidade (m/s)	E_d (GPa)	f_{ck} (MPa)
1	1	58,8	46,58	1	1	3871	32,37	33,41
	4	49,2	29,38		4	4010	34,73	38,47
	6	44,3	23,23		6	3997	34,51	37,97
	7	46,9	26,31		7	3918	33,16	35,06
	10	63,8	59,22		10	4230	38,65	47,63
	11	58,1	45,04		11	4146	37,13	43,96
	13	68	72,45		13	4181	37,76	45,46
	16	55,1	39		16	4421	42,22	56,83
2	1	67,3	70,05	2	1	4045	35,34	39,83
	4	56	40,73		4	3940	33,53	35,85
	6	53,9	36,82		6	3915	33,11	34,95
	7	48,8	28,83		7	3956	33,80	36,44
	10	55,8	40,34		10	3768	30,67	29,99
	11	56,7	42,12		11	3840	31,85	32,35
	13	49,3	29,53		13	3701	29,59	27,91
	16	43,8	22,67		16	3660	28,93	26,70

Observa-se com os ensaios de esclerometria que os resultados apresentaram excessiva variabilidade. Logo, variáveis, como por exemplo, fissuração superficial, material desgastado e carbonatação podem ter influenciados nos testes, haja vista que as leituras mais elevadas foram dos pilares externos, expostos a intemperes e a maior incidência de gás

carbônico [19]. Contudo, o mesmo não ocorrera na avaliação pelo método do ultrassom, isto porque o ensaio abrange de forma mais ampla os elementos estruturais, portanto, menos sensíveis a variações superficiais.

Em contrapartida, variações nos resultados de resistência a partir dos ensaios de ultrassom, mesmo que em menor escala que a esclerometria, devem ser analisados criteriosamente, haja vista que com a obtenção de valores de módulo de elasticidade dinâmico têm-se um parâmetro quanto à deformabilidade dos elementos. Ou seja, elementos com valores menores de E_d tendem a apresentar maiores deformações, logo, tal comportamento distinto entre pilares, pode acarretar esforços e sobrecargas não previstas em projeto.

3.2. Resistividade elétrica

CEB 192 *apud* Cascudo [20] determina intervalos de correlação da probabilidade de corrosão de acordo com a resistividade medida, os quais são apresentados na tabela a seguir (Tabela 2):

Tabela 2 - Resultados do ensaio de resistividade elétrica

Resistividade do concreto ($k\Omega.cm$)	Probabilidade de corrosão
$\rho > 20$	Desprezível
$10 < \rho < 20$	Baixa
$5 < \rho < 10$	Alta
$\rho < 5$	Muito alta

Medeiros [21] destaca que, uma vez que os valores apresentados por Cascudo foram obtidos em laboratório, é recomendável maior conservadorismo ao se descartar a possibilidade de corrosão quando os ensaios forem executados *in loco*. Sendo assim, pode-se observar com a Tabela 3 que o pilar 7, no primeiro pavimento, apresenta alta possibilidade de corrosão.

Tabela 3: Resultados de resistividade elétrica

Resistividade Elétrica					
Pavimento	Pilar	$k\Omega.cm$	Pavimento	Pilar	$k\Omega.cm$
1° PAV	P16	94	2° PAV	P16	47,9
	P13	49		P13	186,3
	P11	23,4		P11	436
	P10	22,8		P10	378
	P06	74		P06	436
	P07	9,9		P07	386
	P01	212		P01	81,4
	P04	312		P04	85,6

Observa-se também, que em sua totalidade a edificação apresentou resistividade elétrica menor para pilares mensurados no primeiro pavimento, logo, indicando maior condutividade. Nada obstante, este resultado mostra que a proximidade com o solo traz um maior risco quanto a corrosão de armaduras, e isto está ligado a constância de umidade presente na região, a partir, essencialmente, à sucção capilar do concreto.

3.3 Profundidade de carbonatação

O ensaio de carbonatação, como citado anteriormente, foi realizado em dois pilares da estrutura, fazendo-se a remoção do concreto até a armadura longitudinal e aspersão de fenolftaleína. O pilar 16 apresentou coloração vermelho carmim, com pequena espessura carbonatada (Tabela 4), ou seja, a alcalinidade do concreto ainda está alta suficiente para proteção da armadura (Figura 7a). Entretanto, o pilar 7 apresentou uma frente de carbonatação avançada, percebida pela manutenção da transparência da fenolftaleína aspergida (Figura 7b). A baixa alcalinidade do concreto que cobre a armadura deve-se, principalmente, à idade da estrutura, isto é, ao tempo de exposição da peça sem proteção. A redução do pH do concreto no elemento pode ocasionar despassivação da armadura, o que permitiria o início da sua corrosão, podendo acarretar deficiências estruturais.



Figura 7: Resultados do ensaio de carbonatação - (a) Pilar 16; (b) Pilar 7.

Tabela 4: Resultados de profundidade de carbonatação

Carbonatação		
Pilar	Cobrimento (mm)	Prof. Carb (mm)
P16	31,09	8,65
P07	29,22	35,62

Se associado com os resultados de resistividade elétrica vê uma convergência de resultados, indicando, em outras palavras, um grande risco para deterioração do pilar 7 devido à corrosão de armaduras.

3.4 Modelagem

A Figura 8 mostra a deformada da estrutura, ou seja, permite observar quais elementos apresentam maior deformação:

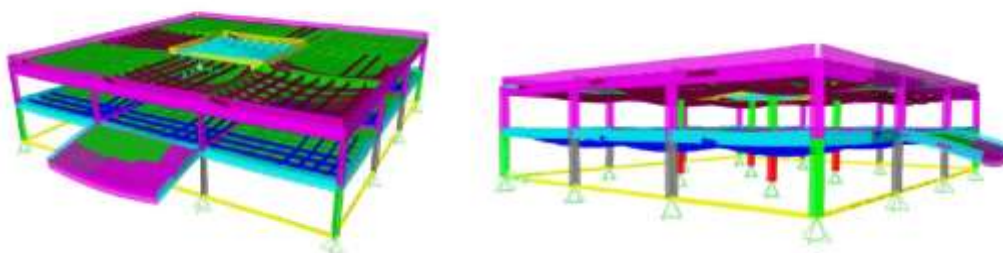


Figura 8: Deformada da estrutura

Nota-se que a estrutura apresenta grande deformação da laje nervurada, especialmente em sua região central e no balanço, o qual tem maior deslocamento na extremidade sem apoio, o que garante um comportamento já esperado dada a inspeção visual. Como justificado previamente no item “2.3 Modelagem”, nessa modelagem não foi considerada a presença de uma laje maciça, a qual aumenta a rigidez no início do balanço, ocasionando redução da deformação.

A análise da estrutura a respeito do momento fletor pode ser feita com base na Figura 9:

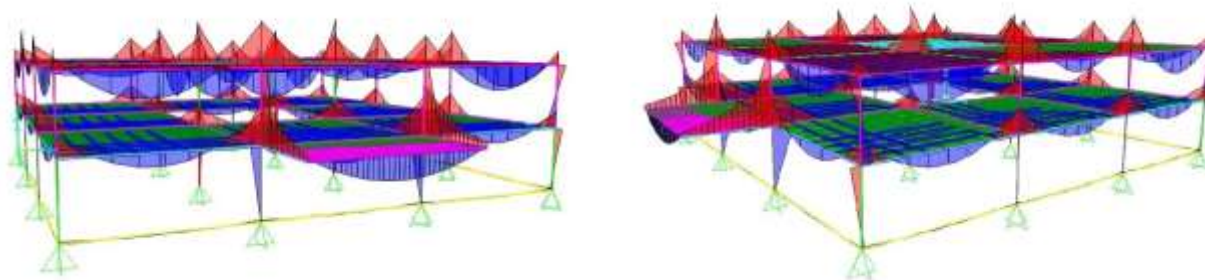


Figura 9: Diagramas de momentos fletores

Os diagramas de momentos fletores obtidos indicam a existência de um momento negativo acentuado nos pontos de encontro entre vigas e lajes com os pilares, principalmente na região central da cobertura e no balanço. Ressalta-se que, caso a porção maciça da laje no início do balanço tivesse sido considerada, haveria alteração do momento fletor.

Dadas as interpretações feitas anteriormente, é possível saber quais pontos, em caso de reforma ou reforço, necessitam de maiores cuidados, seja em projeto ou em execução.

Uma ferramenta disponibilizada pelo SAP 2000 é a análise dos esforços aos quais os elementos estão submetidos. Essa opção desenvolve a análise com base em valores de normas americanas (American Concrete Institute – ACI) e europeias (Eurocode), não brasileiras. Dessa forma, nesse caso, indica-se a análise para auxiliar ou direcionar os possíveis ensaios, ajudando na determinação de locais onde devem ser feitos, da quantidade de ensaios e de possíveis adequações em números de realizações, como, por exemplo, na esclerometria, em que o número de golpes foi alterado do valor normativo 12 para 16.

A Figura 10 representa os resultados da análise estrutural realizada com o SAP 2000:

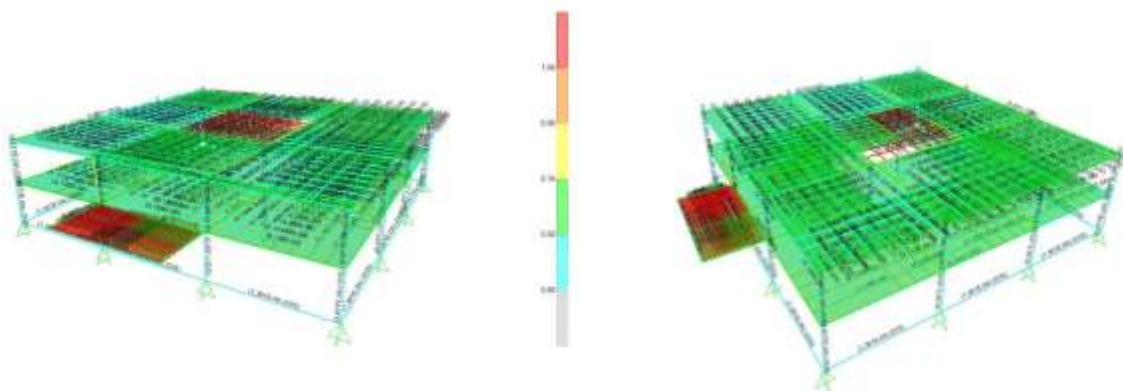


Figura 10: Análise estrutural com base em normas americanas

As cores na imagem indicam o grau de utilização dos elementos em valores percentuais. O azul é de 0 a 50%; verde de 50 a 70%; amarelo 70 a 90%; laranja 90 a 100%; e vermelho 100% ou mais. Como visto na figura, o balanço e a porção central da cobertura estão em vermelho, indicando a ruptura desses elementos. No entanto, para essa modelagem, o valor de carregamento atribuído nessas regiões está acima do projetado, visto que foi requisitado carga de escritório (200 kg/m^2), como justificado no item “2.3 Modelagem”. Uma alternativa para a avaliação desses elementos é processar a análise com cargas menores.

Além disso, nota-se a coloração amarela nas vigas da região central da cobertura e no pilar superior próximo ao balanço. Isso indica que esses elementos merecem atenção especial, sendo locais indicados para a realização de ensaios.

4. CONCLUSÃO

É possível ressaltar através deste estudo a importância da realização de ensaios não destrutivos na análise de qualidade do material da estrutura, tendo como finalidade indicar possíveis manifestações patológicas bem como a necessidade de



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



reparos e reforços para que seja retomada a construção do edifício, garantindo segurança para tal. É também evidente a contribuição da modelagem computacional de forma a avaliar a capacidade da estrutura em atender às solicitações de uso, considerando-se normas atualizadas e podendo também comparar as características mecânicas dos materiais aplicadas em projeto com as observadas em ensaios não destrutivos.

A variabilidade dos resultados nos ensaios de esclerometria mostra certa imprecisão do método de ensaio quando aplicado em campo a estruturas expostas ao ambiente, uma vez que seus resultados são sensíveis a muitas situações comuns a tais estruturas, como carbonatação, fissuração e desgaste da superfície. Por outro lado, é possível observar a menor variabilidade do ensaio de propagação de ondas de ultrassom, visto que este ensaio considera não só o concreto mais próximo à superfície, confirmando sua maior precisão quando comparado ao uso da esclerometria em estruturas expostas.

A falta de fechamento e impermeabilização é um fator contribuinte para a redução da resistividade do concreto, isso pode ser confirmado pelos valores obtidos por ensaio no pavimento térreo, os quais são geralmente inferiores que os do pavimento acima. Os pilares mais próximos à umidade proveniente do solo mostraram-se mais suscetíveis à corrosão, o que, de certa forma já era esperado.

Para este caso, é recomendável a realização de mais ensaios que indiquem a profundidade de carbonatação em outros pilares, uma vez que o resultado obtido em um dos dois pilares ensaiados aponta o alcance da frente de carbonatação à armadura. Sendo assim, faz-se necessária identificação mais detalhada dos pilares onde ocorre a manifestação para que sejam tomadas medidas de proteção contra a despassivação do aço nos elementos estruturais.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Andrade, J. J. O. *Contribuição à previsão de vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos*. 277 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – UFRGS, Porto Alegre, 2001.
- [2] Rehman, S. K. U. et al. Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Construction and Building Materials*, vol 107, pp 58-86, 2016.
- [3] Sadowski, L. Non-destructive identificatorn of pull-off adhesion between concrete layers. *Automation in Construction*, vol 57, pp 146-155, 2015.
- [4] Rojas-Henao, L. et al. Rebound hammer, pulse velocity, and core tests in self-consolidating concrete. *ACI Matererials*, v. 109, n. 2, p. 235–243, 2012.
- [5] Mesbah, H.A. et al. Determination of elastic properties of high-performance concrete at early ages. *ACI Materials*, v. 99, n. 1, 37–41, 2002.
- [6] Souza, D. J. et al. *Viadutos localizados na região de Curitiba por métodos de ensaios não destrutíveis: esclerometria e ultrassom*. Foz do Iguaçu, 2015.
- [7] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M., *Concrete: Microstructure, Properties and Materials*. 3ª ed. Nova Iorque: The McGraw Hill Companies, 2005.
- [8] Medeiros, M. H. F. et al., “Inspection of Buildings in Rio de Janeiro-Brazil: Proving the greater tendency of corrosion at the base of reinforced concrete columns using potential corrosion technique”, *American Journal of Engineering Research*, 2013, Volume 2, Issue 4, pp 102-112.
- [9] Figueiredo, E. P.; Meira, G., *Boletim técnico 6: Corrosão as armaduras das estruturas de concreto*. Mérida: Asociación Latinoamericana de Contról de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, 2013.
- [10] Lo, Y.; Lee, H. M. Curing effects on carbonation of concrete using a phenolphthalein indicator and Fourier-transform infrared spectroscopy. *Building and Evironment*, vol. 37, pp 507-514, 2002.
- [11] Lo, T. Y. et al. Evaluation of carbonation resistance of paint coated concrete for buildings. *Construction and Building Materials*, vol. 107, pp 299-306, 2016.
- [12] Khalil, E. A. B.; Anwar, M. Carbonation of ternary cementitious concrete systems containing fly ash and silica fume. *Water Science*, vol. 29, pp 36-44, 2015.
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 7584/2012 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio*, São Paulo, 2012.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 8802/2013 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*, São Paulo, 2013.
- [15] Bungey, J. H. et al, *Testing of Concrete in Structures*. 4ª ed. Londres: Taylor and Francis, 2006.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [16] Bartholomeu, A.; Gonçalves, R. Prediction of the module of elasticity (MOE) in beams of Eucalyptus using the longitudinal velocity of ultrasonic waves. *E-Journal of Nondestructive Testing and Ultrasonics*, v.12, p.4853-4860, 2007.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- [18] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 7480/2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificações*. São Paulo, 2007.
- [19] Szilágyi, K. et al, “Rebound surface hardness of concrete: Introduction of an empirical constitutive model”, *Construction and Building Materials*, 2011, Volume 25, pp 2480-2487.
- [20] Cascudo, O. *O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas*. São Paulo: Pini; Goiânia: Editora UFG, 1997.
- [21] Medeiros, M. H. F., “Estudo de variáveis que influenciam nas medidas de resistividade de estruturas de concreto armado”, *Revista Engenharia Civil – Universidade do Minho*, 2001, n.º 12, pp 55-64.



**ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES REALIZADAS POR USUÁRIOS EM EDIFICAÇÃO
HISTÓRICA ATRAVÉS DO LEVANTAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS:
EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL INVENTARIADA NO BALNEÁRIO CASSINO - RS**

M. ESTIMA SILVA

Arquiteta e Urbanista
PROGRAU/ Universidade Federal de Pelotas
RS; Brasil
estimasilva.m@gmail.com

A. TORRES

Engenheira Civil
PROGRAU/ Universidade Federal de Pelotas
RS; Brasil
arielatorres@gmail.com

RESUMO

O cumprimento da funcionalidade de uma edificação ao longo dos anos é de extrema importância, principalmente se tratando de edificações históricas, que precisam ter a capacidade de atualização do seu desempenho, porém com a preocupação de não perder as funções estéticas e históricas. Este trabalho tem por objetivo analisar os efeitos causados pela intervenção dos usuários em uma edificação histórica, através da análise de manifestações patológicas. A realização deste trabalho foi dividida em quatro etapas, sendo elas: Descrição do objeto de estudo; Visita à edificação para levantamento visual e fotográfico das manifestações patológicas; Entrevistas com o proprietário e o responsável técnico por reforma da edificação; Catalogação das anomalias encontradas. Muitas manifestações patológicas verificadas na edificação estão associadas ao desgaste natural do tempo, porém grande parte das anomalias incidentes na residência demonstram a necessidade de maior conhecimento dos usuários no momento de realizar manutenções, visto que muitas destas manifestações patológicas ocorreram pelo emprego inadequado de determinados materiais e métodos de reparo. Sendo assim, conclui-se que as manutenções realizadas pelos usuários, neste caso, não foram a garantia da funcionalidade da construção e dos métodos e materiais construtivos. Apesar disto, é possível dizer que as manifestações patológicas são de fácil reparo, visto que os materiais e técnicas da época eram de grande qualidade e mantiveram a edificação em bom estado.

Palavras-chave: manifestações patológicas, patrimônio histórico, intervenções, usuários.

ABSTRACT

The conservation of the functionality of historical buildings is an important topic, especially when it comes to historical buildings, because they must have the update of its performance capacity, but cannot lose the aesthetic and historical functions. This work aims to analyze the effects caused by the intervention of users in a historic building, through the analysis of pathological manifestations. This work was divided into four stages, where these: Description of the object of study; Visit the building for visual and photographic survey of pathological manifestations; Interviews with the owner and responsible for renovation of the building; Cataloging of diseases found. Many pathological manifestations observed in the building are associated with the abrasion of time, however much of the incident pathological manifestations in the residence show the need for greater knowledge of the users when performing maintenance, as many of these pathological manifestations occurred by improper use of certain materials and repair methods. Therefore, it is concluded that the maintenance performed by the user, in this case, didn't guarantee the conservation of the functionality and of the methods and construction materials. Nevertheless, it is possible to say that the pathological manifestations are easy to fix, because the materials and techniques of the time were of great quality and maintained the building in good condition.

Keywords: pathological manifestations, heritage, interventions, users.

1. INTRODUÇÃO

Toda a edificação necessita de um tempo de vida útil, durante o qual deve cumprir sua função ao longo dos anos. Edificações de valor histórico e cultural também precisam manter sua funcionalidade, sem perder suas características formais e historicidade. “A obsolescência técnica pode ser controlada através de bons cuidados com a manutenção, enquanto a obsolescência funcional não pode ser responsável pela perda de identidade do prédio, ou justificativa para a destruição de componentes que identifiquem sua história” [1].

Portanto, a forma como os usuários realizam a manutenção das edificações, está estreitamente ligada à conservação das construções históricas. As edificações suportam as cargas a que estão sujeitas normalmente, porém, são incapazes de

suportar problemas de falta de conservação durante seu uso [2]. Ao mesmo tempo, e ainda segundo o mesmo autor, os materiais de construção estão sujeitos à ação do tempo, ocorrendo envelhecimento natural destes e o surgimento de manifestações patológicas.

Tais conceitos justificam a elaboração deste trabalho, que tem por objetivo analisar os efeitos causados pela intervenção dos usuários em uma edificação histórica, através da análise de manifestações patológicas. Isto permitirá saber se ocorreram manutenções, ou não, e se a existência ou inexistência delas tem caráter positivo ou negativo. Com este tipo de trabalho é possível elaborar medidas para garantia da funcionalidade da construção e dos métodos e materiais construtivos de uma época, colaborando com os usuários diretos e mantendo a identidade e continuidade cultural de determinada sociedade.

2. METODOLOGIA

2.1 Descrição do objeto de estudo

O Balneário Cassino, na cidade de Rio Grande, surgiu no ano de 1890, no final do Império, com a construção de uma linha férrea que levava veranistas dos mais diversos pontos do estado do Rio Grande do Sul para a praia (Figura 1). No princípio, o balneário recebeu o nome de Vila Siqueira, sendo chamado, posteriormente, de Cassino, pela relação com o cassino de jogos existente no único hotel da vila [3].



Figura 1: Localização da edificação no Balneário Cassino, município de Rio Grande, no estado do Rio Grande do Sul

A residência em estudo não possui data de construção registrada, porém, em entrevista com o proprietário atual, pôde-se supor que é datada de meados de 1900, visto que os proprietários anteriores a sua família residiram entre 1935 e 1938, ano em que passou a ser propriedade familiar do entrevistado. Outro fator que indica a possível data da edificação, é uma prancha do projeto da residência, que, embora sem data, menciona a, ainda, Vila Siqueira (Figura 2).



Figura 2: Residência na década de 1930 e em 2004, após reforma

Conforme pode ser visualizado na Figura 2, a edificação possui estrutura de paredes portantes, de alvenaria, argamassadas e pintadas. As esquadrias são de madeira com verga reta, sendo todas as janelas idênticas. O forro é de

madeira em todos os ambientes. O piso dos dormitórios é de assoalho de madeira e, nos demais cômodos, de ladrilho hidráulico. A cobertura, de telhas francesas com estrutura de tesouras de madeira, possui 8 águas com beiral. Conta com avarandado frontal e lateral com acesso por escadaria. Sob a edificação existe um algibe, que segundo o proprietário, muitas vezes foi utilizado até mesmo pelo Hotel Atlântico, quando faltava água do balneário.

Segundo a ficha de inventário, elaborada em 2003, a residência possui como tipologia: “Arquitetura Civil Privada”. Porém, também poderia ser classificada como pertencente a uma linguagem Neoclássica [4], existente na capital do estado, Porto Alegre, a partir da metade do século XIX, confirmando a hipótese de ter sido construída no início de 1900 [5].

A construção sofreu poucas intervenções ao longo dos anos, tendo suas características mantidas pelos usuários, porém, “melhorias” precisaram ser realizadas, segundo o proprietário. Em 1977 foram demolidas as edificações de madeira que serviam como galpão no fundo do terreno e construídas uma churrasqueira com garagem e residência para o funcionário. Em 2004, a construção sofreu reforma, onde, segundo o engenheiro responsável na época, o forro e os assoalhos de madeira foram trocados, bem como algumas partes do madeiramento da cobertura, devido a presença de cupins. Além disso, foram instalados pisos externos, além da substituição do piso de ladrilhos hidráulicos do banheiro por piso vinílico. O acesso ao algibe foi fechado, e realizadas algumas melhorias nos fundos do terreno.

2.2 Método de análise das manifestações patológicas

Com o intuito de mapear manifestações patológicas em uma edificação histórica e alcançar os objetivos da pesquisa, foi escolhida uma construção inventariada, com as características originais mantidas em sua totalidade, com a não modificação do uso para que foi destinada e fácil acesso ao seu interior, para analisar a deterioração pelo desgaste do tempo, a fim de avaliar os efeitos da existência, ou não, de manutenção pelos usuários, bem como a influência de suas intervenções. Apenas a residência principal foi analisada, visto que as demais construções no terreno não foram construídas na mesma época.

Para isso foram realizadas visitas ao local, onde foi feito o mapeamento das anomalias, com avaliação visual e levantamento fotográfico. Também foram realizadas entrevistas com o proprietário atual e com o responsável técnico pela reforma. Salienta-se que foi necessária a elaboração de uma planta baixa da residência para melhor compreensão das manifestações patológicas e de própria residência em estudo, Figura 3.



Figura 3: Planta baixa da edificação

3. RESULTADOS

3.1 Análise das manifestações patológicas das fachadas

Os resultados encontrados nas fachadas da edificação serão descritas de acordo com suas formas de manifestação.

3.1.1 Deterioração de elementos de madeira

A deterioração em elementos de madeira está presente nas esquadrias, agravadas nas fachadas mais expostas às intempéries, e no madeiramento dos beirais. Os elementos apresentam perdas de partes da madeira, trincas na junção com paredes, descolamento e fissuração da tinta, representando a sua deterioração, como mostra a Figura 4.



Figura 4: Deterioração de elementos de madeira das esquadrias e beirais

Tais manifestações surgiram em decorrência da exposição destes elementos à intempérie, como ação de chuvas, ventos e choque térmico. Essas variações climáticas são o principal fator de degradação de fachadas, gerando, principalmente, variação dimensional nos materiais [6]. O fato de a madeira inchar com a ação de chuvas e retrair-se em períodos mais secos, ocasiona variações responsáveis por fissuras neste material [7]. Sendo a madeira um material muito suscetível a variações de temperatura e umidade, e sabendo-se que estas esquadrias e beirais são os originais da edificação, fica justificada a incidência deste tipo de deterioração.

Como medida corretiva, estando a estrutura das janelas suficientes para o uso residencial, a solução mais indicada é a substituição dos elementos defeituosos por madeiras tratadas e, o uso de materiais flexíveis entre as esquadrias e as paredes, para que as movimentações dos diferentes materiais não provoquem o surgimento de manifestações patológicas prematuramente. Além disso, a aplicação de tintas e vernizes, após lixar as peças de madeira, é importante para garantir a durabilidade por mais tempo [7].

3.1.2 Sujidades

O acúmulo de sujidades nas fachadas é inevitável, “a chuva, no entanto, precisa ter uma velocidade mínima para o efeito de lavado limpo, sendo que no caso de escorrer lentamente pela superfície provoca o chamado lavado sujo (aspecto escorrido)”[8]. Além disso, e ainda segundo a mesma fonte, a textura, a cor e a geometria de elementos das fachadas influenciam no aspecto de sujeira nas mesmas. Portanto, é possível catalogar as sujidades presentes nos elementos horizontais das janelas e no guarda-corpo da varanda, como inevitáveis, em razão de suas geometrias, conforme Figura 5.



Figura 5: Sujidades no guarda-corpo da varanda e peitoril de janela

Por tratar-se de uma edificação inventariada, onde não podem ser feitas modificações em suas fachadas, a medida corretiva encontrada é a manutenção da pintura, através de limpeza periódica e repintura, sempre que necessário, visto que tais elementos seguirão causando a aparência de sujo escorrido. No entanto, é necessário o cuidado com o método de limpeza, a fim de que o material original empregado na construção não seja perdido. Dessa forma, é adequado um teste das técnicas de limpeza e repintura em uma pequena parte da edificação, a fim de verificar sua eficiência [9].

3.1.3 Crescimento de vegetação parasitária

Vegetações parasitárias são consideradas agentes biológicos de deterioração dos materiais. Em muitos casos, vegetações de pequeno porte desenvolvem-se na base de edifícios e em reentrâncias das fachadas, provocando a retenção de água nestes espaços [4].

A vegetação parasitária em questão cresceu no encontro entre o piso, instalado na reforma de 2004, e a parede de alvenaria já existente, visível na Figura 6. Pela ausência de junta entre os dois materiais, as solicitações impostas por variações de temperatura causaram o surgimento de uma trinca, onde pode ter ocorrido infiltrações, favorecendo o crescimento deste tipo de agente biológico [2]. Grande parte das manifestações patológicas ocorrem pela combinação de fatores [10], como é o caso da manifestação em questão, a trinca associada à presença de umidade, ocasionou o crescimento de vegetação parasitária.



Figura 6: Vegetação parasitária entre piso externo e parede

Neste caso, a medida corretiva indicada seria a limpeza da vegetação existente e a posterior aplicação de uma junta no encontro dos dois elementos construtivos. Assim, as movimentações em decorrência da dilatação térmica são absorvidas por um material flexível [7].

3.1.4 Descolamento de revestimentos

Os principais fatores de deterioração da fachada são a umidade e as variações climáticas. São esses os fatores responsáveis pelo descolamento do revestimento de pintura em áreas expostas a ação mecânica da água, na fachada da residência [6]. A medida corretiva para os dois casos é preparação do substrato e repintura, visto que tanto em área protegida por cobertura, como no caso de elemento sem proteção, Figura 7, a pintura descolou em decorrência da ação da água, porém com intensidades diferentes.



Figura 7: Descolamento de película de tinta no guarda-corpo da varanda

Além da ação de intempéries, há uma causa diferente responsável pelo descolamento de revestimento em outro ponto da fachada, conforme Figura 8. Uma perda de parte do revestimento próximo à porta da cozinha é isolada e pontual, indicando um possível choque com material de maior dureza. Como medida corretiva é indicada a aplicação de novo revestimento, tomando cuidado com a preparação da superfície, e repintura do local.



Figura 8: Descolamento de revestimento pontual na porta da cozinha

3.1.5 Trincas e fissuras

O surgimento de diferentes tipos de trincas e fissuras, em elementos próximos ao piso, e também no mesmo, tornou o diagnóstico diferente ao que seria se tratadas isoladamente. As intervenções feitas em 2004 com fechamento do acesso ao alçobe e sua inutilização, provocaram possível acomodação das paredes estruturais e dos próprios elementos de apoio do piso, visto que ocorreu a modificação de uso de um compartimento projetado com outro fim. A submersão dos barrotes mantinha a madeira sempre em equilíbrio com o meio, e prevenia contra o ataque de cupins [2]. Com a inutilização do alçobe, as madeiras encontram-se hoje em situação de má ventilação e constante variação de umidade.

A ventilação em peças de madeira é muito importante para que mantenham-se, o mais próximo possível, em equilíbrio com o ar, pois o efeito da variação de umidade nesse material é responsável pelas mais diversas manifestações patológicas [10]. O apodrecimento dos barrotes de madeira, responsáveis pelo apoio do piso, pode ser a causa desta movimentação das paredes e, por consequência, do próprio piso.

Devido ao acesso ter sido interrompido, uma análise mais criteriosa não pôde ser desenvolvida. Portanto, supõem-se que os efeitos de afundamento e trincamento de piso, de fissura vertical próxima ao piso e de trinca ao longo do encontro entre parede e piso da varanda, Figura 9, possuam a mesma causa, a acomodação das paredes estruturais devido às modificações no alçobe, que causaram a sobrecarga das placas do piso nas mesmas. Visto que, “Isto ocorre possivelmente [...] por alteração de nível do lençol freático; vazios no terreno provocados por formigas ou outros animais; escavações nas vizinhanças da edificação; apodrecimento de baldrames e/ou movimentos vibratórios causados por tráfego intenso” [9].

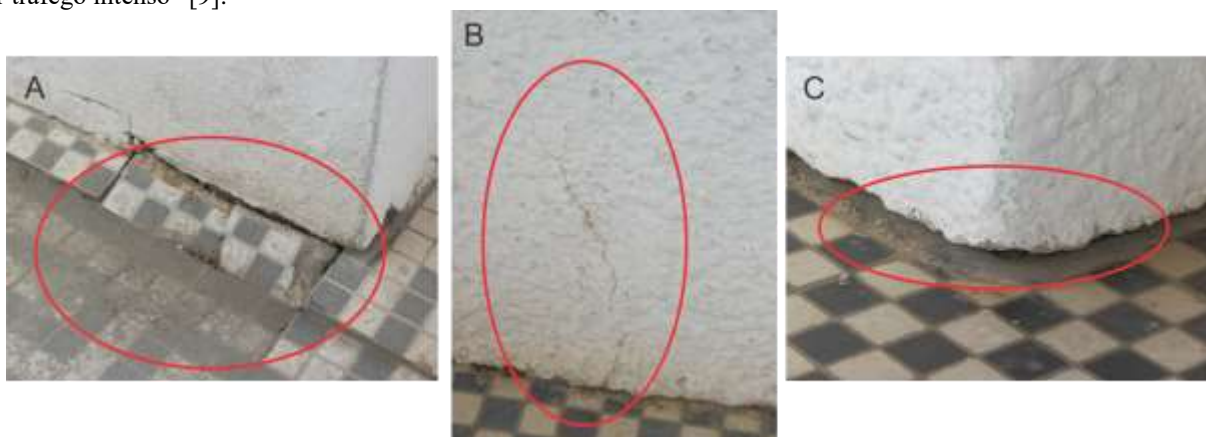


Figura 9: (A) Afundamento e trincas no piso, (B) Fissura vertical e (C) trinca entre piso e parede

Para criação de uma medida corretiva será necessário um estudo mais aprofundado, porém a utilização de uma junta de separação entre piso e parede poderia ajudar a resolver o problema superficialmente, pois, “[...] juntas de separação entre paredes e pisos sempre devem existir, para que recalques da parede ou estrutura não sejam transmitidos ao piso e vice-versa” [2].

3.2 Análise das manifestações patológicas no interior da edificação

As manifestações patológicas encontradas no interior da edificação serão descritas a partir de suas formas de manifestação.

3.2.1 Deterioração de elementos de madeira

No interior da residência os elementos de madeira encontram-se prejudicados por causas diversas e simultâneas, um exemplo está na Figura 10. A ação de cupins, falta de ventilação da residência (por ser residência de veraneio e ficar fechada durante o inverno), infiltrações acidentais por telhas deslocadas e a própria falta de ventilação do porão (que deixou de ser usado para sua finalidade), além da existência de manchas de bolor, são responsáveis pela degradação destes elementos [10].



Figura 10: Deterioração de rodaforno de madeira

A biodeterioração é uma forma muito comum de degradação de revestimentos da construção, podem ser causadas por micro ou macro organismos e em decorrência de infiltrações e presença de umidade [10]. Foram encontradas manifestações patológicas em decorrência dos dois tipos de agente, sendo manchas de mofo nos forros e presença de cupins no madeiramento do telhado, assoalhos de madeira e partes do forro.

A presença de fontes de umidade nas edificações é a maior causa de manifestações patológicas, porém é também a mais difícil de localizar e diagnosticar, visto que é, em grande parte, associada a outros fatores. Nesse caso a deterioração de partes pontuais do forro (Figura 10) se dá em decorrência de infiltrações provenientes da cobertura [8].

Há ainda problemas nos assoalhos de madeira dos dormitórios, chegando a perda de partes de elementos, obrigando os usuários a improvisarem reforços, tal como mostra a Figura 11. Tais problemas nos assoalhos podem estar acontecendo em decorrência da variação de umidade no porão, que causa o apodrecimento da madeira, conforme explicado anteriormente no item 3.1.5. Além disso, a deterioração dos assoalhos pode ter sido agravada devido a lavagens excessivas, colocação de móveis muito pesados e uso de madeiras de baixa qualidade [2].



Figura 11: Reforço no piso improvisado por usuários

Para todos os casos a medida corretiva seria a substituição de peças comprometidas por peças de melhor qualidade e melhoria na ventilação do ambiente, além de consertos nas telhas e análise mais detalhada da situação do porão [7].

3.2.2 Descolamento de revestimentos

Os descolamentos de revestimento ocorrem sempre na camada de pintura na edificação. A pintura é um elemento que exemplifica o grande impacto visual quando ocorre alguma manifestação patológica, além disso, “A inadequação das tintas para o material aplicado ou para as condições de solicitação aos quais estão submetidas é um dos defeitos mais comuns em pinturas” [8].

Sendo assim, fica claro que o que ocorre nas áreas de descolamento da película de tinta é o contato da umidade com a tinta impermeável, aplicada erroneamente sobre o substrato, que necessita expelir a água em questão. Quando ocorre nos cantos das janelas, acontece por infiltrações devido à deterioração em que se encontram as esquadrias, como mostra a Figura 12. Quando ocorre próxima ao piso, mesmo em paredes internas, reforça a teoria de que existe umidade e falta de ventilação no porão da residência, fazendo a água ascender pelas paredes e descolar a tinta [7].

No interior do banheiro acontece de maneira uniforme em todas as paredes, devido à condensação da umidade e ventilação falha. Grande parte da falta de ventilação pode ser atribuída à negligência de usuários, que não abrem janelas e portas, provocando manifestações patológicas ligadas à umidade por condensação [2], agravadas pela sazonalidade de uso da edificação.



Figura 12: Descolamento de película de tinta por infiltrações nas janelas

As medidas corretivas são a substituição de partes das esquadrias de madeira, que não encontram-se em condições de serem reaproveitadas, e repintura com tinta apropriada ao substrato e, no caso da umidade ascendente, é necessário um estudo mais detalhado da situação real do antigo alçobe. A repintura com tinta apropriada melhoraria visualmente o aspecto das paredes [7].

3.2.3 Trincas e fissuras

As trincas e fissuras no interior da construção ocorrem no piso, com abaulamento do mesmo e fissuração de algumas peças nas áreas com ladrilho hidráulico, inclusive no banheiro que teve o revestimento alterado na reforma de 2004, Figura 13. O diagnóstico e as medidas corretivas para este problema estão descritos no item 3.1.5, visto que as causas das trincas e fissuras nas áreas internas também são a acomodação das paredes estruturais em decorrência da variação de umidade e falta de ventilação no alçobe desativado.

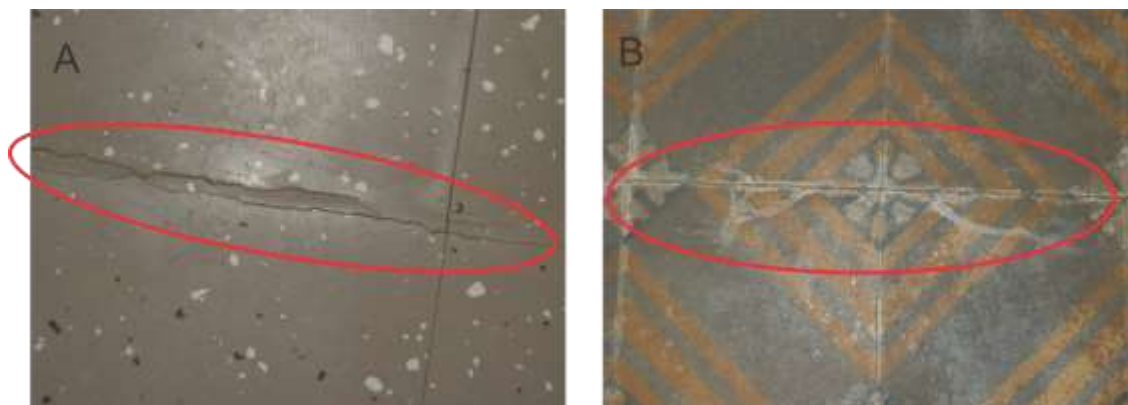


Figura 13: Trincas e fissuras no piso (A) vinílico e (B) ladrilho hidráulico

Apenas uma fissura no revestimento da cozinha possui diferente causa, como mostra a Figura 14. Para este tipo de fissura atribuiu-se como causa a própria utilização do ambiente, responsável por formação de calor e efeitos de condensação, em decorrência do uso do fogão, por localizar-se em cima deste e apresentar sujidades ao redor [10]. O surgimento desta pode ser explicado como sendo proveniente de uma possível fonte de umidade resultante das atividades dos usuários, como cocção de alimentos, por exemplo, causada pela variação de temperatura [8]. Como medida corretiva está o fechamento da fissura, a repintura com tinta apropriada ao substrato e rever a localização do equipamento.



Figura 14: Fissura em revestimento de argamassa, em cima do fogão.

4. CONCLUSÕES

A maior incidência de manifestações patológicas, tanto externa, quanto internamente, é a deterioração de elementos de madeira. Nas fachadas, por estarem relacionadas com a ação do tempo e intempéries e por serem originais da edificação, é aceitável sua incidência, apenas reforçando a necessidade de manutenção em edificações históricas. Porém, no interior, grande parte da deterioração está relacionada a negligências dos usuários, ou características específicas de seu próprio uso, como o caso da falta de ventilação, do emprego de novas peças de madeira com baixa qualidade e da interferência realizada no porão sem estudo prévio.

Os descolamentos de revestimentos nas fachadas também comprovam a necessidade de manutenção, visto que a geometria dos elementos facilita a incidência desta manifestação patológica, assim como no caso das sujidades. Já na parte interna da residência, os descolamentos estão relacionados diretamente às interferências equivocadas dos usuários, como o uso de tinta inadequada ao tipo de substrato e a alteração de uso, em relação ao projeto, do antigo alçobe.

Na incidência de trincas e fissuras, com exceção da fissura superficial na parede da cozinha, todas estão ligadas à reacomodação das paredes estruturais de alvenaria, interna e externamente. Portanto, pode-se dizer que são manifestações com origem na fase de uso, por intervenções dos usuários, podendo ter sido agravadas pela vibração causada pelo tráfego intenso de veículos, inclusive ônibus, na rua da edificação.

Sendo assim, conclui-se que as anomalias ocorridas internamente, possuem causas diversas, mas origem semelhante, na fase de uso, por negligência na hora de realizar intervenções e, até mesmo, na manutenção da mesma. Já nas fachadas, os problemas estão associados aos desgastes naturais do tempo e ao emprego de elementos construtivos sem estudo prévio de seu funcionamento quando em contato com intempéries e variações climáticas.

Portanto, as manutenções realizadas pelos usuários, neste caso, não favoreceram a garantia da funcionalidade da construção e dos métodos e materiais construtivos de uma época. Apesar disto, é possível dizer que as manifestações patológicas são de fácil reparo, visto que os materiais e técnicas da época eram de grande qualidade e mantiveram a edificação em bom estado.

Pode-se dizer então, que é necessário maior conhecimento, tanto dos usuários, quanto dos responsáveis técnicos por reformas, para manutenções em edificações históricas, que possuem diferentes materiais e métodos construtivos e, portanto, diferentes necessidades no momento das intervenções.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. REFERÊNCIAS

- [1] PERES, R.M. “Levantamento e identificação de manifestações patológicas em prédio histórico – um estudo de caso”. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2001.
- [2] MEDEIROS, V.Q. “Análise e mapeamento das manifestações patológicas vistoriadas pela seguradora em imóveis financiados pela Caixa Econômica Federal no Rio Grande do Sul em 1999 e 2000”. Dissertação (Mestrado Profissionalizante em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2004.
- [3] FARINHA, A.L. “Cassino Hotel: Um local de memória e turismo cultural no Balneário Cassino – RS”. Monografia (Especialização em Patrimônio Cultural) – Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, Rio Grande do Sul, 2008.
- [4] LERSCH, I.M. “Contribuição para a identificação dos principais fatores e mecanismos de degradação em edificações do patrimônio cultural de Porto Alegre”. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2003.
- [5] PREFEITURA MUNICIPAL DO RIO GRANDE. Inventário de Bens Culturais. Disponível em: <<http://www.riogrande.rs.gov.br/pagina/index.php/inventario-de-bens-culturais>> Acesso em: 5 de dezembro de 2014.
- [6] MONTALVÃO, F.N.M. “Análise do desempenho dos componentes da fachada”. Projeto Final (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, Goiânia, 2011.
- [7] BEINHAUER, P. “Atlas de Detalhes Construtivos: Reabilitação com 199 pormenores construtivos”. Tradução de SOUSA, V.B. São Paulo: Gustavo Gilli, 2013.
- [8] PASQUALOTTO, N. “Mapeamento de manifestações patológicas em edificação histórica: estudo no prédio do observatório astronômico da URGs”. Trabalho de Diplomação (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2012.
- [9] BRAGA, M. (Org.) “Conservação e Restauro: Arquitetura”. Rio de Janeiro: Ed. Rio, 2003.
- [10] LOURENÇO, P.B. *et al.* “Defects and moisture problems in buildings from historical city centres: a case study in Portugal”. *Building and Environment*, 2006, v. 41, pp. 223-234.



ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE REVESTIMENTO CERÂMICO DO EDIFÍCIO CECOM/UFRGS

B. RIBEIRO

Mestrando em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
bruno.gazzola@hotmail.com

C. GIORDANI

Mestranda em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
giordani.carol@gmail.com

G. L. MORAGAL.

Mestrando em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
g.longaray@gmail.com

J. RIETH

Mestranda em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
larart.arq@gmail.com

P. DA ROSA

Mestranda em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
priscila_da_rosa@hotmail.com

T. S. FERNANDES

Mestranda em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
thaischmidt@hotmail.com

A. B. MASUERO

Professora Doutora em Engenharia Civil
PPGEC/UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
angela.masuero@ufrgs.br

RESUMO

O revestimento cerâmico é amplamente utilizado no Brasil, mas seu uso em fachadas muitas vezes é vinculado à possibilidade de ocorrência de diversas manifestações patológicas. A identificação de falhas no revestimentos pode ser realizada através de ensaios destrutivos ou não, sendo exemplos deste último o ensaio de percussão, de permeabilidade e pelo uso de uma câmera termográfica. Os dois primeiros métodos avaliam a aderência e a absorção dos revestimentos, respectivamente. A termografia se baseia na medição e visualização da radiação infravermelha emitida pelos objetos, fornecendo informações sobre áreas com diferentes comportamentos térmicos, que podem ser associadas a certas avarias nas fachadas. Neste contexto, com o objetivo de identificar e avaliar as manifestações patológicas do revestimento cerâmico do prédio do Centro de Combustíveis (CECOM) da UFRGS, foi realizado o levantamento de suas fachadas utilizando-se os métodos citados, além de uma detalhada inspeção visual. Com o resultado de tais análises, foi possível obter importantes indicações acerca do estado atual do revestimento, identificar as possíveis origens das manifestações patológicas existentes e propor soluções para as falhas encontradas
Palavras-chave: manifestações patológicas, termografia, revestimento cerâmico.

ABSTRACT

The ceramic coating is widely used in Brazil, but its use in facades is often associated with the possibility of several pathological manifestations. The identification of flaws in coatings systems can be performed through destructive and non-destructive testing, such as percussive and permeability tests and with the use of thermographic camera. The first two methods, respectively, evaluate the adhesion and the absorption of the coatings. Thermography is based on the measurement and visualization of infrared radiation emitted by objects, providing information on areas with different thermal behaviors that may be associated with certain faults on the facades. In this context, in order to identify and evaluate the pathological manifestations of ceramic coating in the Fuel Center building (CECOM), a survey of the facades using the above methods has been performed, in addition to a detailed visual inspection. With the result of such analysis, it was possible to obtain important information about the current state of the coating, identify the possible sources of the existing pathological manifestations and propose solutions to the detected failures.
Keywords: pathological manifestations, thermography, ceramic coating.



1. INTRODUÇÃO

A norma NBR 5674 [1] cita que é esperado que as edificações sejam construídas para atendimento dos usuários por um longo tempo de serviço, devendo ainda apresentar “condições adequadas ao uso que se destinam resistindo aos agentes ambientais e de uso que alteram suas propriedades técnicas iniciais”. Todavia, as edificações estão sujeitas a ações do meio ambiente, sendo que externamente a fachada sofre com o efeito dos ventos, chuvas, luz, calor, emissões gasosas, vibrações e variações térmicas e de umidade [2]. Isto é, as edificações estão expostas a inúmeros agentes agressivos, que com o passar dos anos, levam a ocorrência de diferentes manifestações patológicas.

Gaspar e Brito [2] observam que o efeito da chuva sobre os revestimentos é um dos mais danosos. A água ao escorrer pela fachada promove lavagem e deposição de particulados e matéria orgânica nos poros dos elementos, promovendo desgaste e proliferação de agentes causadores de dano estético e estrutural. Em alguns casos, sob condições de poluição do ambiente externo, a água da chuva também pode estar relacionada com a formação de chuva ácida pela dissolução de óxidos de enxofre.

A taxa de degradação dos materiais que compõem os edifícios depende também do nível de poluição urbana e qualidade do ar [3]. Ambientes próximos de estações de tratamento de efluentes ou lagos poluídos, em processo de eutrofização, podem também emitir quantidade maior de poluentes. Os corpos de água excessivamente nutridos, provocam a formação de algas e bactérias que promovem a formação de diversos gases, incluindo sulfeto de hidrogênio (H_2S), que além de ataque por sulfatos em elementos armados, pode também promover a formação de ácido sulfúrico [4].

A água absorvida tanto pela chuva ou por umidade em materiais porosos, pode trazer consigo sais higroscópicos que podem atacar os materiais cimentícios (por carbonatação, ataque de cloretos e sulfatos), ou até mesmo o comprometimento físico do revestimento pela entumescimento dos sais hidratados [2]. Para garantir que a edificação apresente condições adequadas em sua vida útil é necessário entender o meio em que a edificação está inserida, direcionando formas de prevenir manifestações patológicas e posteriormente, combatê-las.

O objetivo deste trabalho é levantar e avaliar as manifestações patológicas do revestimento cerâmico existente no prédio do Centro de Combustíveis do Instituto de Química da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, verificando se há a necessidade de reparo nesse revestimento. Para tanto foram utilizados métodos não-destrutivos, como termografia, avaliação visual, absorção de água e percussão. A edificação também apresenta revestimento de fulget, o qual está degradado e sua substituição por revestimento cerâmico está previsto no projeto de reforma existente.

1.1 Manifestações Patológicas em Revestimento Cerâmico

O revestimento cerâmico é um sistema e é composto de diversas camadas, como o substrato que é a base do sistema (estrutura de concreto e/ou alvenaria de vedação), chapisco, emboço, argamassa colante, as placas cerâmicas e seu rejunte. Segundo a NBR 13755 [5], o revestimento externo tem como objetivo proteger a edificação do desgaste causado por agentes atmosféricos e desgaste mecânico, além de proporcionar acabamento estético.

Uma das manifestações patológicas mais frequentes em revestimentos cerâmicos é perda de aderência ao substrato ou a argamassa colante, processo que leva ao descolamento das placas de revestimento [6]. O descolamento ocorre quando as tensões mecânicas são maiores que a capacidade de aderência entre revestimento e substrato, seguido do deslocamento. Roscoe [7] afirma que devido à possibilidade de acidentes com usuários e os custos de reparo, o estudo desta manifestação patológica é de grande importância.

Roscoe [7], também observa que um dos primeiros sinais de problema é a ocorrência de um som cavo (oco) nas placas cerâmicas quando em teste de percussão, ou ainda, o estufamento da camada de acabamento (placas cerâmicas e rejuntas). A este sinal, segue o deslocamento desta área, que pode ser imediato ou ao longo do tempo. Antunes [8] descreve que dentre as possíveis causas de descolamentos e deslocamentos em revestimentos de fachadas, estão problemas de execução, na qualidade dos materiais e fadiga por contrações térmicas nos subsistemas.

Os descolamentos podem apresentar extensão variável, ou seja, em manifestações localizadas ou até em toda extensão de revestimento [9]. Com frequência estas manifestações patológicas ocorrem nas partes inferiores e superiores do edifício, considerando um maior nível de tensões mecânicas nestes locais [10]. Segundo o autor, as manifestações patológicas normalmente são resultantes de combinações de fatores, como descolamentos e fissuras, sendo de difícil recuperação e onerosas.

Diversos ensaios podem ser utilizados para avaliação de manifestações patológicas em revestimentos cerâmicos. Após a inspeção visual, os ensaios mais prováveis são verificação de resistência de aderência e permeabilidade [11]. A estes ainda pode-se somar o ensaio de termografia, que se baseia na medição da radiação infravermelha emitida pelos objetos, podendo fornecer informações sobre áreas com diferentes comportamentos térmicos, as quais podem estar relacionadas a algum tipo de manifestação patológica [12].

A termografia infravermelha se transformou em uma ferramenta consolidada em testes não destrutivos e é empregada para facilitar a inspeção de elementos em edificações, sendo crucial para compreender as causas de defeitos, avaliando o comportamento de um material sem destruí-lo [13]. Uma imagem termográfica é gerada por uma câmera calibrada para medir o poder emissivo de superfícies de uma área em várias faixas de temperatura, captando a radiação emitida através

de um detector e a resposta elétrica é convertida em uma imagem digital em que as diferentes cores correspondem a diferentes níveis de temperatura da superfície que está sob análise [14].

A precisão da imagem depende de vários parâmetros, como a emissividade, partículas atmosféricas (moléculas de gás e de vapor ou sólidas), temperatura ambiente, a velocidade do vento e a distância da edificação [14]. O resultado final de uma inspeção é uma imagem digital, chamada de termográfica e quanto mais quente o objeto, mais brilhante aparece na imagem, dessa forma, pode-se identificar padrões termográficos irregulares, como um aumento ou uma diminuição da temperatura da superfície, indicando problemas específicos, referidos como “anomalias térmicas” [14].

Como a transferência de calor ocorre do exterior para o interior da fachada, a direção solar a que ela está exposta influenciará no resultado da imagem. Portanto, indicam que as medições ocorram no início da manhã ou tarde da noite, quando as temperaturas externas são mais baixas ou quando há pouca chance de radiação solar incidente na fachada durante a inspeção [13].

2. ESTUDO DE CASO

O presente estudo foi realizado na fachada da edificação do Centro de Combustíveis (CECOM), pertencente ao Instituto de Química da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O mesmo está situado no campus Vale da referida universidade, na Av. Bento Gonçalves, nº 9500, Porto Alegre/RS. A região da construção é caracterizada por áreas bastante arborizadas, como nota-se na Figura 1 (a), que traz a localização do Centro de Combustíveis dentro do campus. Duas de suas fachadas, noroeste e sudoeste, sofrem pouca incidência de raios solares devido à barreira de vegetação existente próxima de ambas, conforme mostra a imagem (b). Nas imediações da construção encontram-se um correço com uma pequena represa e queda d'água, que segundo classificação de Freitas [15] possui águas eutrofizadas e com baixa saturação de oxigênio. O clima da região é classificado como subtropical úmido, com temperatura média anual de 19,5°C, entretanto as temperaturas máximas podem ultrapassar os 40°C e as mínimas ficam próximas de 0°C [16].



Figura 1: Localização do Centro de Combustíveis

Concluída em 2005 com uma área de 1084 m² dividida em 2 pavimentos, a edificação conta com 24 laboratórios que desenvolvem pesquisas com petróleo e seus derivados. A estrutura da edificação é composta por vigas e pilares de concreto armado e as paredes de vedação são de alvenaria. A cobertura possui telhas de fibrocimento ocultas por uma platibanda que recebe capeamento metálico no corpo principal da edificação. O revestimento externo desta construção é composto por argamassa com pintura, plaquetas cerâmicas e fulget. O revestimento cerâmico, objeto deste trabalho, é constituído por plaquetas retangulares de comprimento 25cm e largura igual a 6,5cm a espessura de junta é de 10mm. Na Figura 2 são apresentadas as fachadas indicando a posição do revestimento cerâmico.

3. METODOLOGIA

A avaliação da edificação em estudo iniciou com um levantamento visual, com o intuito de registrar as manifestações patológicas perceptíveis a olho nu nas fachadas da mesma. Apesar de simples, esta análise teve grande importância, pois permitiu a identificação dos pontos mais críticos da construção. A inspeção visual com a mensuração de fissuras é classificada, por Silvestre e Brito [17], como um método de grande correlação com as anomalias das fachadas e de fácil execução. Esta etapa constituiu-se na quantificação das fissuras presentes nas fachadas, com o auxílio de fissurometros, no levantamento fotográfico dos diferentes panos do revestimento e no registro de todas as manifestações patológicas identificadas, em perspectivas impressas da edificação.

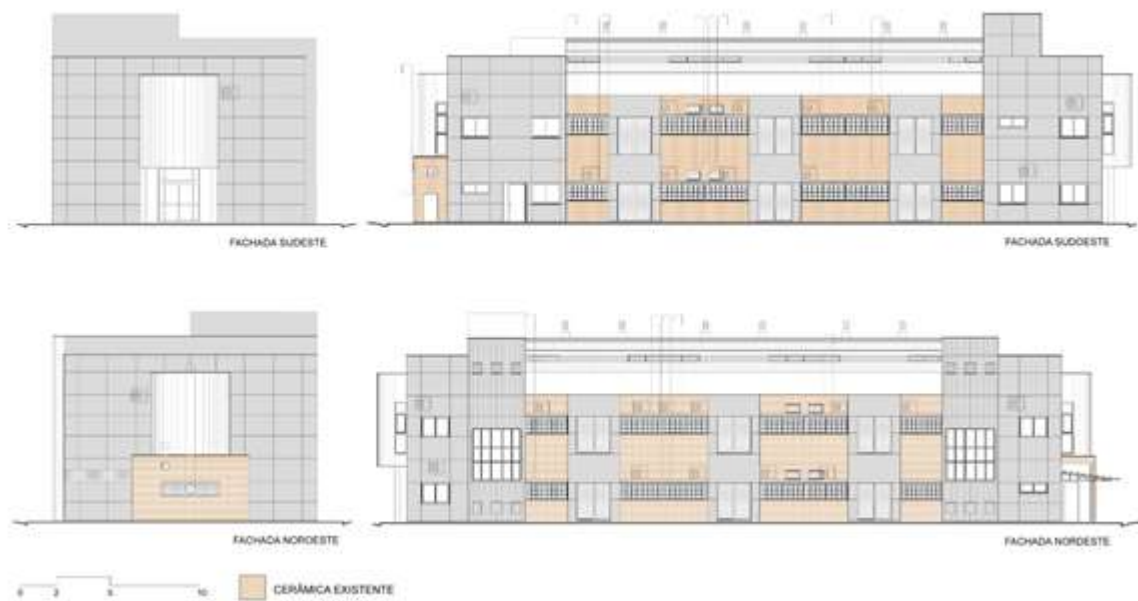


Figura 2: Fachadas do edifício CECOM

A segunda fase da inspeção em campo constituiu-se do ensaio por percussão, buscando detectar áreas do revestimento com baixa aderência. O procedimento para esta análise baseia-se em percutir toda a extensão da fachada com martelo de madeira ou borracha, onde os pontos de baixa aderência caracterizam-se por emitir som oco durante a percussão. O método é frequentemente adotado em pesquisas investigativas [18] [19] [20], para diversos tipos de revestimentos aderidos. Este ensaio foi realizado apenas na altura do pavimento térreo, devido à impossibilidade de efetuar trabalhos em maiores alturas. A fachada nordeste não pode ser percutida, pois as atividades na edificação não permitiram a produção de ruído nesta área.

Com o objetivo de avaliar o desempenho do revestimento cerâmico quanto a absorção de água sob baixa pressão, realizou-se o ensaio segundo o método proposto pelo CSTC/NIT 224 [21]. Denominado como “método do cachimbo”, esse ensaio mensura a permeabilidade dos revestimentos através da identificação do volume de água absorvida por uma área determinada, ao longo do tempo. Para tal, foram utilizados todos de vidro com demarcação de volumes, conhecidos por todos de Carsten ou cachimbos, com volume total de 4 ml de água. A fixação destes instrumentos foi realizada com silicone, em 4 pontos distintos, dois em centros de peças cerâmicas e 2 incorporando as juntas, conforme ilustra a Figura 3. Após a fixação dos tubos, os mesmos foram preenchidos com água até a marcação 0 ml e o volume de água absorvido foi registrado a cada 60 segundos durante 15 minutos. Os 4 pontos ensaiados situavam-se na fachada noroeste da edificação.

A termografia também foi utilizada para a identificação de falhas nas fachadas da edificação do CECOM, este método baseia-se na medição e visualização da radiação de infravermelhos emitida pela superfície dos elementos. A radiação é capturada por um detector e a resposta elétrica gerada é convertida em imagem digital, onde as diferentes temperaturas da superfície são traduzidas por variações nas cores da imagem. A termografia é classificada como uma técnica de avaliação não destrutiva, para Cortizo et al. [22] os ensaios não destrutivos devem sempre preceder aos métodos destrutivos.

Bauer et al. [23] ressaltam a importância de estabelecer os parâmetros térmicos do revestimento de forma correta, pois caso os mesmos sejam arbitrados no equipamento de maneira errônea, os resultados poderão ser distorcidos. Neste trabalho, tais parâmetros como a temperatura aparente refletida e a emissividade do revestimento foram calibrados na câmara termográfica, conforme as instruções contidas no manual da mesma. A máquina adotada para a execução deste estudo foi a FLIR T, utilizada em seu modo automático.

Ademais dos parâmetros ajustados no equipamento, as condições do meio exercem influência na precisão da imagem, como a presença de partículas suspensas no ar e a velocidade do vento no momento do ensaio [14]. O levantamento termográfico foi realizado nas 4 fachadas da edificação, porém em horários distintos, visto que as imagens foram capturadas em momentos em que os panos de revestimento não estivessem sobre incidência de raios solares e que a temperatura externa não fosse superior à interna, conforme as recomendações de Cerdeira et al. [13].

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise visual, a análise termográfica e o ensaio de percussão, realizados no revestimento cerâmico da fachada, foram analisados conjuntamente a fim de se identificar as manifestações patológicas correspondentes. Entre as principais ocorrências observadas estão o deslocamento, o descolamento, a eflorescência, a fissuração e o manchamento, as quais foram graficadas em mapas das fachadas. Além de apresentar o estado da edificação no momento em que foram realizadas as análises, a identificação das manifestações permitiu elaborar uma proposta de intervenção para este revestimento, visando sua melhoria.

4.1 Caracterização da permeabilidade do revestimento cerâmico pelo método do cachimbo

Os resultados do ensaio de permeabilidade pelo método do cachimbo, realizado a fim de caracterizar os materiais empregados no revestimento cerâmico, demonstraram que a plaqueta cerâmica possui uma absorção maior que a argamassa de rejuntamento entre as peças, conforme pode ser observado na Figura 4. A absorção total das plaquetas cerâmicas foi de 1,05 ml, e a da argamassa de rejuntamento foi de 0,8 ml.

A NBR 14992 [24] apresenta o ensaio de permeabilidade de rejuntes de argamassa à base de cimento, o qual consiste na medida da redução da coluna de água contida em um tubo de vidro afixado sobre um corpo de prova cúbico, de 50mm de dimensões, em 60, 120, 180 e 240 minutos. A absorção, ao final do ensaio, é limitada em menos de 2cm³ para o rejuntamento tipo I, e menos de 1cm³ para o rejuntamento tipo II. Com estes dados, verifica-se que a absorção de 0,8ml (0,8cm³) do rejunte entre as peças cerâmicas no intervalo de 15 minutos pode ser considerada elevada.

Além disso, o valor elevado de absorção apresentado pelas plaquetas cerâmicas, comparativamente com o valor do rejunte, está em desacordo com o apresentado por Valiati [25], a qual indica que a penetração de água através da plaqueta cerâmica é rara, ocorrendo quando o produto possui defeito, e que essa infiltração ocorre pelas juntas e rejunte entre as peças.

Esta permeabilidade elevada, verificada tanto na plaqueta cerâmica quanto no rejunte, contribui para a entrada de água na interface entre o substrato e o revestimento cerâmico, e pode contribuir na evolução dos processos de degradação observados. Como forma de minimizar as manifestações patológicas associadas à alta permeabilidade do material, pode-se aplicar agentes impermeabilizantes ou hidrofugantes na superfície deste revestimento.



Figura 3: Ensaio de permeabilidade de água



Figura 4: Permeabilidade do revestimento cerâmico

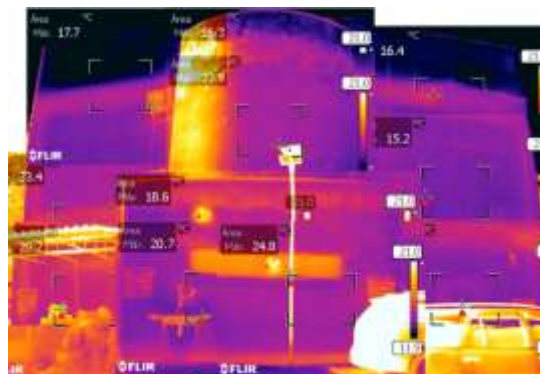
4.2 O estado da edificação na ocasião do estudo

Neste tópico são apresentadas a imagem fotográfica e termográfica das fachadas, bem como o mapa das manifestações patológicas encontradas.

A fachada Noroeste, a qual apresenta, visualmente, os maiores danos, tem suas imagens fotográfica e montagem das imagens termográficas apresentada na Figura 5. Por sua vez o mapeamento das manifestações patológicas no revestimento cerâmico é apresentado na Figura 6.



a)



b)

Figura 5: a) Imagem fotográfica da fachada Noroeste e b) Montagem das imagens termográficas da fachada Noroeste

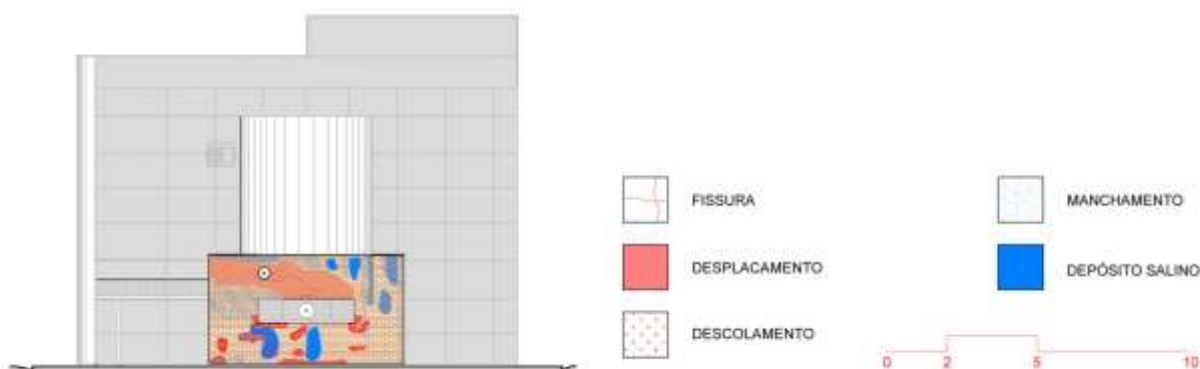


Figura 6: Mapeamento das manifestações patológicas no revestimento cerâmico da fachada Noroeste

Na figura 7 e 8 são apresentadas a montagem das imagens fotográficas e termográficas da fachada Sudoeste e o mapeamento das manifestações patológicas no revestimento cerâmico, respectivamente.

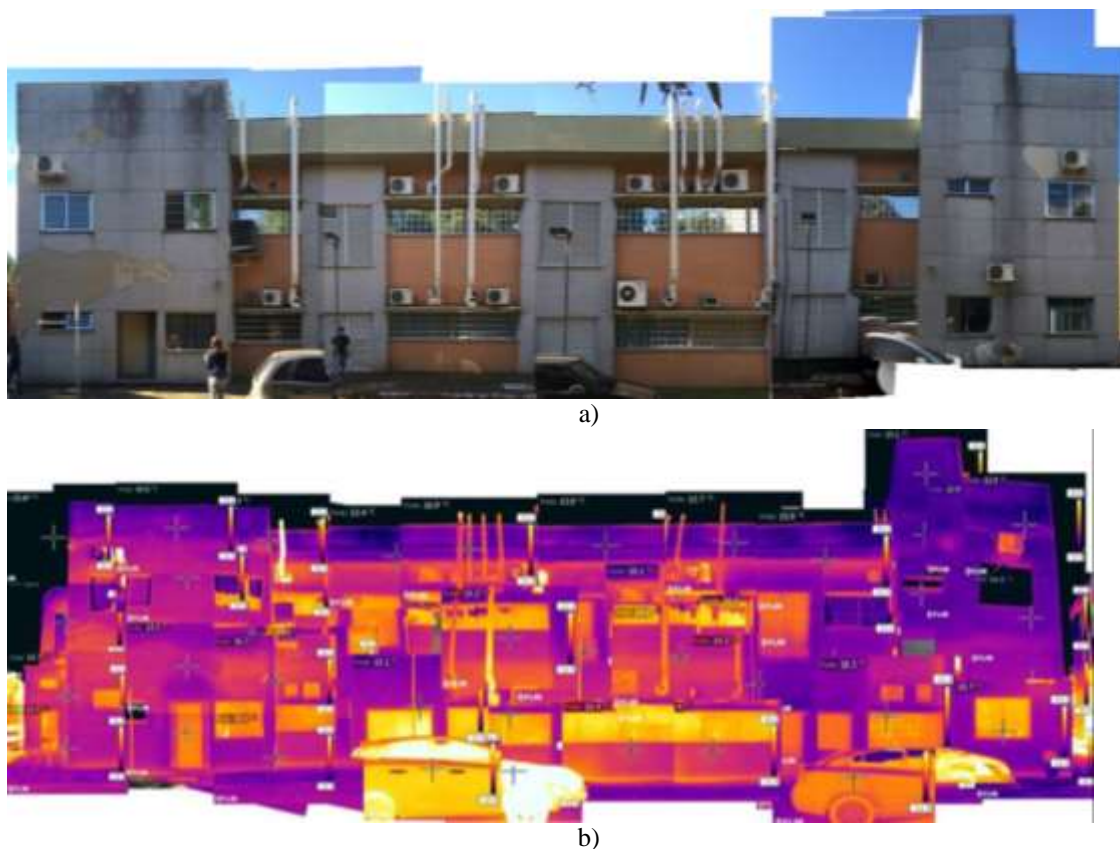


Figura 7: a) Montagem das imagens fotográficas da fachada Sudoeste e b) Montagem das imagens termográficas da fachada Sudoeste

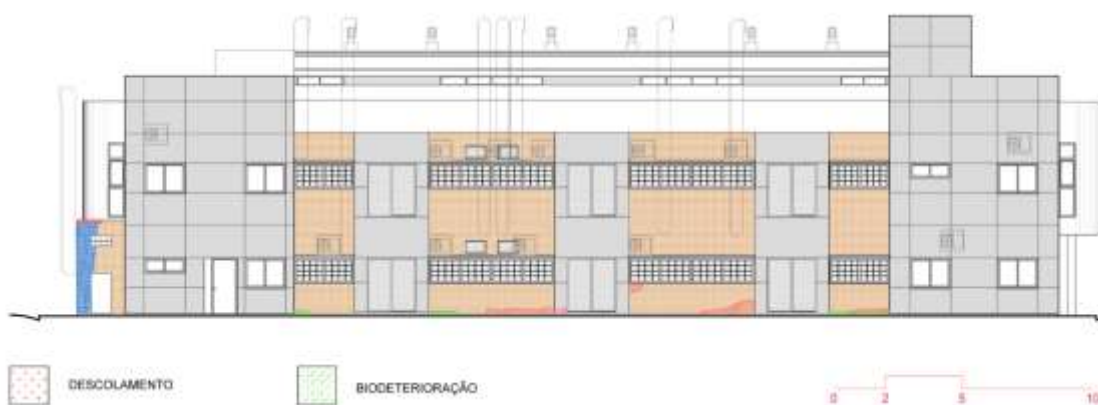


Figura 8: Mapeamento das manifestações patológicas no revestimento cerâmico da fachada Sudoeste

As imagens fotográficas e montagem das imagens termográfica da fachada Nordeste são apresentadas na Figura 9, assim como as manifestações patológicas no revestimento cerâmico estão graficadas na Figura 10.

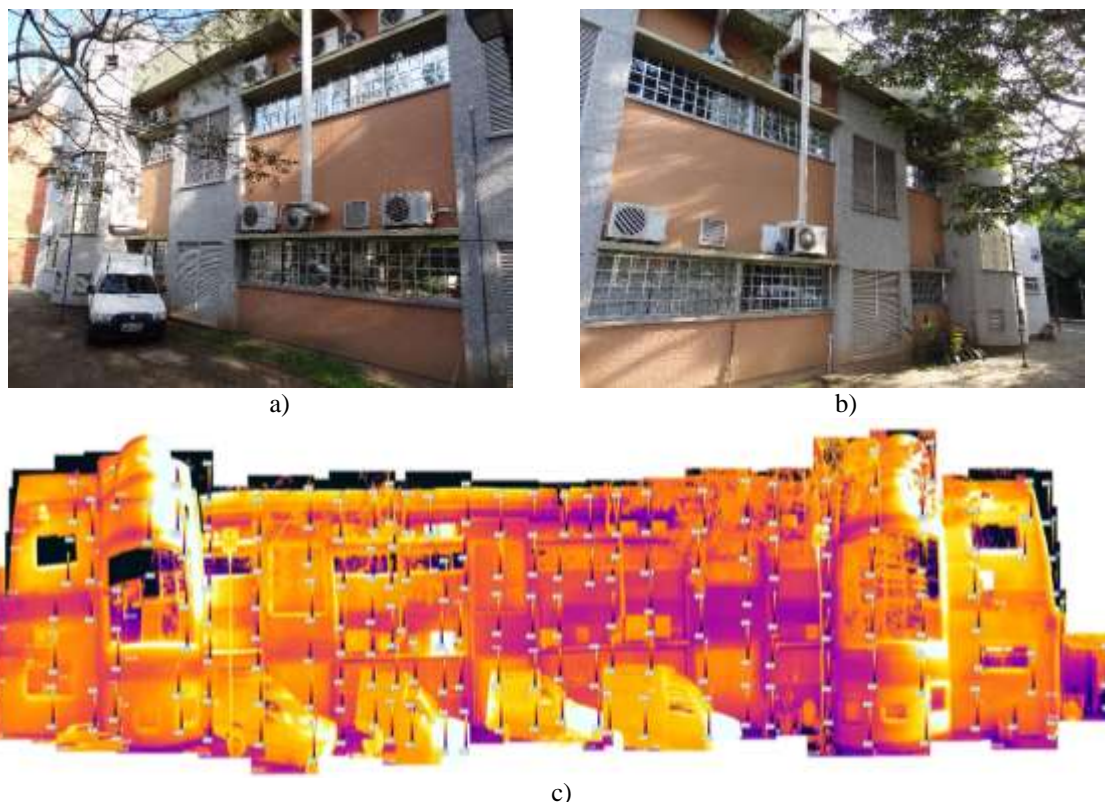


Figura 9: a) e b) Imagens fotográficas da fachada Nordeste e c) Montagem das imagens termográficas da fachada Nordeste



Figura 10: Mapeamento das manifestações patológicas no revestimento cerâmico da fachada Nordeste

Por não conter revestimento cerâmico, a fachada Sudeste não será apresentada.

4.3 Manifestações Patológicas Observadas e Propostas de Intervenção

A seguir serão apresentadas cada uma das manifestações patológicas encontradas no revestimento cerâmico

4.3.1 Deslocamento e Descolamento em Revestimentos Cerâmicos

O revestimento cerâmico é considerado um sistema, sendo composto de diversas camadas, como o substrato (estrutura de concreto e/ou alvenaria de vedação), chapisco, emboço, argamassa colante, as placas cerâmicas e seu rejunte.

Segundo a NBR 13755 [5], o revestimento externo tem como objetivo proteger a edificação do desgaste causado por agentes atmosféricos e solicitações de origem mecânica, além de proporcionar acabamento estético.

Portanto como em todos os sistemas, a responsabilidade pela ocorrência de patologias jamais deve recair sobre apenas um aspecto, apresentando-se quase sempre como uma combinação de diversas razões [8]. Desta forma, são de grande importância o estudo e a compreensão das manifestações patológicas que afetam em especial este tipo de revestimento devido à possibilidade de acidentes com usuários e aos elevados custos de reparo [7].

Uma das manifestações patológicas mais frequentes em revestimentos cerâmicos é a perda de aderência ao substrato ou à argamassa colante, processo que em um primeiro momento leva ao descolamento das placas de revestimento, sendo seguido do deslocamento das mesmas, caso não ocorra nenhum tipo de intervenção [6]. O descolamento ocorre quando há o rompimento das interfaces entre as camadas pelo aparecimento de tensões maiores que a capacidade de aderência entre revestimento e substrato. Estas tensões podem ter origem da variação térmica na fachada, por um projeto e execução falhos, por movimentações estruturais, pelo uso de materiais de baixa qualidade, entre outros [8]. Roscoe [7], também observa que um dos primeiros sinais desse problema é a ocorrência de um som cavo (oco) nas placas cerâmicas quando em teste de percussão, ou ainda, o estufamento da camada de acabamento (placas cerâmicas e rejuntas). A este sinal, segue o deslocamento desta área, que pode ser imediato ou ao longo do tempo.

No presente trabalho, o fenômeno de descolamento de placas cerâmicas foi encontrado na fachada nordeste, devido, muito provavelmente, aos diferentes módulos de deformação dos materiais do substrato, como mostra a Figura 11, gerando tensões e o aparecimento de bolsões. Já na fachada noroeste, Figura 12, este fenômeno está em seu estágio posterior, o deslocamento. Entretanto neste caso a movimentação térmica, pela alta incidência solar nesta frente, junto da umidade, presente no riacho que transcorre ao longo desta fachada, explicam a ocorrência deste grave problema.

Para estas manifestações, as soluções propostas foram a remoção do revestimento do local afetado que não apresente boa aderência ao suporte, a construção dos peitoris adequados para amenizar a incidência de água sobre o material cerâmico e a reposição do revestimento considerando juntas.

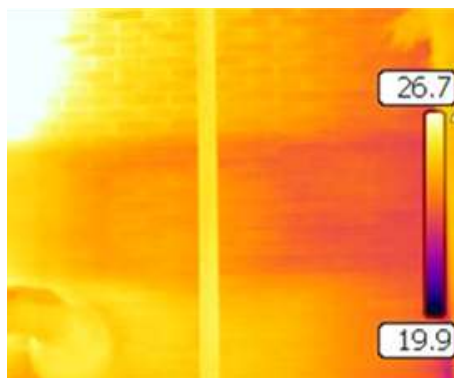


Figura 11: a) Imagens fotográficas de descolamento de plaquetas cerâmicas na fachada Nordeste e b) Imagens termográficas de descolamento de plaquetas cerâmicas na fachada Nordeste

4.3.2 Biodeterioração

Para Shirakawa et al. [26], os termos bolor e mofo são utilizados para designar a colonização de diferentes substratos por diversas populações de fungos filamentosos. O desenvolvimento de manchas escuras indesejáveis em fachadas, associadas a existência desses fungos, levam a alteração estética da edificação e possível desvalorização comercial do imóvel. Outros microrganismos que podem estar envolvidos na biodeterioração são os líquens e as bactérias.

O clima, as condições microclimáticas (umidade, temperatura e luminosidade) e os níveis de poluição química e biológica podem influenciar diretamente no desenvolvimento das colônias biológicas [27]. Shirakawa *et al.* [26] afirmam ainda que mesmo que o revestimento contenha todos os nutrientes necessários para o crescimento das colônias, as mesmas não aparecerão enquanto não houver umidade suficiente no substrato. Dessa forma, características do material como composição química e capacidade do mesmo em absorver água exercem grande influência no desenvolvimento das colônias.

Na edificação analisada, a alta porosidade apresentada pelo revestimento cerâmico e pelo rejunte contribuíram para a colonização dos mesmos (Figura 13). A escolha do método de tratamento mais adequado dependerá do tipo de microrganismo presente, do substrato a ser tratado, do estado de conservação e também dos custos envolvidos. A limpeza e prevenção do crescimento das colônias biológicas pode ser realizada pela aplicação de produtos químicos ou biocidas, sendo necessário primeiramente identificar quais os microrganismos presentes de forma a escolher o agente químico mais adequado. Em seguida deve-se realizar limpeza mecânica na zona afetada para somente então proceder com a aplicação do biocida [27].



Figura 12: Descolamento e manchamento na fachada
Noroeste



Figura 13: Biodeterioração e eflorescência na fachada
Noroeste

4.3.3 Manchamento

O acúmulo de pó, fuligem e particulado poluente sobre os revestimentos externos é bastante comum em centros urbanos. Fatores como clima, tipo de material, forma da fachada e intensidade do vento, influenciam diretamente o manchamento do revestimento da edificação [28]. Para Bauer [29], a ocorrência de nevoeiro ou umidade relativa do ar elevada conduz ao aumento da deposição e adesão das partículas sobre revestimentos mais porosos. Além disso, a lavagem da chuva pode conduzir ao arraste da sujeira depositada, causando manchas escorridas.

Os agentes causadores do manchamento podem estar somente depositados ou aderidos ao revestimento. Quando a sujidade está somente depositada, o vento pode atuar como dispersante, contudo, quando aderida é necessário intervir na edificação procedendo com lavagem sob pressão adequada, utilizando detergente neutro e água quente, como é o caso da fachada nordeste apresentada na Figura 12.

Em diferentes pontos próximos ao solo foi identificada zonas de manchamento relativas a reflexão da água da chuva e de equipamentos no revestimento (figura 14). Como solução para esse tipo de manchamento, sugere-se a construção de pavimento ao longo do perímetro da edificação.

4.3.4 Trincas e Fissuras

As placas cerâmicas tendem a se movimentar devido a variações de temperatura e umidade do ambiente, sendo função das juntas de assentamento permitir que as placas trabalhem individualmente, acomodando as deformações impostas a camada externa do sistema aderido. Além de absorver parte das tensões provocadas pela movimentação do substrato e dilatação térmica as juntas devem garantir a estanqueidade do sistema além de contribuir para a estética da edificação. Quando não estanques elas permitem a passagem da água e outros agentes deletérios levando a ocorrência de diferentes manifestações patológicas. O acesso a água limita-se a quatro posições distintas do sistema nas juntas não preenchidas ou mal preenchidas, em fissuras entre as juntas e a placa cerâmica, em fissuras no rejunte e através do corpo do rejunte [25].

Foi identificado na fachada nordeste a presença de fissuras sobre uma área cujas plaquetas já sofreram intervenção. A fissuração pode ter origem na movimentação diferencial dos materiais, pois a zona em questão se encontra em parte sobre base de concreto armado e em parte sobre alvenaria. Além disso o material utilizado para o preenchimento das juntas pode ser muito rígido, contribuindo para a fissuração. Sugere-se verificar se a zona fissurada ainda se encontra perfeitamente aderida para somente então proceder com raspagem das juntas fissuradas e colocação de novo rejuntamento, utilizando uma argamassa com menor módulo de elasticidade.

4.3.5 Eflorescência

A eflorescência caracteriza-se por manchamento de coloração diversa, sendo mais comum a branca, causados pela deposição de sais na superfície dos revestimento (eflorescência) ou internamente à eles (cripto-eflorescência). Os sais podem possuir forma pulverulenta e muito solúvel, ou podem apresentar-se incrustados e insolúveis [30].

Para a ocorrência deste fenômeno, é necessário a existência concomitante de 3 fatores: presença de água, existência de sais nos materiais (argamassas, materiais cerâmicos, contaminantes) e gradiente hidráulico (também chamada pressão isostática, responsável pela força para a migração da solução) [9] [30]; A eflorescência é gerada quando os sais presentes nos materiais são dissolvidos na presença de água, transportados através dos poros dos materiais nesta solução, e cristalizados novamente quando ocorre redução de água ou aumento do teor de sais [30] [31]. Pezzato [31], indica que, no caso dos revestimentos cerâmicos, a eflorescência ocorre principalmente em peças porosas e não esmaltadas, e esta manifestação aparece através do rejunte. A autora comenta ainda que uma das fontes dessa manifestação é a utilização de ácidos sem a correta diluição no momento da limpeza de obra.

No revestimento estudado, foi verificada a presença de manchamento branco com aspecto de escorrimento no rejunte e na plaqueta cerâmica principalmente na fachada noroeste (figura 13) e, com menor intensidade, na fachada nordeste (figura 15). Este manchamento aparenta ser característico de eflorescência. Porém, maiores estudos seriam necessários para a identificação do tipo e material de origem do sal (plaqueta cerâmica, rejunte, argamassa de assentamento), bem como da origem da umidade (de chuva, de infiltração). Somente o conhecimento de tais fatores pode definir qual a melhor intervenção para inibir o fenômeno. Na fachada noroeste, extremamente degradada, a reforma completa do revestimento cerâmico é a solução mais indicada. Na fachada nordeste, que apresenta pequenas áreas de ocorrência do fenômeno, é indicado realizar lavagem da área conforme o tipo de sal, para fins estéticos; e inibir a fonte de umidade ou substituir o material que atua como fonte de sal, caso forem verificados maiores danos no revestimento.



Figura 14: Manchamento por reflexão da chuva no solo



Figura 15: Eflorescência na fachada Nordeste

4.3.6 Elementos de fachada

Os equipamentos de ar condicionado foram instalados através de suportes no revestimento tipo fulget, e apoiados diretamente sobre as marquises de sombreamento das janelas, existentes no revestimento cerâmico. A inserção destes elementos na fachada resulta em danos estruturais, como as solicitações inadequadas para a marquise, além de estéticos e funcionais, como as aberturas inadequadas para a passagem das instalações, que permitem a entrada de umidade e os drenos ineficientes, cuja água pinga no solo e reflete na fachada (figura 14). Como medida, é proposta a elaboração de um projeto que contemple a organização destes elementos na fachada e a correta drenagem dos mesmos. As saídas de exaustão instaladas nas fachadas também funcionam como elementos que direcionam a água da chuva, gerando umidade e manchamento na base da edificação. Na fachada noroeste, a inexistência de um prolongamento dos dutos de exaustão para o topo da edificação pode ter contribuído para as manifestações patológicas ali encontradas.

5. CONCLUSÕES

O revestimento cerâmico desta edificação apresenta situação variável entre as diferentes fachadas. Tanto os fatores externos não controláveis, como insolação, chuva, ventos, contaminantes originados no córrego próximo, materiais de construção escolhidos, quanto os fatores relacionados ao uso da edificação, como as atividades ali desempenhadas, e a necessidade de instalação de elementos na fachada, contribuem para o início e evolução dos processos de degradação observados.

A fachada Noroeste, a qual apresenta diversas manifestações patológicas no revestimento cerâmico, e em estágio avançado, já estava contemplada no projeto de reforma. Contudo também foram verificadas zonas pontuais de descolamento, fissuração e manchamento de diversas origens no revestimento cerâmico das fachadas nordeste e sudeste, sendo sugerido, para estes locais, as intervenções propostas no capítulo anterior como, por exemplo, a utilização de juntas no encontro dos substratos cerâmico e de concreto, a reposição do revestimento em alguns trechos, e a lavagem e limpeza nos locais com manchamentos.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 5674: manutenção de edificações – requisitos para o sistema de gestão de manutenção*. Rio de Janeiro, 2012.
- [2] Gaspar, P.; De Brito, J.. Quantifying environmental effects on cement-rendered facades: A comparison between different degradation indicators. *Building and Environment*, v. 43, n. 11, p. 1818-1828, 2008.
- [3] Manning, M. Corrosion of building materials due to atmospheric pollution in the United Kingdom. In: *Air Pollution, Acid Rain and the Environment*. Springer Netherlands, 1988. p. 37-66.
- [4] Zivica, V.; Bajza, A. Acidic attack of cement based materials—a review.: Part 1. Principle of acidic attack. *Construction and Building materials*, v. 15, n. 8, p. 331-340, 2001.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 13755: Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante*. Rio de Janeiro, 1996.
- [6] Abitante, A.; Groff, C. Manifestações patológicas encontradas em revestimentos de fachada – *Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*, Maceió, 2014.
- [7] Roscoe, M. *Patologias em Revestimento Cerâmico de Fachada*. 2008. Monografia (Especialização em construção civil) - Escola de engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- [8] Antunes, G. *Estudo de Manifestações Patológicas em Revestimentos de Fachada em Brasília – Sistematização da Incidência de Casos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 178p.
- [9] Bauer, R. Patologia em revestimentos de argamassa inorgânica. In: *Simpósio Brasileiro De Tecnologia Das Argamassas*. Salvador, 1997. Anais p. 321-33.
- [10] Medeiros, J.; Sabbatini, F. *Tecnologia e projeto de revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1999.
- [11] Segat, G. *Manifestações patológicas observadas em revestimentos de argamassa: estudo de caso em conjunto habitacional popular na cidade de Caxias do Sul (RS)*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Mestrado Profissionalizante, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre. 2005.
- [12] Moresco, J. et al. Termografia infravermelha na detecção de manifestações patológicas em fachadas com revestimento argamassado. *Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto*. João Pessoa, 2015.
- [13] Cerdeira, F. et al. Applicability of infrared thermography to the study of the behaviour of stone panels as building envelopes. *Energy and buildings* 43, 2011.
- [14] Balaras, C., Argiriou, A. Infrared thermography for building diagnostics. *Energy and buildings*, 2002.
- [15] Freitas, C. *Caracterização ecológica da represa Mãe D'água, Campus do Vale da UFRGS, morro Santana, Porto Alegre – RS (Brasil)*. 2005. Dissertação (Mestrado em Ecologia) – Instituto de Biociência, Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [16] Mascaró, L.; Mascaró, J. *Ambiência urbana*. 3.ed. Porto Alegre: Masquatro, 2009.
- [17] Silvestre, J.; Brito, J. Inspeção e diagnóstico de revestimentos cerâmicos aderentes. *Revista Engenharia Civil*, v. 1, 2008.
- [18] Teles, C. *Inspeção de fachadas históricas: levantamento de materiais e danos de argamassas*. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. 2010.
- [19] Paes, I.; Carasek, H. Desempenho das argamassas de rejuntamento no sistema de revestimento cerâmico. *Ambiente Construído*. 2002.
- [20] Colen, I. et al. Avaliação in-situ da aderência de materiais de revestimento. In.: *Congresso Nacional De Argamassas De Construção, 2.*, 2007, Lisboa: APFAC, 2007.
- [21] Centre scientifique et technique de la construction (CSTC). *NIT 224 - Hydrofugation de surface*. Note d'information technique, n° 224, juin 2002.
- [22] Cortizo, E. et al. Estado da arte da termografia. *Forum Patrimônio: ambiente construído e patrimônio sustentável*. Belo Horizonte. v. 2. n. 2. maio/agost. 2008.
- [23] Bauer, E. et al. Erros na utilização de parâmetros termográficos da argamassa e da cerâmica na detecção de anomalias em revestimentos. In.: *Simpósio Brasileiro De Tecnologia Das Argamassas*, 11., 2015, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: SBTA, 2015.
- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 14992: A.R. - Argamassa à base de cimento Portland para rejuntamento de placas cerâmicas - Requisitos e métodos de ensaios*. ABNT: Rio de Janeiro, 2003.
- [25] Valiati, V. *Estudo da Estanqueidade de Rejuntas em Revestimentos Cerâmicos Externos*. 2009. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [26] Shirakawa, M. et al. Identificação de fungos em revestimentos de argamassa com bolor evidente. *Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas*, v. 1, p. 402-10, 1995.
- [27] Coutinho, D. *Revestimentos biológicos em pedras graníticas do patrimônio construído: ocorrência, limpeza e prevenção*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Minho, Braga, 2009.
- [28] Lersch, I. *Contribuição para a identificação dos principais fatores e mecanismos de degradação em edificações do patrimônio cultural de Porto Alegre*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2003.
- [29] Bauer, E. *Resistência à penetração da chuva em fachadas de alvenaria de material cerâmico: uma análise de desempenho*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 1987.
- [30] Junginger, M. *Rejuntamento de revestimentos cerâmicos: influência das juntas de assentamento na estabilidade de painéis*. 2003. 141 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Construção Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [31] Pezzato, L. M. *Patologias no sistema revestimento cerâmico: um estudo de casos de fachadas*. 2010. 160 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DO ESTÁDIO ANTONIO DIAS “NAVEGANTÃO”

FERNANDO CAMARINHA

Estudante
Instituição: UFPA
Pará; Brasil

Email: fcamarinha11@gmail.com

JOSÉ VALDISAR JR

Estudante
Instituição: UFPA
Pará; Brasil.

Email: valdisarjunior@gmail.com

TAIZA FERREIRA

Docente
Instituição: UFPA
Pará; Brasil.

Email: taizaferreira@ufpa.br

RESUMO

O presente artigo tem como finalidade a análise, estudo e identificação das manifestações patológicas em geral do Estádio Municipal Antônio Dias “Navegantão” na cidade de Tucuruí, Estado do Pará.

O Estádio Municipal Antônio Dias recebe em média oito mil pessoas por jogo, tornando-o um atrativo turístico, com um fluxo intenso de pessoas, o que torna necessário um estudo das manifestações patológicas e uma análise detalhada das instalações, diminuindo o processo de deterioração e aumentando a vida útil da estrutura. O estudo identificou anomalias existentes na estrutura do estádio que foram detalhadas e documentadas, para posteriores propostas de correções e melhorias. Por meio de fotos que serão apresentadas ao longo do trabalho, mostraremos as manifestações patológicas encontradas, bem como suas causas, efeitos e possíveis medidas mitigatórias.

Palavras Chave: Patologia, Análise, Anomalias.

ABSTRACT

This work aims the analysis, study and identification of the pathological manifestations in general of the Antonio Dias “Navegantão” Municipal Stadium in the city of Tucuruí, Pará.

The Antonio Dias “Navegantão” Municipal Stadium receives an average of eight thousand people per game, making it a tourist attraction, with a intense flow of people, which becomes necessary a study of pathological manifestations and a detailed analysis of the facilities, reducing the process of deterioration and increasing the lifespan of the structure. The study identified anomalies in the structure of the stadium that were detailed and documented for future proposals of corrections and improvements. Through photos that will be presented throughout this work, we show the pathological manifestation that were found, as well as their causes, effects and possible mitigation measures.

Keywords: Pathology, Analysis, Anomalies.

1. INTRODUÇÃO

O termo "patologia" é derivado do grego (pathos - doença, e logia - ciência, estudo) logo, denominada "estudo da doença". Na construção civil pode-se atribuir patologia aos estudos dos danos ocorridos em edificações.

As manifestações patológicas se apresentam de diversas formas, como: trincas, fissuras, infiltrações e danos por umidade excessiva na estrutura, carbonatação e reação álcali-agregado.

Segundo [SOUZA & RIPPER, 1998] o ramo da engenharia que trata sobre o estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de falhas de concepção e execução das construções civis denomina-se Patologia das Estruturas.

Estima-se que, em países industrialmente desenvolvidos, cerca de 40% do total dos recursos das indústrias da construção estão sendo aplicados em reparo e manutenção de estruturas existentes e apenas 60% em novas instalações. Isso demonstra que um dos requisitos para um futuro mais sustentável na construção civil é o aumento na durabilidade das estruturas. [METHA & MONTEIRO, 2008].

No que se refere ao Estádio Municipal Antônio Dias, desde 2009 é utilizado para jogos do time mandante local (Independente Atlético Clube) e passou apenas por pequenas reformas, como: pinturas, adequações e relocações de alguns elementos. Sendo assim, o artigo visa apresentar e analisar as manifestações patológicas mais relevantes.

2. METODOLOGIA

O presente trabalho tem como metodologia a verificação *in loco* de manifestações patológicas no estádio municipal Antônio Dias, onde foi realizada a inspeção visual conforme fotos apresentadas. Para identificação dos tipos de patologia, foi utilizado referencial bibliográfico de autores e pesquisadores sobre o tema.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Conforme descrito anteriormente, o estádio "Navegantão" é de suma importância para a demanda esportiva e turística e local, portanto, as condições da edificação devem atender o melhor desempenho estrutural e estético para que sua vida útil seja satisfatória.



Figura 1: Estádio Navegantão

Baseado nisso, foram analisadas algumas manifestações patológicas mostradas a seguir:

Danos causados por umidade são bastante comuns em edificações e são associados à má execução do projeto, falta de preparo dos profissionais envolvidos e descaso com os fatores naturais, e apesar de serem considerados danos primários, eles podem gerar grandes transtornos na edificação. A Figura 2 mostra claramente o aparecimento de mofo no teto do banheiro do estádio, resultando em um desconforto estético e podendo ocasionar danos secundários à estrutura.



Figura 2: Patologia causada por umidade

A Figura 3 mostra as manifestações patológicas por umidade e infiltrações na área externa do banheiro. Os problemas causados por umidade e infiltrações geralmente são simples de resolver. A correta instalação hidráulica associada a uma boa impermeabilização podem sanar o problema e evitar danos piores como o comprometimento interno da estrutura.



Figura 3: Patologia causada por umidade (área externa)

O deslocamento é uma manifestação patológica grave observada em várias idades da construção e na maioria dos casos são associadas a várias origens, haja vista que elas ocorrem por uma combinação de fatores, sendo as prováveis causas, projetos de execução falhos, má qualidade dos materiais, mão de obra não especializada, não conformidades

com as normas regulamentadoras entre outros. Na figura 4, pode ser observado o deslocamento no revestimento da laje na bilheteria do estádio Antonio Dias.



Figura 4: Deslocamento no revestimento da laje na bilheteria

Na Figura 5 podemos observar a exposição da armadura da viga, fator que pode ocasionar manifestações patológicas físicas e químicas, além de gerar problemas estruturais que podem comprometer a edificação. No caso da viga apresentada, podemos observar as possíveis causas da exposição da armadura, como brocas devido a erro de lançamento e adensamento do concreto, cobertura insuficiente da armadura, sobrecarga na estrutura, má execução do projeto e corrosão da armadura devido a infiltrações.



Figura 5: Armadura exposta

Fissuras como a apresentada na Figura 6 podem ocorrer por diversas causas, desde movimentações devido a sobrecargas, recalque do solo, qualidade do concreto, mão de obra desqualificada, erros de projeto e execução ou até mesmo o conjunto desses fatores. Esse tipo de fissuração influencia diretamente na durabilidade da estrutura, visto que permite a entrada de agentes agressivos permitindo a deteriorização da estrutura.



Figura 6: Fissura na estrutura de sustentação da arquibancada

A figura 7 mostra o acabamento em concreto na parte externa da arquibancada do setor dos visitantes. Pode-se observar claramente não conformidades desse acabamento, que facilitam a penetração de agentes agressivos e algumas manifestações patológicas como fissuras, brocas por erros de adensamento e desconforto estético. As possíveis causas das condições observadas são falhas na execução do projeto.



Figura 7: Acabamento externo em concreto da arquibancada

Pode ser observado na figura 8, o destacamento das placas do revestimento é caracterizado principalmente pela perda de aderência das camadas externas, quando as tensões ultrapassam a capacidade de aderência das ligações entre a camada externa (reboco) e o muro. A recuperação desse tipo de patologia é bastante onerosa, geralmente a solução é a refazer por completo o revestimento. Pode-se observar também o aparecimento de mofo na parte superior do muro, que está associado à umidade e falta de impermeabilização.



Figura 8: Destacamento do revestimento e formação de mofo no muro do estádio

Nas figuras 9 e 10 podemos observar fissuras no decorrer dos degraus da arquibancada do estádio. Esse tipo de manifestação patológica é bastante comum em estruturas sujeitas a movimentações e sobrecargas, devido às tensões normais e cisalhantes associados à dilatação térmica. Várias partes do estádio, por ficarem expostas ao sol, dilatam ou retraem mais do que outras, podendo assim causar as fissuras. Caso não haja nenhum tratamento dessa manifestação patológica, as fissuras vão aumentar comprometendo a segurança e acelerando o processo de deteriorização da estrutura.



Figura 9: Fissuras nos degraus da arquibancada do estádio



Figura 10: Fissuras nos degraus da arquibancada do estádio

4. CONCLUSÃO

Sabe-se que para um diagnóstico preciso das causas de manifestações patológicas, muitos critérios devem ser avaliados, como condições ambientais, erros de execução e projeto, materiais utilizados e mão de obra não qualificada. Para esse estudo, levando em consideração algumas dessas variáveis, conclui-se que os principais problemas patológicos encontrados no estádio foram: trincas e fissuras, descascamento da pintura e do revestimento, infiltrações, armadura exposta oxidada e problemas com acabamento. Fazendo uma análise dos dados demonstrados acima, pode-se concluir que em todo o estádio há uma grande incidência de fissuras na estrutura, pois os processos de deterioração estrutural observado no Estádio Navegantão ocorreram principalmente devido à inexistência de programas de manutenção predial, ficando evidenciada na vistoria a falta de manutenção periódica.

Outro aspecto a relatar é que as arquibancadas do Estádio estão sujeitas a movimentações estruturais devido à dilatação térmica e sobrecarga, fatores que podem acelerar o processo de deteriorização da estrutura, comprometer a segurança e gerar um desconforto estético. Vale ressaltar a importância da manutenção preventiva para a economia do projeto e a relevância do fator segurança e eficiência estrutural. Quanto às manifestações patológicas causadas por falta de impermeabilização, como o mofo e o deslocamento de revestimentos, geralmente são simples de resolver, porém uma boa execução do projeto associada a uma impermeabilização eficaz são a solução mais prática e menos onerosa para o projeto.

Percebe-se também que as manifestações patológicas podem se apresentar de diversas formas e graus de agressividade, no estudo do caso do estádio Navegantão, notou-se que alguns aspectos como o planejamento e execução do projeto, mão de obra, e materiais estão entre os principais pontos a serem analisados a fim de se evitar as manifestações patológicas observadas no estudo.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6118.

ANDRADE, Maria del C. P. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão das armaduras**; tradução e adaptação Antônio Carmona e Paulo Helene. 4ª Edição. Editora Pini. São Paulo, 1992.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**; tradução de M. Celeste Marcondes, Carlos Wagner Fernandes dos Santos, Beatriz Cannabrava. Editora Pini. São Paulo, 1988.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



DIAS, C. M. R.; JOHN, V. M. **Efeitos do envelhecimento na microestrutura e no comportamento mecânico de fibrocimentos.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. BT/PCC/ Departamento de Engenharia de Construção Civil. 418, 12p. 2005.

MEHTA, Povindar Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** 2º Edição. IBRACON, 2014.

MEHTA, Povindar Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: PINI: 2008. 574 p.

RIPPER, T; MOREIRA DE SOUZA, V.C. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo, Pini, 1998.

RIPPER, Ernesto. **Como evitar erros nas construções.** 3º Edição. Editora Pini. São Paulo, 1996.

SOUZA, V.C. M & RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto.** 1º Edição. Editora Pini. São Paulo, 1998.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: Causas, Prevenção e Recuperação.** 1989. Editora Pini. São Paulo, 1989.

VERÇOZA, E. J. **Patologia das Edificações.** 1991. Editora Sagra. Porto Alegre, 1991.

VERÇOZA, E. J. **Patologia da umidade.** In: SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES – PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre, 1989. P. 174 – 194.



**ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DO REVESTIMENTO
CERÂMICO EM EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL –
ESTUDO DE CASO CONDOMÍNIO ATLÂNTIDA**

JORGE. OLIVEIRA

D.Sc. Engenheiro Civil
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
rafagus@gmail.com

MANUELE. ANJOS

Graduanda de Engenharia Civil
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
manuelealves@hotmail.com

MELINNA. SANTOS

Graduanda de Engenharia Civil
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
melinnasantos@hotmail.com

RESUMO

A patologia referente à fachada é sem dúvida um dos problemas que mais aflinge a construção civil, visto que o cartão de visita de qualquer edifício é o seu sistema de revestimento de fachada, o qual corresponde não apenas pela estética mas também principalmente, pela proteção e durabilidade da edificação. Diante disso, o estudo se propôs a analisar as manifestações patológicas do revestimento cerâmico na fachada do Condomínio Atlântida, no Setor Sudoeste em Brasília/DF. Para o revestimento de fachada faz-se necessário a manutenção e reabilitação como maneira de prevenção, sendo assim esta pesquisa também tem como propósito orientar o condomínio estabelecendo recomendações sobre as manifestações patológicas apresentadas. Neste estudo, foi realizada uma análise visual, levantamento histórico dos problemas do edifício e ensaios de percussão e resistência de aderência à tração, para a caracterização do diagnóstico. Após as etapas da metodologia iniciou-se a análise dos resultados obtidos, concluindo que a principal circunstância do problema de descolamento do revestimento cerâmico são executivas e de projeto. A partir deste transtorno recomenda-se que seja feito um estudo com a elaboração de um projeto de fachada para a execução de um novo revestimento cerâmico.

Palavra-chave: revestimento cerâmico, patologia, fachada, aderência à tração, má execução.

ABSTRACT

Pathologies related to facades are undoubtedly one of the problems that most afflicts the construction industry, as the business card of any building is the facade coating system, which corresponds not only the aesthetics but also mainly for protection and durability of the building. Thus, the study aims to analyze the pathological manifestations of ceramic tiles on the facade of the Condomínio Atlântida, in Setor Sudoeste in Brasilia / DF. For exterior cladding it is necessary maintenance and rehabilitation as a means of prevention, therefore this research also aims to guide the condominium establishing recommendations on the conditions presented. This study was carried out a visual analyzes, historical survey of problems and building drum testing and tensile adhesion strength, for the characterization of diagnosis. After the steps of the methodology began the analysis of the results, concluding that the main condition of the ceramic coating detachment problem are executive and project. From this disorder it is recommended to be done a study of the development of a facade project for the implementation of a new ceramic coating.

Keyword: ceramic tile, pathology, facade, adherence to drift, poor execution

1. INTRODUÇÃO

O sistema de revestimento de fachada é de suma importância, uma vez que sua função não é apenas estética, mas também, a de proteção e durabilidade do edifício, evitando assim ataques de intempéries que possam vir a causar algum tipo de dano na estrutura. A patologia dos revestimentos cerâmicos de fachadas resulta de diferentes condições, ocasionando o não cumprimento de suas devidas finalidades para as quais foram designadas, ela pode se manifestar através do deslocamento, trincas e fissuras, eflorescências, deterioração das juntas, dentre outros. O revestimento de argamassa é um dos seguimentos complementares das vedações do edifício, deve expressar um conjunto de particularidades que irão evitar tais problemas.

Segundo Baía e Sabbatini (2008), o princípio para a ocorrência das manifestações patológicas no revestimento de argamassa podem estar associadas às etapas de projeto, execução e utilização desse revestimento ao longo do tempo. Todos esses elementos motivam o desempenho do revestimento de argamassa ao longo da vida útil esperada. O



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



deslocamento do revestimento cerâmico tem como peculiaridade a perda de aderência das placas cerâmicas do substrato, ou da argamassa. Yazigi (2011, p.593) comenta que: “as causas para baixa aderência da argamassa à base são: retenção de água na argamassa com base impermeável (caso das superfícies de concreto); trabalhabilidade inadequada da argamassa; excesso de água na argamassa; impurezas no substrato (em geral, desmoldante).” Dessa forma vale ressaltar que os cuidados para a execução da fachada cerâmica vem desde o preparo de base até o acabamento final, ou seja, limpeza do substrato, aplicação do chapisco e emboço, precaução no sarrafeamento, execução de juntas e a colocação do revestimento cerâmico.

Destarte Maciel, Barros e Sabbatini (1998), expõe que a hidratação do cimento Portland gera ganho de resistência à argamassa, dessa forma, uma das propriedades fundamentais desta é a sua capacidade de retenção de água, isto é, deve ser capaz de armazenar água sem perder para a base ou para o meio externo, permitindo assim que possa ser aplicada em camada fina. Caso o tempo de sarrafeamento e desempenho sejam executados com a argamassa muito úmida podem propiciar-se as fissuras e até mesmo o descolamento em locais já revestido. Esse tempo é o período necessário para a argamassa dissipar parte da água de amassamento e alcançar uma umidade apropriada para começar esses procedimentos de acabamento da camada de argamassa. Outra precaução que se deve ter é com o tempo em aberto da argamassa colante, intervalo de tempo em que a argamassa pode ficar estendida sobre o emboço sem que haja perda de sua capacidade de aderência, uma vez que este seja excedido pode ter como consequências deslocamento e fissuras no revestimento cerâmico. Sabe-se que o tempo em aberto foi ultrapassado quando a argamassa apresentar uma película esbranquiçada brilhante na superfície, ou quando, ao contato dos dedos, estes não sujam e até mesmo quando o arrancamento de uma placa recém assentada não se verificar grande saturação do tardo, levando em consideração também que o mesmo não pode apresentar excesso de engobe pulverulento o qual diminui a capacidade de aderência da argamassa de assentamento na cerâmica. Além disso, é considerável verificar se as placas cerâmicas encontram-se secas para que não haja a perda de aderência. É oportuno ter cuidado no processo de assentamento do revestimento cerâmico, o qual exige obter sulcos e cordões paralelos com a espessura indicada na NBR13753 (ABNT,1996). Nas cerâmicas a serem utilizadas no revestimento vertical com área maior que 400cm², deve-se espalhar e pentear a argamassa colante no reboco e no tardo da peça à 60°, utilizando uma desempenadeira com dentes 8mm x 8mm x 8mm. O arraste da cerâmica tem que possibilitar o esmagamento dos cordões da argamassa colante, proporcionando uma aderência eficiente, e a posterior percussão da peça garantindo estabilidade no assentamento.

O objeto de estudo deste trabalho, o condomínio Atlântida, localizado no Setor Sudoeste de Brasília/DF, apresenta manifestações patológicas no revestimento cerâmico da fachada, as quais incentivaram o estudo para o presente trabalho, danos esses originados de falhas de projeto e de execução. Trata-se de um edifício residencial, de 6 (seis) pavimentos tipo, 1 (um) subsolo, 1 (um) pilotis e 1 (uma) cobertura coletiva, feito em concreto armado, idade aproximada de 16 (dezesesseis) anos do habita-se. Na execução utilizou-se revestimento cerâmico 10,0x10,0 cm na cor azul marinho; 10,0x10,0 cm na cor cinza e 10,0x20,0 cm na cor cinza. O emboço aplicado sobre o bloco chapiscado foi executado em obra, para a aplicação do revestimento cerâmico foi utilizada uma argamassa colante e aparentemente o rejunte executado era industrializado.

2. MÉTODOS

2.1 Inspeção Preliminar

2.1.1 Análise visual

A análise visual consiste em determinar a necessidade ou não de algum tipo de intervenção direta na estrutura, onde é feita uma suposição das possíveis consequências das deteriorações, como por exemplo, descolamento do revestimento cerâmico, fissuras no emboço, fissuras nas juntas estruturais e de movimentação, fissuras no rejunte, estufamento do revestimento e eflorescências, e caso necessário poderão ser tomadas medidas emergenciais.

Com base nos dados alcançados através desta etapa, é possível determinar os ensaios a serem realizados para se obter a confirmação da origem do problema e também servir como suporte para uma análise mais detalhada, caso for fundamental.

Na análise das fachadas e do pilotis do Condomínio Atlântida, foram averiguadas as seguintes informações:

- Na fachada do lado poente há o deslocamento do revestimento cerâmico, na região das cerâmicas azuis e cinzas, conforme são apresentadas nas Figuras 1 e 2.

- As Figuras 3 e 4 apresentam o deslocamento do revestimento cerâmico dos pilares dos pilotis.

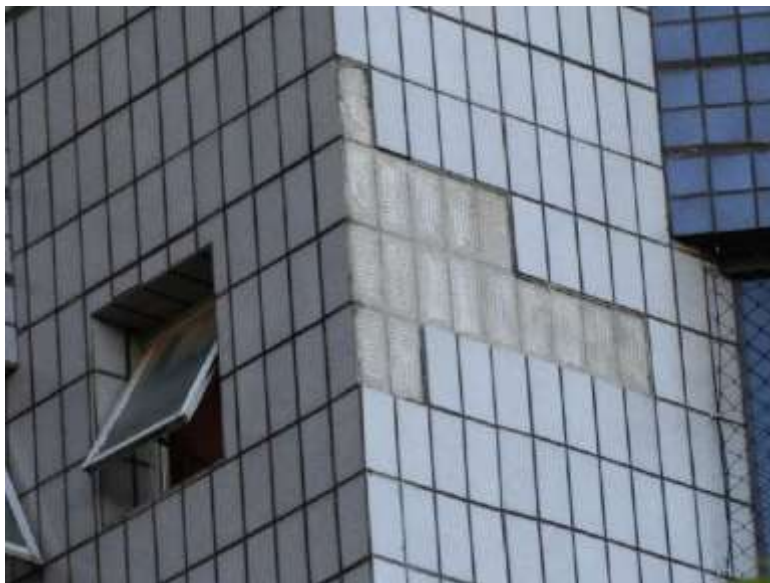


Figura 1: Descolamento do revestimento cerâmico de cor cinza na fachada principal - Poente

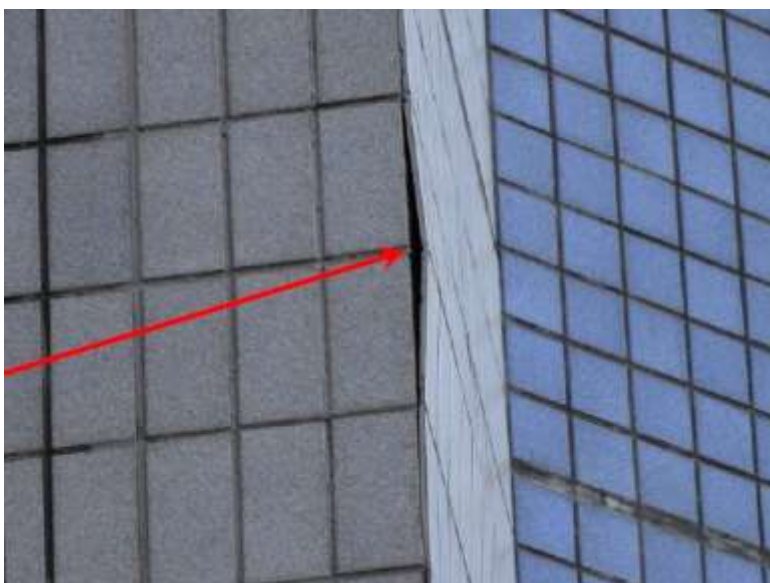


Figura 2: Delocamento do revestimento cerâmico de cor cinza na fachada principal - Poente

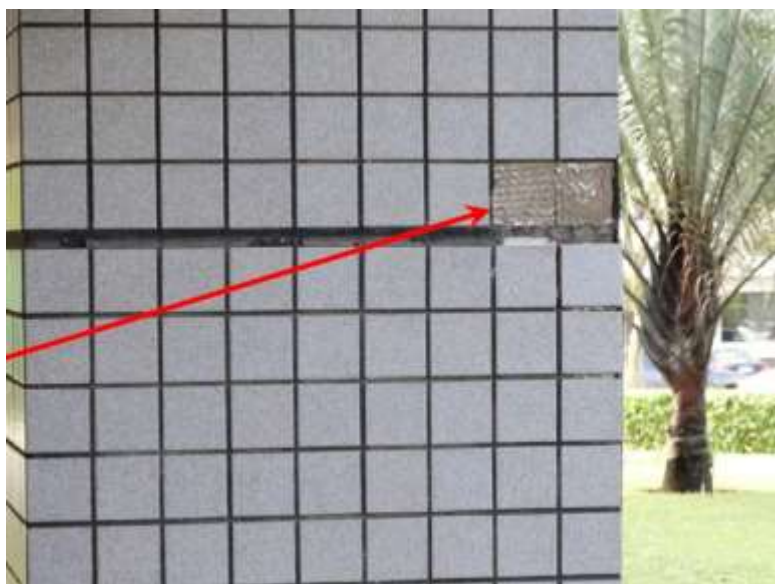


Figura 3: Deslocamento do revestimento cerâmico dos pilares do pilotis



Figura 4: Deslocamento do revestimento cerâmico dos pilares do pilotis

2.1.2 Histórico da edificação

Concomitante a esta etapa, o levantamento do histórico das manifestações patológicas foi realizado, onde se buscou alguma evidência das causas dos problemas apresentados. De acordo com o Síndico da edificação, os problemas na fachada começaram recentemente com o deslocamento de algumas cerâmicas da fachada principal. O início do deslocamento do revestimento cerâmico aconteceu no lado do poente, mas ocorreu também no lado nascente especificamente nas cerâmicas azuis.

2.2 Ensaio realizados

2.2.1 Ensaio de percussão

A inspeção da fachada por ensaio de percussão ou bate-choco é um processo muito eficaz para analisar a extensão da degradação das argamassas. Silva (2007) cita que o ensaio de percussão tem por finalidade avaliar a aderência da argamassa, batendo levemente com uma ferramenta de madeira ou de borracha, em um metro quadrado a cada 100 de parede. Nas áreas onde a amostra apresentasse som grave ou cavo, a superfície não estaria aderida a base, devendo toda região ser percutida. Após a aplicação de leves batidas sobre o revestimento do condomínio Atlântida, utilizando um

martelo de funileiro, toda a cerâmica do pilotis que fazem o revestimento dos pilares apresentaram som cavo e alguns pontos da fachada tanto na cor azul quanto cinza, principalmente na fachada principal – poente. O teste do bate-choco pode não ser conclusivo sobre o prognóstico das áreas não afetadas. Nesses casos, é recomendável a execução de ensaios de aderência à tração.

2.2.2 Ensaio de resistência de aderência à tração

Procurando averiguar a qualidade da argamassa de revestimento, emboço, e da argamassa colante utilizada no assentamento das peças cerâmicas, foram executados ensaios de resistência de aderência à tração para mensuração da tensão máxima suportada por um corpo de prova, quando submetido a esforço normal de tração simples, sendo que a escolha do corpo de prova deve ser em função da existência do som cavo. Para a determinação desta tensão de aderência aplica-se uma força de tração em uma pastilha metálica colocada no corpo de prova, força esta aplicada a uma determinada velocidade.

A NBR 13755 (ABNT,1996). – *Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassas colante* – instrui que para a colagem da pastilha metálica, deve-se direcionar aos procedimentos de metodologia da mesma. É relevante considerar seis determinações da resistência de aderência, após a cura de 28 dias da argamassa colante utilizada no assentamento, pelo menos quatro valores devem ser iguais ou maiores que 0,30 MPa.

Simultâneo ao ensaio proporcionado pela NBR 13755 (ABNT,1996), é indispensável a realização do teste no emboço o qual é regido pela NBR 13528 (ABNT,2010) – *Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração* – que fundamenta que a principal função do mesmo é assessorar na definição do tipo de preparo de base, assim como da argamassa que melhor exerce sob condições específicas existentes, especialmente do substrato. O revestimento de argamassa deve apresentar aderência com a base e entre suas camadas constituintes, sendo assim esta norma expõe limites de resistência de aderência à tração para emboço e camada única, os quais estão dispostos na Tabela 1.

Tabela 1 - Limites de resistência de aderência à tração (Ra) para emboço e camada única

Local	Acabamento	Ra (MPa)	
Parede	Interna	Pintura ou base para reboco	≥ 0,20
		Cerâmica ou laminado	≥ 0,30
	Externa	Pintura ou base para reboco	≥ 0,30
		Cerâmica	≥ 0,30
Teto		≥ 0,20	

Em seguida as Figuras 5, 6 e 7 retratam a execução do processo para o ensaio de resistência de aderência à tração.



Figura 5: Execução do corte do substrato para a realização do ensaio de aderência à tração



Figura 6: Execução de ensaio de aderência no reboco e no revestimento cerâmico da fachada principal - Poente 1º pavimento



Figura 7: Execução de ensaio de aderência no reboco e no revestimento cerâmico da fachada principal - Poente 6º pavimento

3. ANÁLISE DE DADOS E RESULTADOS

Após a realização da inspeção da fachada do Condomínio Atlântida, observou-se que ao retirar as peças cerâmicas que apresentavam som cavo e oco, foi examinado que o tardo de dessas peças não estavam totalmente preenchido com argamassa colante. Nas fachadas do poente, do nascente e laterais, existem placas de revestimento cerâmico “estufadas”, apresentando risco iminente de queda, além disso existem vários pontos na mesma que apresentam fissuras no rejunte e regiões sem qualquer presença desse material, isto é, essas fissuras são provocadas pelo fato das cerâmicas estarem soltas. Já nos pilares do pilotis, 95% deles apontam som cavo e oco, ou seja, não estão aderidos ao substrato, apresentando risco imediato de deslocamento.

A seguir serão apresentados nas Tabelas 2 e 3, os resultados pertinentes aos ensaios de resistência de aderência á tração no emboço e no revestimento cerâmico, respectivamente. Ao todo, 9 regiões foram avaliadas.

Tabela 2 - Resultados de Resistência à Tração - Emboço

Ponto	Local	Revestimento	Média dos Resultados de Aderência à Tração (MPa)
1	Fachada Principal - Poente 1º Pavimento	Emboço	0,63
2	Fachada Principal - Poente 1º Pavimento	Emboço	0,61
3	Fachada Principal - Poente 1º Pavimento	Emboço	0,71
4	Fachada Principal - Poente 1º Pavimento	Emboço	0,72
5	Fachada Principal - Nascente 1º Pavimento	Emboço	0,73
6	Fachada Principal - Nascente 1º Pavimento	Emboço	0,64

Tabela 3 - Resultados de Resistência de Aderência à Tração - Revestimento Cerâmico

Ponto	Local	Revestimento	Média dos Resultados de Aderência à Tração (Mpa)
1	Fachada Posterior - Poente 1º Pavimento	Cerâmico	0,39
2	Fachada Posterior - Poente 1º Pavimento Entre Apartamento de Final 1 e 3	Cerâmico	0,27
3	Fachada Posterior da Caixa de Escada próxima à Rampa	Cerâmico	0,26
4	Fachada Posterior da Caixa de Escada próxima à Rampa	Cerâmico	0,18
5	Fachada Principal entre a garagem e o parque infantil cobertura	Cerâmico	0,56
6	Fachada Principal de Frente para quadra de Esporte apto 107	Cerâmico	0,28
7	Fachada Posterior Varanda 5º Andar Apto 508	Cerâmico	0,46
8	Fachada Frontal Cobertura Frente Quadra de Esportes Acima do Apartamento Final 07	Cerâmico	0,20
9	Fachada Posterior	Cerâmico	0,18

Os resultados encontrados mostram que o emboço aplicado está com resultados satisfatórios, pois a média foi acima do que determina a norma NBR 13528 (ABNT,1996) - *Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração* - ou seja, acima de 0,30 MPa. Entretanto os resultados dos revestimentos cerâmicos ficou abaixo do valor que a norma NBR 13755 (ABNT,1996) - *Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante* - indica que é 0,30 MPa para, pelo menos, 4 corpos de prova.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Inferese que em virtude de alguns resultados obtidos através do ensaio de resistência de aderência à tração serem insatisfatórios, existem um risco de queda do revestimento cerâmico das fachadas do Condomínio Atlântida. As motivações desses problemas de descolamento do revestimento cerâmico são executivas e de projeto, contudo o mesmo não apresentou expansão por umidade acima do limite da norma.

Os possíveis motivos para a ocorrência do deslocamento do revestimento cerâmico nas regiões da fachada do poente, do nascente, laterais e pilares dos pilotis se devem a abertura de uma área muito grande de argamassa colante sobre o emboço, que provocou o ressecamento da argamassa em algumas regiões, antes do assentamento das peças cerâmicas. Esse ressecamento impede a correta aderência entre a argamassa colante e a peça cerâmica. Um fato que contribui para essa hipótese é que as peças cerâmicas aplicadas nos cantos, que geralmente são as primeiras a serem assentadas, não estão apresentando problemas de preenchimento do tardoz. A pequena altura dos cordões de argamassa colante é outra provável razão para tal problema, provocada pelo reduzido tamanho dos dentes da desempenadeira utilizada. Foram encontrados cordões de argamassa colante com apenas 2mm de altura, devido, possivelmente, a utilização de uma desempenadeira com dentes de 6mm x 6mm x 6mm desgastados.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Pelas aberturas formadas pelo revestimento cerâmico podem ocorrer infiltração de água e posterior deterioração da pintura interna dos apartamentos, dessa forma recomenda-se que as cerâmicas que manifestaram som cavo, após o ensaio de percussão, sejam retiradas o mais rápido possível, para evitar futuras quedas desse revestimento, e que antes da execução de um novo revestimento, faça-se um estudo com a elaboração de um projeto de fachada. Orienta-se também a execução de juntas de movimentação e de dessolidarização em toda a fachada, de acordo com a NBR 13755/1996.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Baía, L. L. M.; Sabbatini, F. H., “Projeto e execução de revestimento de argamassa”, 4. ed., 2008, 83 p.
- [2] Yazigi, W, “A técnica de Edificar”, 11. ed., 2011, 807 p.
- [3] Maciel, L. L. et al, “Recomendações para Execução de Revestimento de Argamassa para paredes de vedação internas e externa e tetos”, 1998, 36 p.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 13753 – Revestimento de piso interno ou externo com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante – Procedimento”, 1996, 19 p.
- [5] Silva, A. F., “ Manifestações patológicas em fachadas com revestimentos argamassados: Estudo de caso em edifícios de Florianópolis”, 2007, 192 p.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 13755 – Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante – Procedimento”, 1996, 11 p.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 13528 – Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração”, 2010, 11 p.



**ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ALVENARIAS E ELEMENTOS
ESTRUTURAIS DE EDIFICAÇÕES RESIDENCIAIS NA CIDADE DE MANAUS – ESTUDO
DE CASO**

RAFAEL. OLIVEIRA FRANK
Estudante de Engenharia Civil
Universidade do Estado do Amazonas
Amazonas; Brasil
rafael_oliveira_frank@hotmail.com

CARLA. SOUZA CALHEIROS
Professora e Engenheira Civil
Universidade do Estado do Amazonas
Amazonas; Brasil
carlasc2@hotmail.com

RESUMO

Com os grandes avanços e inovações tecnológicas na área de Engenharia Civil, as construtoras e os profissionais desse ramo, estão cada vez mais projetando e executando edificações mais longilíneas, com grandes vãos livres, menos pilares e lajes com espessuras reduzidas, proporcionando a redução de custos e elevando o padrão estético. Porém, essas características trazem implicações e tornam as estruturas mais amolgáveis, o que colabora para o surgimento das manifestações patológicas que são anomalias e falhas que ocorrem devido à ineficiência de uma ou mais etapas da construção civil, que compreende as seguintes fases: planejamento, projeto, execução, materiais e utilização. O presente artigo consiste em abordar esse tema, analisando essas enfermidades em edificações residenciais localizadas na cidade de Manaus através de inspeção predial, que é uma ferramenta técnica comumente aplicada para este tipo de atividade na área da Construção Civil. A partir dos resultados obtidos das inspeções prediais, as fissuras foram as principais manifestações patológicas detectadas nessas edificações (28,41%), decorrentes de diversas causas propiciando inúmeros problemas construtivos para as mesmas. Além disso, a alvenaria foi o elemento construtivo com maior índice de anomalias (51,14%), e constatou-se que a falha de execução (31,82%) e a falta de projeto (25,99%) são os principais agentes causadores para o surgimento dessas desconformidades. Portanto é imprescindível à utilização de profissionais qualificados e habilitados durante o desenvolvimento de uma construção.

Palavras-chave: patologia, inspeção predial, elementos construtivos.

ABSTRACT

With the great advances and technological innovations in the field of Civil Engineering, construction companies and professionals of this sector, are increasingly designing and running higher buildings and slender, with large spans, fewer columns and slabs with reduced thickness, providing the reduction raising the costs and aesthetic pattern. However, these features have implications and make them more deformable structures, which contributes to the onset of pathological manifestations that are anomalies and failures occurring due to inefficiencies in one or more stages of construction, comprising the following phases: Planning, Design, execution, materials and use. This aims at addressing this issue, analyzing these diseases in residential buildings located in the city of Manaus through building inspection, which is a technical tool commonly applied for this type of activity in the area of Construction. From the results obtained from building applications, the cracks were the main pathological manifestations detected in these buildings (28.41%), resulting from various causes providing numerous construction problems for them. In addition, masonry construction element was more anomalies index (51.14%), and it was found that the execution of failure (31.82%) and the lack of design (25.99%) are the major causative agents for the emergence of these nonconformities. Therefore it is essential the use of qualified and skilled professionals for the development of a building.

Keywords: Pathology, building inspection, constructive elements.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Com a evolução do concreto armado na Engenharia Civil, ocorreram profundas alterações no comportamento das alvenarias, e consequentemente desencadeando o aparecimento de manifestações patológicas sem terem sido estudadas antecipadamente [1].

A falta de planejamento na programação de recebimento dos materiais, a escolha imprópria de um sistema construtivo, falta de mão-de-obra qualificada, o transporte incorreto de material dentro do canteiro de obra, entre outras falhas, podem gerar problemas durante a execução da obra. Além disso, A aceleração do processo construtivo também pode comprometer a durabilidade da edificação, pois locais que necessitam de reparos muitas vezes são colocados em segundo plano, priorizando assim a velocidade de execução em detrimento da qualidade [2].

Em todos estes casos, que geralmente são cometidos em canteiros de obra, eleva-se o tempo de serviço e os custos com retrabalhos que não estavam previstos em orçamento e poderiam ser minimizados com um esclarecimento maior sobre suas causas e consequências [2].

A existência de manifestações patológicas em alvenarias e principalmente em estruturas de concreto armado é um problema de grande importância, não somente do ponto de vista econômico, ao originar gastos de recuperação e diminuir a vida útil das edificações, mas também por atingir o usuário sob o ponto de vista de conforto, salubridade e satisfação psicológica dentro da moradia [3].

A manutenção e as reformas tem se tornado questões difundidas e problemáticas em alguns países, principalmente quando se analisa em termos de custos. Já que esses serviços exigem gastos de bilhões acarretando em um grande impacto econômico, chegando a representar até 50% dos gastos feitos em construções em alguns casos [4].

Outro fator que deve ser abordado é a segurança, uma vez que manifestações patológicas mal recuperadas ou desprezadas podem levar à ruína da estrutura que compõe uma edificação, colocando em risco à vida dos usuários [3].

Patologia da construção é o estudo das causas, efeitos e consequências do desempenho insatisfatório da edificação, tendo seu estudo indicado para apurar responsabilidades, corrigir defeitos de construção e principalmente prevenir e evitar defeitos futuros na mesma [5].

As regiões mais críticas para problemas na construção causados por fatores ambientais são as costeiras e regiões muito úmidas, como o Amazonas [6].

A busca de literatura referente ao tema da pesquisa para a cidade de Manaus encontra-se escassa. Logo, se faz então necessária a ênfase nesta área, uma vez que essa região apresenta vários fatores propícios para a ocorrência de manifestações patológicas, tais como: umidade relativa do ar alta, elevadas temperaturas, mão de obra qualificada precária, entre outros. Portanto um levantamento das manifestações patológicas no Estado do Amazonas e suas origens são de grande relevância para se verificar as causas mais incidentes de deterioração e, assim, alertar os profissionais da área para que se tomem medidas preventivas, objetivando ter construções mais duráveis com qualidade e segurança.

2. OBJETIVO

Analisar as principais manifestações patológicas identificadas nas alvenarias e nos elementos estruturais de edificações residenciais localizadas na Cidade de Manaus através de inspeções prediais.

3. METODOLOGIA

A tipologia de edificação em análise foi adotada como estudo de caso, devido o alto índice de manifestações patológicas nessas construções, cuja maior parte delas não possui um acompanhamento de profissionais qualificados para desenvolverem e administrarem suas etapas de projeto, execução e manutenção.

O fluxograma seguinte (Figura 1) demonstra todas as etapas que foram desenvolvidas para a realização do projeto em estudo, no qual foi realizada uma adaptação à metodologia proposta pelo Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia (IBAPE).

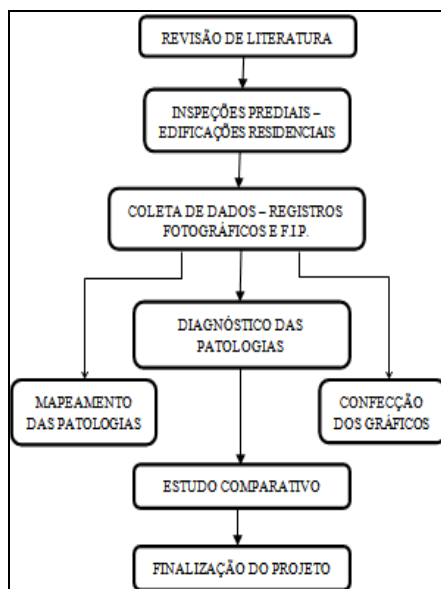


Figura 1: Etapas da metodologia proposta

O projeto iniciou-se com a revisão de literatura do tema abordado, através de pesquisa em livros, sites, monografias, teses e artigos referentes às patologias em edificações residenciais. Houve também o levantamento das normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e das normas do IBAPE relacionadas à inspeção predial.

Para o desenvolvimento e aprofundamento do estudo de caso, realizaram-se inspeções prediais em seis edificações residenciais constituídas de sistemas construtivos similares (convencionais), localizadas uma em cada zona da cidade de Manaus-AM (norte, sul, leste, oeste, centro-sul e centro-oeste).

As inspeções foram executadas através de fotografias, Ficha de Inspeção Predial (F.I.P.), e fissurômetro (instrumento empregado para aferição de fissuras), a fim de obter informações das anomalias identificadas, tendo a finalidade de gerar o diagnóstico das mesmas. Além disso, elaboraram-se gráficos (tipologia, locais e origens patológicas) e mapeamentos das patologias nas edificações para a explanação dos resultados obtidos.

Posteriormente, com a conclusão dos diagnósticos das patologias, desenvolveram-se uma análise quantitativa e um estudo comparativo das patologias entre as edificações, a fim de averiguar a existência ou não de uma semelhança na ocorrência dessas anomalias (origens, causas, mecanismos, etc.) entre as zonas da capital do Amazonas.

4. REVISÃO LITERÁRIA

4.1 Manifestações Patológicas na Construção Civil

As patologias em edificações são definidas como “um conjunto de manifestações patológicas que ocorrem durante a fase de execução, ou ainda adquiridas ao longo dos anos e que venha prejudicar o desempenho esperado de uma edificação” [7]. A engenharia define o termo patologia para estudar nas construções as manifestações, suas origens, seus mecanismos de ocorrência das falhas e seus defeitos que alteram o aspecto estrutural e visual de uma edificação [8].

O surgimento de problemas patológicos em uma estrutura está relacionado a diversos fatores, sendo muitas vezes decorrência de um conjunto destes, que acabam por desencadear em anomalias na edificação. É de grande relevância o conhecimento destes fatores, pois para se determinar que medidas técnicas devam ser tomadas diante de uma estrutura que apresenta alguma manifestação patológica, faz-se necessário conhecer o adequado diagnóstico dessa anomalia, para poder executar de forma eficiente, proporcionando uma recuperação adequada ao tipo de problema apresentado [9].

Geralmente, as principais patologias encontradas na parte estrutural das edificações, são: fissurações, corrosão da armadura e carbonatação do concreto; que prejudicam na maior parte a durabilidade e o desempenho da edificação. Em relação à alvenaria podem ser identificados como enfermidades: fissurações, eflorescências, bolores, destacamentos, entre outros; que por sua vez, são menos graves em comparação às patologias estruturais.

4.1.1 Inspeção Predial



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

A inspeção predial “é a análise isolada ou combinada das condições técnicas, de uso e de manutenção da edificação” [10]. Seguindo este conceito, a Norma de Desempenho define como “verificação das condições de uso e de manutenção preventiva e corretiva da edificação, através de metodologia técnica” [11].

A Inspeção Predial classifica as deficiências constatadas na edificação com visão sistêmica, apontando o grau de risco observado para cada uma delas e gera uma lista de prioridades técnicas com orientações ou recomendações para sua correção. Nos trabalhos de inspeção predial, as anomalias e falhas são separadas, pois segundo a norma de Inspeção Predial do IBAPE/SP, as anomalias estão relacionadas às deficiências de ordem construtiva ou funcional, e as falhas possuem origem em atividade de manutenção, uso e operação inadequada ou inexistente [12].

4.1.2 Patologia em alvenaria

A alvenaria é o sistema construtivo mais adotado nas edificações do Brasil, entretanto mesmo sendo uma técnica antiga, ainda é perceptível a ocorrência de manifestações patológicas nas alvenarias e nos revestimentos [13].

Diversos fatores podem contribuir para o aparecimento de patologias nas alvenarias, são eles: componentes dos blocos, argamassa de assentamento e revestimento, recalques diferenciados em fundações, movimentações higroscópicas e térmicas, infiltrações, entre outros [14]. A seguir serão explanadas algumas das principais anomalias ocorridas em alvenaria, que são as seguintes: fissuração, eflorescência e bolor.

4.1.2.1 Fissuração

A alvenaria apresenta, geralmente, bom comportamento à compressão, contudo o mesmo não ocorre em relação às solicitações de tração, flexão e cisalhamento, que no qual provocam a maioria dos casos de fissuração [15].

As fissurações são um dos problemas mais comuns nas alvenarias, cujas causas nem sempre são facilmente identificadas, porém, o conhecimento das mesmas é de fundamental importância para a adoção dos procedimentos adequados de correção. As fissurações podem ser passivas ou ativas, na qual as passivas quando chegam à sua máxima amplitude, estabilizam-se devido ao cessamento das causas que as geraram, como é o caso das fissuras de retração hidráulica. Enquanto as fissurações ativas são produzidas por ações de magnitude variáveis que provocam deformações também variáveis no concreto, é o caso das fissuras de origem térmica e de flexão provocadas por ações dinâmicas [15]. É importante verificar se a fissuração aumenta ou se está estabilizada. Se progredir, podem existir problemas na fundação ou na estrutura, portanto, deve ser avisado o engenheiro calculista. Caso contrário, a situação não é grave, mas poderá causar complicações aos usuários, seja de infiltração de água, como de estético [16]. Entre as diversas patologias, a fissuração pode ser considerada a que ocorre, ou pelo menos a que chama mais atenção dos proprietários [17], na qual é classificada da seguinte forma (Tabela 1):

Tabela 1 – Classificação da fissuração quanto à espessura da ruptura

PATOLOGIA	Fissura	Trinca	Rachadura	Fenda	Brecha
ABERTURA (mm)	< 0,5	0,5 a 1,5	1,5 a 5,0	5,0 a 10,0	> 10,0

Fonte: Olivari, 2003.

4.1.2.2 Eflorescência

Eflorescências são resultantes de depósitos salinos na superfície de alvenarias, proveniente da migração de sais solúveis presentes nos materiais e/ou componentes de alvenaria. As eflorescências podem alterar a aparência da superfície sobre a qual se depositam, e em determinados casos seus sais constituintes podem ser agressivos, causando desagregação profunda, como no caso dos compostos expansivos [18]. Para a ocorrência da eflorescência devem existir concomitantemente as seguintes condições: existência de teor de sais solúveis nos materiais ou componentes da alvenaria, presença de água e pressão hidrostática [19].

4.1.2.3 Bolor

O surgimento de bolor está relacionado à existência de umidade. É comum o aparecimento de bolores em paredes umedecidas por infiltração ou vazamento de tubulações. A manifestação de bolores é devido à alteração na superfície de diferentes materiais, sendo consequência do desenvolvimento de microorganismos. Esses organismos possuem seus desenvolvimentos afetados com as condições ambientais, sendo a umidade um fator essencial [19].

4.1.3 Patologias Estruturais



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Em sequência serão apresentadas as principais patologias ocorridas frequentemente em elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), são elas: fissuração, carbonatação e corrosão.

4.1.3.1 Fissuração

A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de utilização, valores críticos de tensões de tração são atingidos. Podem ainda ocorrer por outras causas, como retração plástica térmica ou devido às reações químicas do concreto nas primeiras idades, devendo ser evitadas por cuidados tecnológicos, como a definição do traço e da cura do concreto [20].

De maneira geral, a presença de fissuras com aberturas que respeitem os limites dados na NBR 6118:2014, em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não implicam em perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados-limites últimos da edificação [20].

4.1.3.2 Carbonatação

Carbonatação é o processo pelo qual o concreto sofre a agressão do dióxido de carbono (CO_2) presente no meio, transformando o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente no concreto, em carbonato de cálcio (CaCO_3) mais água, gerando a diminuição da alcalinidade e a redução de volume da peça estrutural (retração por carbonatação) [10].

No processo de carbonatação, uma fina camada superficial do concreto se carbonata rapidamente, enquanto que o interior do mesmo fica inalterado. Essas duas zonas denomina-se frente de carbonatação, na qual é constituída de uma superfície irregular separando a zona carbonatada da zona não-carbonatada [18]. A velocidade e a profundidade de carbonatação alteram com os seguintes fatores: a exposição da estrutura ao meio ambiente, a concentração de gás carbônico na região, a umidade e temperatura do meio, e a qualidade do concreto [21].

As construções de concreto apresentam, em geral, fissuras capilares, decorrentes de vários fatores, tais como: retração hidráulica, variação térmica, calor de hidratação, cura deficiente, etc. Eventuais fissuras profundas, que alcancem a armadura, permitem a ação do ar e umidade, provocando a corrosão, independente da carbonatação. A carbonatação se dá também nas fissuras e nas faces laterais das mesmas, não sendo maior do que a carbonatação superficial [18].

4.1.3.3 Corrosão

A corrosão de armaduras em estruturas de concreto constitui um dos problemas de maior impacto na área de patologia das construções, que trazem grandes prejuízos econômicos para a sociedade. Seguindo este apontamento, o custo médio de um país para a recuperação dos prejuízos causados pela corrosão, gira em torno de 3,00% do PIB [22].

O fenômeno de corrosão da armadura no concreto é de natureza eletroquímica, que pode ser acelerado pela presença de agentes agressivos externos, internos, incorporados ao concreto ou gerados pelo meio ambiente. Para haver corrosão, devem ocorrer alguns fatores tais como presença de oxigênio, umidade e o estabelecimento de uma célula de corrosão eletroquímica. O mecanismo de corrosão eletroquímica ocorre basicamente devido à presença de água no concreto, que aliada a outros elementos nocivos, é a grande responsável pelo ataque das armaduras [23].

O concreto oferece uma dupla proteção para a armadura: proteção física, separando o aço do contato direto com o meio externo; e proteção química, conferida pelo elevado pH (potencial hidrogeniônico) do concreto, no qual promove a formação de uma película protetora que envolve a armadura [24]. A corrosão pode ser classificada em generalizada e localizada. A corrosão generalizada ocorre de forma mais ou menos uniforme, surgindo em extensas áreas do aço, enquanto a corrosão localizada apresenta-se em uma superfície limitada e, normalmente, tende a se aprofundar de modo mais rápido do que em um processo de corrosão generalizada [24]. Os tipos de corrosões mais frequentes são a generalizada irregular (iniciada pela carbonatação do concreto, que atua na forma de uma frente e gera a corrosão ao longo do metal) e a puntiforme ou por pites (formada pela ação dos íons cloreto, com ação localizada em relação à ruptura da película passivadora da armadura) [24].

5. RESULTADOS

5.1 Inspeção predial

As inspeções prediais foram realizadas em seis edificações residenciais localizadas uma em cada zona da cidade de Manaus (escolhidas aleatoriamente), conforme ilustra a Figura 2. Todas elas possuem sistemas construtivos convencionais, confeccionadas a partir de elementos estruturais de concreto armado e alvenarias compostas por blocos cerâmicos de vedação, no qual esse tipo de sistema construtivo é amplamente empregado na região manauara.



Figura 2: Mapa da Cidade de Manaus com a localização das edificações analisadas: (1) Bairro Cidade de Deus; (2) Bairro Centro; (3) Bairro do Coroadó; (4) Bairro Tarumã; (5) Bairro Flores; (6) Bairro da Paz

Em sequência, serão apresentados os resultados coletados durante o desenvolvimento das inspeções prediais, através dos mapeamentos patológicos (plantas baixa das edificações com a localização das patologias detectadas) e dos histogramas de incidências patológicas das edificações, decorrentes do uso de registros fotográficos e da Ficha de Inspeção Predial (F.I.P.). Posteriormente, estão ilustrados os gráficos referentes à tabulação das patologias descobertas, relacionados ao grau de incidência dos tipos patológicos existentes, o nível de ocorrência dos locais patológicos nos elementos construtivos e a porcentagem das possíveis origens para o surgimento dessas anomalias nas edificações.

5.1.1 Edificação 1 – zona norte

A edificação possui dois pavimentos com 272,00m² de área construída aproximadamente. A edificação 1 está localizada na Av. Santa Rosa, nº 1923, Bairro Cidade de Deus (zona norte), sendo uma edificação do tipo multifamiliar no qual residem duas famílias (8 pessoas no total). Segundo o proprietário da residência, a edificação foi construída em 2006 sem a concepção de projetos construtivos, e a execução das etapas construtivas não foram acompanhadas por profissionais competentes na área. Em relação à reforma ou manutenção, ainda não houve realizações desses serviços na residência. Abaixo estão os dados levantados durante a inspeção predial na edificação em estudo (Figura 3).

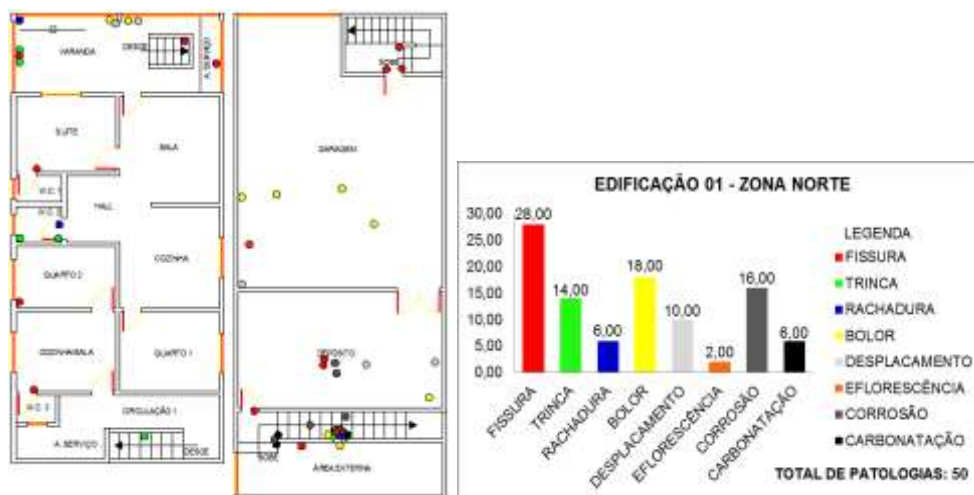


Figura 3: Mapeamento e incidência das patologias dos pavimentos térreo e superior respectivamente da Edificação 1

5.1.2 Edificação 2 – zona sul

A edificação possui dois pavimentos tendo uma área total construída de 128,00m². A edificação 2 localiza-se na Rua Ratory, nº 49, Bairro Centro (zona sul), sendo uma edificação do tipo unifamiliar no qual residem sete pessoas. De acordo com a proprietária, a construção da edificação foi realizada por volta de 1988, não há projetos aprovados em órgãos competentes, e não foram contratados profissionais habilitados para a execução dessa construção. A última reforma ocorrida nesta edificação foi no início de 2014, relacionado à pintura dos ambientes interno e externo. Em sequência estão os resultados coletados durante a inspeção predial na residência em estudo (Figura 4).



Figura 4: Mapeamento e incidência das patologias dos pavimentos térreo e superior respectivamente da Edificação 2

5.1.3 Edificação 3 – zona leste

A edificação possui uma área construída de 141,89m², na qual está localizada na Rua Santa Maria, nº40, Bairro Coroado (zona leste), sendo uma edificação do tipo unifamiliar de um pavimento no qual residem quatro pessoas. Conforme as informações fornecidas pela proprietária, a edificação foi constituída no início da construção do bairro em 1995. A construção não apresenta projetos e não houve a participação de profissionais competentes durante sua execução. A última reforma ocorrida nesta edificação foi em 2014, referente à impermeabilização da laje da garagem. Abaixo estão os dados levantados durante a inspeção predial nessa edificação (Figura 5).

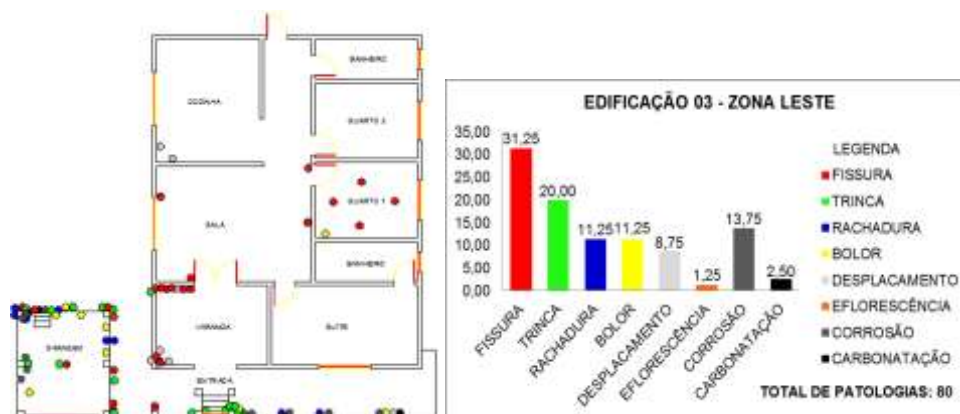


Figura 5: Mapeamento e incidência das patologias da Edificação 3

5.1.4 Edificação 4 – zona oeste

A edificação possui dois pavimentos tendo uma área total construída de 152,52m². A edificação 4 situa-se na Rua Praia dos Mosqueiros, nº27, Campo Salles, Bairro Tarumã (zona oeste), sendo uma edificação do tipo multifamiliar no qual residem três famílias (8 pessoas no total). Segundo a proprietária da residência, a construção do pavimento térreo foi realizada em 2000, e o superior foi construído recentemente em 2013. A edificação não possui projetos, e não foram contratados profissionais habilitados para administrarem as etapas dessa construção. Em relação à reforma e manutenção da mesma, nunca houve a realização desses serviços. A seguir estão os resultados coletados durante a vistoria na residência em estudo (Figura 6).

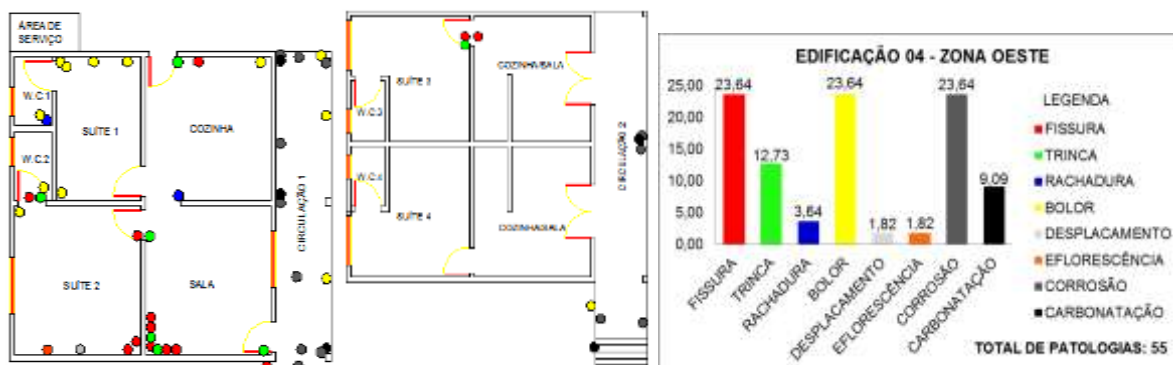


Figura 6: Mapeamento e incidência das patologias dos pavimentos térreo e superior respectivamente da Edificação 4

5.1.5 Edificação 5 – zona centro-sul

A edificação localiza-se na Rua Tocantins, nº16, Bairro Flores (zona centro-sul), sendo uma edificação do tipo unifamiliar (quatro usuários) de dois pavimentos, possuindo uma área total construída de 127,86m² aproximadamente. De acordo com o proprietário, a edificação foi construída no início de 1996, não apresenta projetos da construção e não houve a participação de profissionais habilitados durante sua execução. A última reforma ocorrida nesta edificação foi em 2013, referente à pintura das áreas interna e externa. Em sequência estão os dados levantados durante a inspeção predial na edificação citada (Figura 7).

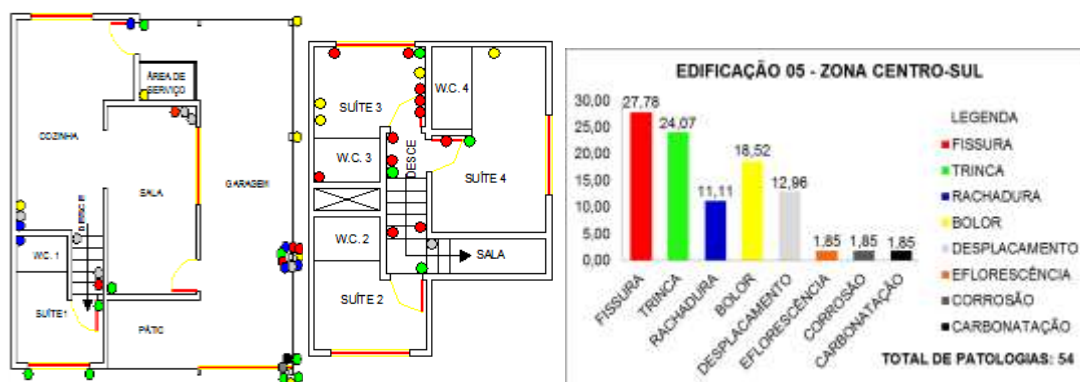


Figura 7: Mapeamento e incidência das patologias dos pavimentos térreo e superior respectivamente da Edificação 5

5.1.6 Edificação 6 – zona centro-oeste

A edificação situa-se na Rua Comandante Carlos Natrot, nº 22, Bairro da Paz (zona centro-oeste), sendo uma edificação do tipo unifamiliar de um pavimento no qual possui três residentes, apresentando uma área construída de 80,53m². Conforme os dados obtidos pela proprietária, a edificação foi constituída em 1996. O empreendimento não apresenta projetos e não houve a participação de profissionais qualificados durante sua execução. Em 2003, iniciou-se uma reforma nessa edificação, entretanto ainda existem serviços que não foram finalizados em algumas áreas da residência. Abaixo estão os resultados coletados durante a inspeção predial na edificação em estudo (Figura 8).

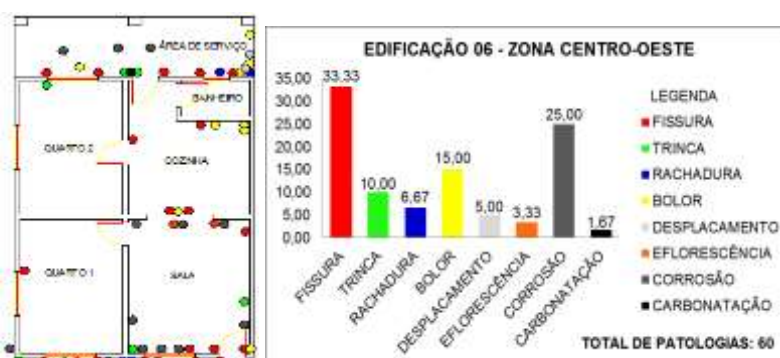


Figura 8: Mapeamento e incidência das patologias da edificação 6

5.2 Diagnóstico das patologias

A partir dos resultados e análises obtidos das inspeções prediais, pode-se observar as condições atuais dessas residências domiciliares, e foi possível determinar as características das patologias identificadas nessas construções, no qual se possibilitou a obtenção do diagnóstico das mesmas.

Para demonstração desses diagnósticos, foi escolhida uma patologia de cada edificação, exemplificando suas principais especificações: origem, causa, sintoma, mecanismo, terapia (reparo, reforço ou recuperação) e profilaxia (medida preventiva). Em sequência, estão ilustrados as imagens das patologias com seus respectivos diagnósticos.

Tabela 2 – Diagnóstico das patologias

PATOLOGIA 01		EDIFICAÇÃO 01 - ZONA NORTE		PATOLOGIA 04		EDIFICAÇÃO 04 - ZONA OESTE	
	ORIGEM	Falha de execução e Falta de projeto			ORIGEM	Falha de execução e Falta de projeto	
	CAUSA	Cobrimento insuficiente das armaduras dos elementos estruturais			CAUSA	Falta ou má inserção da verga na parte superior da porta da cozinha	
	SINTOMA	Corrosão da armadura da laje, viga e pilar			SINTOMA	Fissuração	
	MECANISMO	Perda do cobrimento dessas peças ficando as armaduras expostas			MECANISMO	Falta de distribuição da sobrecarga acima da esquadria	
	TERAPIA	Realização da escarificação do concreto, lavagem e uso de graute			TERAPIA	Colocação de reforços estruturais	
	PROFILAXIA	Uso do cobrimento mínimo estabelecido pela NBR 6118:2014			PROFILAXIA	Colocação de vergas e contravergas em esquadrias	
	OBS:	O pilar faz parte da sustentação da caixa d'água			OBS:	Rachadura inclinada em 45 graus e espessura e = 1,5 mm	
PATOLOGIA 02		EDIFICAÇÃO 02 - ZONA SUL		PATOLOGIA 05		EDIFICAÇÃO 05 - ZONA CENTRO-SUL	
	ORIGEM	Materiais inadequados e Agentes externos			ORIGEM	Falta de projeto ou falha de execução.	
	CAUSA	Local desprotegido das intempéries			CAUSA	Erro de dimensionamento do pilar externo da garagem	
	SINTOMA	Deslocamento do cobrimento do pilar			SINTOMA	Fissuração	
	MECANISMO	Lixiviação da argamassa de cobrimento			MECANISMO	Excesso de carga concentrada no pilar (sobrecarga)	
	TERAPIA	Remoção da argamassa e aplicação de outra com impermeabilizante			TERAPIA	Reforço estrutural (injeção epóxi)	
	PROFILAXIA	Uso de produtos impermeabilizantes em locais expostos			PROFILAXIA	Reforço estrutural	
	OBS:	O pilar encontra-se na área externa			OBS:	Rachadura vertical e espessura e = 3,00 mm	
PATOLOGIA 03		EDIFICAÇÃO 03 - ZONA LESTE		PATOLOGIA 06		EDIFICAÇÃO 06 - ZONA CENTRO-OESTE	
	ORIGEM	Falha de execução e Agentes externos			ORIGEM	Materiais inadequados e/ou Agentes externos	
	CAUSA	Dilatação térmica da viga da garagem			CAUSA	Vazamento de tubulação de água do banheiro	
	SINTOMA	Fissuração da argamassa do cobrimento da viga			SINTOMA	Manchas e bolores na parede da cozinha	
	MECANISMO	Variação térmica			MECANISMO	Infiltração por capilaridade	
	TERAPIA	Colocação de reforços estruturais			TERAPIA	Remoção da argamassa, troca da tubulação e uso de impermeabilizante	
	PROFILAXIA	Uso de materiais para combater dilatações e contrações térmicas			PROFILAXIA	Emprego de produto impermeabilizante	
	OBS:	Rachadura horizontal e espessura e = 3,0 mm, paralela às armaduras			OBS:	Encontram-se na junção das paredes da cozinha	

5.3 Análise quantitativa

Após o término das vistorias nas edificações e realização do diagnóstico aplicado, foram aferidas todas as patologias averiguadas nessas construções para a elaboração dos gráficos abaixo:



Figura 9: Tabulação das manifestações patológicas averiguadas nas edificações residenciais: (A) incidência dos tipos patológicos; (B) ocorrência dos locais patológicos; (C) possíveis origens das patologias

Diante do gráfico da Figura 9.A, percebe-se que fissuras são a maioria das patologias ocorridas nos elementos estruturais e nas alvenarias das edificações inspecionadas (28,41%), em seguida manchas e bolores (19,60%) e trincas (14,77%). Já os menores índices de manifestações patológicas são a carbonatação (3,98%) e as eflorescências (2,27%). Quanto ao gráfico da Figura 9.B, observou-se um alto índice de problemas patológicos na superfície das alvenarias (51,14%), no qual a maioria das fissurações estava presentes nesses elementos de vedação. Para os elementos estruturais, estes apresentaram um menor índice, sendo viga o componente estrutural com menos ocorrências (15,34%).

Através do gráfico da Figura 9.C, demonstra-se que a falha de execução e a falta de projeto originaram a maioria das patologias identificadas com 31,82% e 25,99% respectivamente.

Em relação ao grau de ocorrências patológicas identificadas por residência, a Edificação 3 da zona leste apresentou maior número de anomalias (80 casos patológicos), enquanto a Edificação 1 da zona norte obteve menor índice de manifestações patológicas (50 regiões patológicas).

5.4 Estudo comparativo

5.4.1 Fissurações

Em relação às fissurações, entre as diversas causas levantadas para a ocorrência dessas patologias nas edificações analisadas, um dos maiores agentes causadores foi devido à ausência ou a ineficiência de elementos de vergas e contravergas nas esquadrias, no qual foram apresentadas em todas as edificações analisadas (Figura 10). Esses dispositivos distribuem os esforços e cargas nos vãos, e quando não há o uso desses elementos de forma adequada, gera a ocorrência de fissurações (geralmente inclinadas em 45°) nos cantos das aberturas para à colocação de esquadrias.

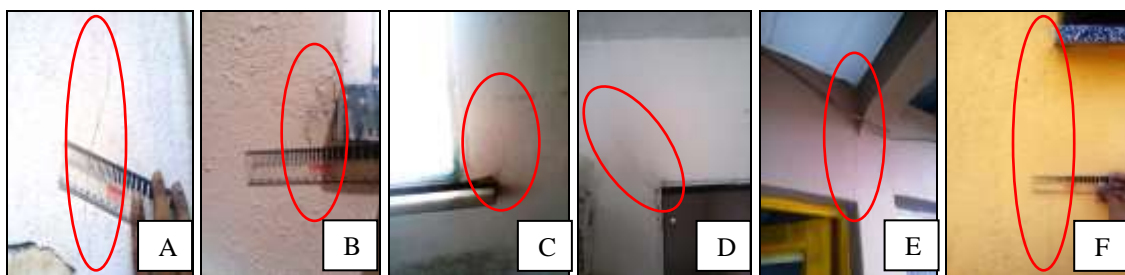


Figura 10: Fissurações nas aberturas de esquadrias das edificações em estudo: (A) Porta de acesso ao pavimento superior da Edificação 1; (B) Janela da suíte 1 da Edificação 2; (C) Janela da sala da Edificação 3; (D) Porta da cozinha da Edificação 4; (E) Porta da cozinha da Edificação 5; (F) Janela da entrada da Edificação 6

5.4.2 Manchas e bolores

As edificações apresentaram manchas e bolores de diversas formas, tamanhos e colorações, que foram ocorridos principalmente devido à falta ou má colocação de impermeabilização nos locais infectados. Na maioria dos casos, essas anomalias foram manifestadas nas lajes de quase todas as edificações vistoriadas (Figura 11).

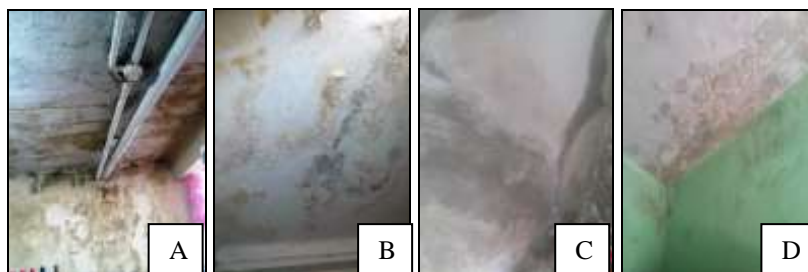


Figura 11: Manchas causadas pela falta de impermeabilização nas lajes das edificações: (A) Garagem da Edificação 1; (B) Laje da suíte 4 da Edificação 2; (C) Laje da garagem da Edificação 3; (D) Laje da suíte 2 da Edificação 4

Atualmente a área de produtos impermeabilizantes possui uma série de variedades que são destinados para determinados fins específicos. Em relação às lajes deterioradas, para a execução de recuperação dessas estruturas, empregam-se normalmente impermeabilizantes flexíveis que são ideais para estruturas que sofrem variações térmicas (dilatações e contrações), sendo preferencialmente indicado o uso da manta asfáltica, que possui grande durabilidade e resistência mecânica ao desgaste, protegendo toda a superfície da laje.

5.4.3 Carbonatação

Em comparação aos outros tipos de patologias, a carbonatação foi apontada como um dos menores índices de incidência nas residências, entretanto foram identificadas em todas as edificações analisadas (Figura 12).

Para a determinação das regiões do concreto onde sofreram carbonatação, utilizou-se uma técnica comumente aplicada para esse tipo de problema, que é a aspersão de solução de fenolftaleína alcoólica no local, (amostra composta por fenolftaleína, água destilada e álcool etílico na proporção de 1%, 29% e 70% respectivamente) formando o indicador ácido-básico para verificar as regiões do concreto onde foram deteriorados (diminuição do ph não possuindo coloração) transformando-se em não alcalino, e áreas que não foram ainda prejudicadas (ph constante e com coloração rosada).

Após o período de aplicação da solução (24 horas) nas regiões que possuíam indícios de carbonatação, foram verificados que praticamente todas as regiões dos substratos analisados apresentaram zonas carbonatadas (ph baixo).



Figura 12: Carbonatação do concreto em elementos estruturais das edificações em análise: (A) Pilar externo da Edificação 1, (B) Pilar externo da Edificação 2, (C) Viga da garagem da Edificação 3, (D) Viga externa da Edificação 4, (E) Pilar externo da Edificação 5, (F) Pilar externo da Edificação 6

Em relação às principais origens para a ocorrência deste tipo de patologia, pode-se citar a falha de execução e o ataque de agentes externos provenientes das seguintes causas: erro do traço, adensamento incorreto, falha no lançamento, ausência de cura do concreto, condições e umidade do ambiente.

5.4.4 Corrosão

Todas as edificações apresentaram corrosão em alguns de seus elementos estruturais (Figura 13), no qual as maiores incidências foram em lajes e pilares.

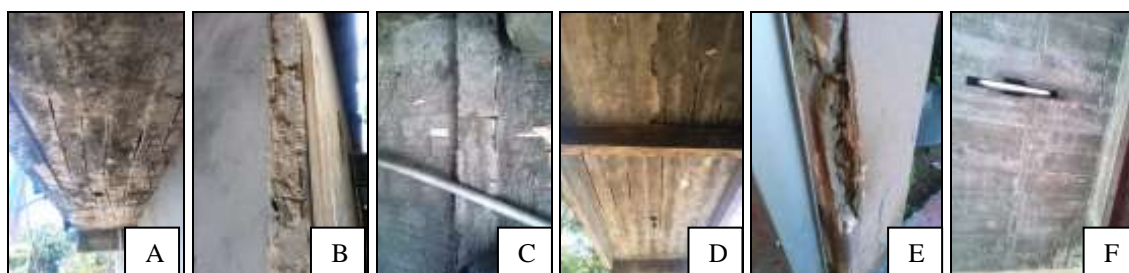


Figura 13: Corrosão de armaduras identificadas em elementos estruturais das edificações em estudo: (A) Laje externa do corredor da Edificação 1, (B) Pilar externo da Edificação 2, (C) Pilar da garagem da Edificação 3, (D) Laje externa da Edificação 4, (E) Pilar externo da entrada da Edificação 5, (F) Laje da sala da Edificação 6

Através das análises desenvolvidas no projeto, foi possível determinar como a principal causa para essa patologia a falta do cobrimento mínimo desses elementos estruturais estipulado pela NBR 6118:2014. De acordo com esta NBR, os elementos estruturais devem possuir o cobrimento mínimo estabelecido para combater o ataque de corrosão na armadura, pois prejudica significativamente seu desempenho estrutural.

6. CONCLUSÃO

A partir das inspeções prediais ocorridas nas residências localizadas nas zonas da cidade de Manaus-AM, foram levantadas 352 manifestações patológicas de diferentes tipologias, causas, origens, mecanismos, gravidades, entre outras características, nas alvenarias e nos elementos estruturais.

O presente estudo analisou-se que fissuras geralmente são patologias ocorridas com maior frequência nos elementos compositivos de uma construção habitacional (28,41%), devido às inúmeras causas que levam a origem das mesmas, apontando como um dos principais fatores a ausência ou subdimensionamento de vergas e contravergas nas esquadrias.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



De acordo com os dados obtidos referentes aos locais patológicos, os elementos de vedação apresentaram um maior índice de ocorrência patológica (51,14%) em relação aos elementos estruturais (48,86%), o que indica uma minimização da gravidade para a ocorrência de colapso estrutural nessas edificações, colocando em risco a vida dos usuários. Porém recomenda-se a realização de manutenção corretiva e preventiva periódica nessas edificações.

Através dos resultados relacionados às origens patológicas, percebe-se o grau de importância na inserção de profissionais qualificados na área da construção civil para gerenciar as fases construtivas de uma edificação, tendo em vista um efetivo controle da qualidade do processo construtivo, consequentemente propiciando uma redução das discordâncias técnicas construtivas, evitando custos adicionais na recuperação de componentes construtivos deficientes.

Para pesquisas posteriores sugere-se a inclusão de mais amostras de edificações residenciais para a realização de inspeções prediais, a fim de aperfeiçoar esse estudo e agregar mais conhecimento na área de Patologias das Construções. Além da inserção de ensaios laboratoriais (ensaios destrutivos e não destrutivos) visando uma análise mais detalhada das características patológicas presenciadas na capital amazonense.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Borges de S. Valle, J., *Patologia das Alvenarias – Causa, Diagnóstico e Previsibilidade*, Minas Gerais, 2008, 81p.
- [2] Vasconcelos da Silva, J. et al, *Patologia das Alvenarias*, São Paulo, 2011, 67p.
- [3] Coutinho de C. Costa, Vitor, *Patologia em Edificações – Ênfase em Estruturas de Concreto*, São Paulo, 2009, 38p.
- [4] H. F. Medeiros, M.; R. L. Helene P., *Durabilidade e proteção do concreto armado*, São Paulo, V.1, n.º 151, 2009.
- [5] da Silva, R., “Manifestações patológicas em sistemas construtivos de aço – algumas medidas preventivas”, Congresso Latino-americano da Construção Metálica, 2012, 13 p.
- [6] BARROS, Cimone. *Especialista aponta problemas para a construção civil no Amazonas*, A crítica, Manaus, 09 abr. 2011.
- [7] Lobo de Pina, G., *Patologias nas Habitações Populares*, Rio de Janeiro, 2013, 102 p.
- [8] Nazario, Daniel; Chemale Zancan, E., “Manifestações das Patologias construtivas nas edificações públicas da rede municipal de Criciúma: Inspeção dos sete postos de saúde”, Santa Catarina, 2011, 16 p.
- [9] Tutikian, Bernardo; Pacheco, Marcelo, “Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil”, Asociación Latino Americana de Patologia y Control de la Calidad, 2013, Mérida, Anais, 14 p.
- [10] Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia - IBAPE, *Norma de Inspeção Predial Nacional*, 2012, 18 p.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 15575-1: Edifícios habitacionais - Parte 1*, 2013, 60 p.
- [12] Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia de São Paulo - IBAPE/SP, *Norma de Inspeção Predial*, 2011, 33 p.
- [13] Furlan Caporrino, C., *Patologia das Anomalias em Alvenarias e Revestimentos Argamassados*, São Paulo, 2015, 124 p.
- [14] Rabello Dalbone, A., “Patologias em Prédio de Alvenaria Estrutural – Inspeção de Curta Duração”, Engenharia Estudo e de Pesquisa, Santa Maria, v. 10, nº 2, 2010, p. 27-36.
- [15] Vitório, A., *Fundamentos da Patologia das Estruturas nas Perícias de Engenharia*, Instituto Pernambucano de Avaliações e Perícias de Engenharia – IPAPE, Recife, 2003, 58 p.
- [16] Olivari, G., *Patologia em Edificações*, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2003, 95 p.
- [17] Custódio M. de Souza, V.; Ripper, T., *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*, São Paulo, 1998, 257 p.
- [18] A. Falcão Bauer, L., *Materiais de Construção*, Revisão técnica: João Fernando Dias. 5. Ed. Vol.2. Rio de Janeiro: LTC, 2015, 488 p.
- [19] Koji Taguchi, M., *Avaliação e Qualificação das Patologias das Alvenarias de Vedação nas Edificações*, Curitiba, 2010, 84 p.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, Rio de Janeiro, 2014, 221 p.
- [21] Kilvia da Silva, L., *Levantamento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no estado do Ceará*, Fortaleza, 2011, 61 p.
- [22] Medeiros, M., *Como combater a Corrosão?: “Qualidade da concretagem da estrutura e proteção à superfície aplicada podem prevenir o problema”*, 2015, 5 p.
- [23] Marcelli, M. *Sinistros na Construção Civil: Causas e soluções para danos e prejuízos em obras*, São Paulo, 2007, 259 p.
- [24] Pazini Figueiredo, E.; Meira, G., *Corrosão das Armaduras das Estruturas de Concreto*, Asociación Latino Americana de Patologia y Control de la Calidad, 2013, Mérida, Anais, 28 p.



**ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS NA PONTE
SOBRE O RIO TOCANTINS, PORTO NACIONAL, TO**

S. N. LIMA

Acadêmica de Engenharia Civil
ULBRA–Centro Universitário Luterano de Palmas
Tocantins; Brasil
sindynepomuceno@gmail.com

V. L. PARRIÃO

Acadêmica de Engenharia Civil
ULBRA–Centro Universitário Luterano de Palmas
Tocantins; Brasil
vanessaparriao@gmail.com

D. C. PARENTE

Engenheiro Civil
Centro Universitário Luterano de Palmas
Tocantins; Brasil
denis@ceulp.edu.br

RESUMO

Os problemas encontrados em pontes de concreto armado podem ser causados por diversos fatores, como por exemplo: execução inadequada, erros de projeto, e em especial a falta ou ineficiência de manutenção. Pois, em virtude do pensamento de que as estruturas de concreto armado tinham vida útil indeterminada, por muito tempo não se deu a devida importância às atividades de inspeção e manutenção nessas estruturas, o que comprometia no seu desempenho. O presente artigo baseou-se na inspeção visual, fundamentada em registros fotográficos, realizada na Ponte sobre o Rio Tocantins – Trecho Porto Nacional, cujo objetivo foi interpretar e avaliar as consequências da falta de manutenção adequada. Onde se pode destacar dentre as mais relevantes patologias: juntas de dilatação deterioradas e com acúmulos de detritos, patologias nas barreiras de proteção, corrosão e exposição de armaduras, desagregação de concreto das peças, eflorescências, lajes de concreto do passeio deterioradas, acúmulo de lixo, tubulações de drenagem obstruídas, acúmulo de água junto aos dutos de instalações de utilidade pública, equívoco na recuperação da pista de rolamento. A partir desse estudo puderam então ser feitas conclusões e recomendações para com os problemas identificados.

Palavras-chave: manutenção, pontes, vida útil, degradação do concreto.

ABSTRACT

The problems observed in reinforced concrete bridges can be caused by several reasons, such as improper execution, project miscalculations and specially lack or ineffective maintenance. Since it was supposed that reinforced concrete structures had undefined service life, it wasn't given proper relevance to the inspection and maintenance activities which compromised its performance. The presente paper was based on the visual inspection and photographic records from the bridge over Tocantins Rives, nearby the city of Porto Nacional, whose intent was to interpretate and avaiate the consequences from lack of proper maintenance. Betwen the most relevant pathologies, it is possible to highlight: damaged expansion joints filled with debris, pathologies in the protection barrier, corrosion and exposure of the rebars, concrete breakdown, efflorescence, damaged concrete slabs in the pedestrian traffic área, waste accumulation, obstructed drainage pipes, water acumulation inside the public services pipeline, inaccurate techniques selected to rehabilitate the road. This study made possible to obtain conclusions and recommendation regardind the identified problems.

Keywords: maintenance, bridges, service life, concrete degradation.

1. INTRODUÇÃO

Manutenção de estruturas consiste em um aglomerado de atividades, cujo objetivo é garantir o desempenho que na qual a estrutura foi projetada, e até mesmo prolongar sua vida útil, sendo que a inexistência de manutenção preventiva ou corretiva é um dos principais fatores que ocasionam a redução da vida útil das pontes. Ainda que as Obras de Arte Especiais (OAEs) tenham sido bem construídas e com a utilização de materiais e equipamentos adequados, não garante a durabilidade e desempenho das estruturas, sem as atividades de manutenção, que devem ser previstas ainda em projeto, face os agentes de degradação do ambiente de exposição. À vista disso é imprescindível a preocupação com as questões relacionadas à conservação das Obras de Arte Especiais.

Para a realização deste trabalho, foi utilizado como base o Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) [1], que tem como objetivo listar as principais manifestações patológicas das pontes rodoviárias em concreto armado, convencional ou protendido, identificando-as e indicando ações preventivas e de tratamento. Conjuntamente foi utilizada a NORMA DNIT 010/2004 – PRO. Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido [2].

O objetivo deste artigo é interpretar e avaliar as consequências da falta de manutenção adequada na superfície dos aparelhos de concreto, e nos demais elementos da ponte, tais como; barreiras de proteção, passeios, sistema de drenagem e pista de rolamento. E no que diz respeito à durabilidade e vida útil, procurou-se identificar o grau de deterioração (incidência de patologias) na Ponte sobre o Rio Tocantins – trecho Porto Nacional – TO.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O presente trabalho baseou-se em estudo bibliográfico a livros, artigos, manuais, normas, e na apresentação de uma inspeção visual de um estudo de caso. Primeiramente definiu-se o objeto de estudo, ponte sobre o Rio Tocantins, trecho Porto Nacional - TO (59 km da Capital, Palmas).

A inspeção visual fundamentou-se em visita “in loco”, em exame a olho nu da parte superior da estrutura da ponte e definiram-se os aspectos a serem levados em consideração, que consistiram em: tabuleiros (pavimentação), juntas de dilatação, sistemas de drenagem, presença de umidade e infiltrações, barreiras de proteção, passeios, deterioração das peças em concreto, exposição de armaduras e instalações de utilidades públicas.

Assim, foi realizado exame visual por toda a superfície da ponte de ambos os lados, onde foram registros fotográficos, permitindo assim identificar manifestações patológicas e falhas advindas da falta e/ou de ausência de manutenção apropriada. Não houve necessidade de utilização de equipamentos especiais, os utilizados, foram: Trena metálica 5 m, prancheta, papel, caneta e câmera fotográfica. Ver fluxograma na figura 1.



Figura 1: Fluxograma da pesquisa

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização da obra

O objeto do presente estudo de caso trata-se de uma ponte em concreto armado construída em 1978, sobre o Rio Tocantins, localizada na rodovia TO-050, trecho de Porto Nacional – TO.

A estrutura é formada por dez trechos apoiados em nove pilares, sendo 8 trechos com 97,80 m e 2 trechos com 58,80 m, totalizando 900 m de comprimento, com um tabuleiro de 13,40 m de largura. A ponte conta com oito trechos intermediários formados por vigas isostáticas de 40 m de comprimento, que são apoiadas em balanços de 28,90 m de comprimento dos nove pilares intermediários. Os apoios das vigas intermediárias são em dentes gerber, com aparelhos de apoio de neoprene fretados. No meio da ponte os pilares chegam a 32 m de altura [3].

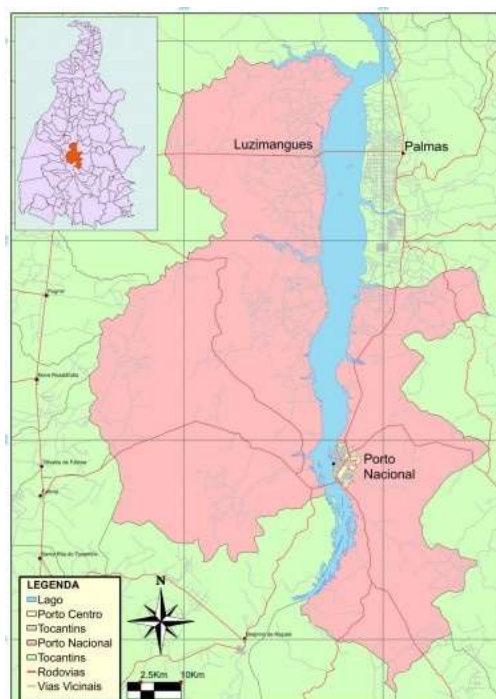


Figura 2: Limites do município de Porto Nacional, com a localização da sede do município.
Fonte: Pinto, 2014.



Figura 3: Ponto sobre Rio Tocantins – Trecho Porto Nacional – TO. Fonte: Almeida; Rodrigues, 2003.

3.2 Manifestações patológicas e falta de manutenção

Em geral, as principais anomalias diagnosticadas em pontes e viadutos são: fissuras, desagregação, segregação, perda de aderência, corrosão do concreto e armaduras, abrasão no concreto do tabuleiro e falhas de concretagem [5]. Porém muitos desses defeitos podem ser evitados e/ou minimizados por meio de manutenções nessas obras de arte, cujo objetivo é evitar deterioração precoce, pois a falta ou ineficiência de manutenção é umas das principais causas da redução da vida útil das estruturas.

[1] Manutenção preventiva: Para obtenção do mesmo “grau” de durabilidade e proteção, medidas tomadas com antecedência para prevenir o surgimento de defeitos têm um custo de vinte e cinco vezes superior ao custo das medidas na etapa de projeto. Manutenção corretiva: Envolve os trabalhos de diagnóstico, prognóstico, reparo e proteção das estruturas que já possuem manifestações patológicas. Essa manutenção apresenta um custo cento e vinte e cinco vezes superior aos custos das medidas que poderiam ter sido tomadas na etapa de projeto. Portanto destaca-se a importância da realização de inspeções nas Obras de Arte Especiais para que se possa detectar quando uma estrutura encontra-se deteriorada (corrosão de aço, concreto em mau estado, etc.) e precisa de intervenção [6].

Com inspeção visual da Ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional nota-se que a mesma apresenta um grau avançado de degradação. E baseado no que o DNIT preconiza, foram identificadas as seguintes patologias.

3.2.1 Sistema de drenagem insipiente

A finalidade dos sistemas de drenagem é remover rapidamente as águas pluviais do estrado, evitando acidentes de tráfego e comprometimento do concreto [2].

A figura 4 mostra o acúmulo de água na pista, devido à obstrução das tubulações de drenagem advindas da sujeira na pista de rolamento.

A presença de água é potencializa outras reações deletérias no concreto. Um ambiente úmido e possíveis infiltrações aumentam expressivamente os riscos de corrosões em armaduras, ataques por sulfatos, perda de massa e lixiviação de sais de hidratação.



Figura 4: Falha do Sistema de Drenagem – Ponte Sobre o Rio Tocantins

3.2.2 Manifestações patológicas em juntas de dilatação

As juntas de dilatação devem ser cuidadosamente inspecionadas, anotando-se seu tipo, sua integridade e capacidade de vedação, se está funcionando livremente e se estão sendo prejudicadas por acúmulo de detritos [7].

A função das juntas é permitir os movimentos relativos entre as duas partes da estrutura. Em alguns projetos de pontes os tabuleiros são interrompidos em função dos requisitos estruturais [8].

As juntas de dilatação devem assegurar que a movimentação total projetada da ponte sobre as juntas seja cumprida sem impactos ou danos aos elementos estruturais, garantir a continuidade da capa de rodagem e serem impermeáveis de forma a escoar a água sobre o tabuleiro de forma rápida e segura [9].

A manutenção da selagem das juntas tem um papel importantíssimo para a durabilidade do pavimento, devido aos selantes existentes no mercado possuir uma vida útil muito curta em relação à prevista para o pavimento [10]. Isso deve-se ao fato dos mesmos serem produzidos com materiais poliméricos, que apresentam degradação veloz que os materiais do pavimento.

Na figura 5 pode-se identificar junta desgastada e ineficaz, e na figura 6 pode-se verificar o acúmulo de detritos nas juntas de dilatação.



Figura 5: Junta de dilatação desgastada e ineficaz



Figura 6: Acúmulo de detritos na junta de dilatação

3.2.2 Manifestações patológicas na Pavimentação

A principal finalidade da pavimentação é suportar as pistas de rolamento e transferir esses esforços para os elementos estruturais da ponte. Além de assegurar que o tráfego ocorra livre e com segurança [6].

Assim vê-se que a pavimentação da ponte em estugo não atende fielmente do que se espera, segundo a definição do Departamento. Primeiramente o tráfego não é totalmente livre, pois há um controle de passagem de veículos pesados. E a segurança do tráfego é comprometida devido a falta de reparo na sinalização horizontal e patologias encontradas. A partir da figura 7 pode se ter uma visão da parte superior da ponte, onde mostra um exemplo de irregularidades na pista de rolamento, como fissuras, acúmulo de água e detritos, além da recuperação inadequada do pavimento.



Figura 7: Irregularidades da pista de rolamento

Na figura 8 pode-se verificar que no encontro das placas de concreto, pavimentação, obteve-se um desnivelamento das placas de aproximadamente 5 cm, este tipo de manifestações patológicas no pavimento causa desconforto, compromete a segurança do tráfego, provocam danos aos veículos, além de influenciarem na redução da vida útil do pavimento.



Figura 8: Desnível da pista de rolamento

3.2.4 Manifestações patológicas no Concreto

- **Deslocamentos**

O deslocamento do concreto que envolve a camada de armadura é consequência da corrosão das mesas, pois, ao oxidar-se, o ferro sofre expansão, podendo chegar a dez vezes mais que seu volume inicial. Assim, exerce uma pressão sobre o material capaz de deslocar o concreto [11].



Figura 9: Deslocamento de concreto e exposição de armaduras

- **Eflorescências**

Eflorescências são depósitos de sais brancos na superfície do concreto ou argamassas, isso é resultado da sua exposição à água de infiltrações ou intempéries que carregam para a superfície os compostos lixiviáveis da matriz cimentante, como o hidróxido de cálcio. A eflorescência modifica o aspecto visual por sua coloração esbranquiçada, além de poder causar degradação profunda na estrutura [12].

Na figura 10 pode-se verificar a presença de eflorescência, que na qual foi localizada na parte inferior dos tabuleiros.



Figura 10: Eflorescência na parte inferior dos tabuleiros

- Cobrimento insuficiente, exposição e corrosão de armaduras.

De maneira geral, a corrosão poderá ser entendida como a deterioração de um material, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos [13].

Os processos de corrosão das armaduras enfraquecem a estrutura e arreatam diversas manifestações patológicas nas estruturas, tais como: corrosão das armaduras e desagregações de concreto. Dependendo do grau de corrosão da armadura, chega a ser inviável a recuperação da estrutura [11].

Na figura 11 pode-se verificar a exposição e corrosão das armaduras, e especificamente na figura 12, vê-se cobrimentos insuficientes, em pontos que a camada de concreto sobreposta às armaduras é praticamente nula.



Figura 11: Exposição e corrosão de armaduras



Figura 12: Espaçamentos insuficientes

- **Vazios de concretagem**

Os espaços vazios, resultantes da segregação do agregado graúdo e do agregado miúdo com a pasta de cimento, são conhecidos por vazios de concretagem ou “ninhos”, cujas causas podem ser derivadas na inadequada vibração e adensamento ou por incompatibilidade do diâmetro do agregado com os espaçamentos das armaduras [7]. Um exemplo dessa manifestação patológica encontrada da ponte em estudo pode ser observado na figura 13.



Figura 13: Vazios de concretagem

3.2.6 Instalações de utilidade pública e passeio

É sabido que os pedestres são os mais vulneráveis à ação dos veículos nas travessias das interseções. As travessias devem ser perpendiculares às vias, de modo a diminuir a exposição dos pedestres aos veículos. Nas pontes de construção mais recente, os guarda-corpos somente existem se houver passeios laterais. Com a finalidade de assegurar uma proteção adequada a pedestres e ciclistas, os passeios laterais são colocados entre a barreira rígida de concreto e os guarda-corpos extremos. Recomenda-se que as larguras mínimas recomendáveis para passeios laterais são de 1,50 m para passeios predominantemente de pedestres [14].

Na figura 14, nota-se a ausência das placas de concreto de tapamento das canaletas de instalações, na área de passeio, o que deixa os pedestres mais expostos e vulneráveis a acidentes sobre a ponte. A figura 15 mostra o acúmulo de água nas canaletas de instalações o que ocasiona o aceleração do processo de degradação do tabuleiro da ponte.



Figura 14: Ausência das placas de concreto na área de passagem de pedestres



Figura 15: Acúmulo de água junto aos dutos

4. CONCLUSÃO

Ao fim deste trabalho, pode-se notar que na a ponte do Rio Tocantins, trecho Porto Nacional há problemas que poderiam ser evitados e/ou eufemizados por meio de manutenções adequadas e periódicas, onde por meio de diagnósticos haveria métodos de reparo para cada anomalia identificada, possibilitando assim um prolongamento da vida útil dessa estrutura, em especial por ser uma estrutura que fique exposta as agentes dos ambientes, como: intempéries, umidade excessiva, poluição, variação térmica, como também colisões e vandalismo.

A inspeção visual “in loco” permitiu identificar a necessidade de reparos e manutenções na ponte, devido à identificação das manifestações patológicas, provenientes que de falhas ou inexistência de manutenção de conservação, mesmo levando em consideração que o concreto não tem vida útil infundável, como por exemplo, no caso na ponte, que



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



tem 38 anos desde sua inauguração. As principais patologias identificadas foram na pista de rolamento, corrosão e exposição de armaduras, deslocamento, eflorescências, vazios de concretagem.

Para melhorar a situação em que se encontra a ponte em estudo, é necessário que se faça uma limpeza, para a remoção de detritos e resíduos, desobstruir que as tubulações de drenagem, para a retirada de água na superfície e por fim e não menos importante uma manutenção realizada por profissionais capacitados, com utilização de equipamentos e materiais de qualidade. Onde se realize reparo no pavimento e revestimento, em casos até a remoção do material advindo de uma manutenção anterior, como também na modificação de inclinação da pista para evitar acúmulo de água; realizar reconstituição de cobrimentos de armaduras, reposição das lajes do passeio, assim como pinturas que protejam a estrutura contra ação da água. E salientando que as atividades relacionadas a manutenção devem ser realizadas com periodicidade e não esporadicamente.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. PUBLICAÇÃO IPR - 744: Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários. Rio de Janeiro, 2010. 159 p.
- [2] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. NORMA DNIT 010/2004 – PRO: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: Dnit, 2004. 18 p.
- [3] ALMEIDA, Pedro Afonso de Oliveira; RODRIGUES, José Fernando Sousa. DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL DA PONTE SOBRE O RIO TOCANTINS – TRECHO PORTO NACIONAL DA TO-050: RELATÓRIO TÉCNICO LSE-R010903. São Paulo: Lse, 2003. 58 p.
- [4] PINTO, Lúcio Milhomem Cavalcante. Luzimangues: uma “nova cidade” na periferia de palmas? *Arquitextos*, São Paulo, ano 14, n. 164.02, Vitruvius, jan. 2014. Disponível em: <<http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/14.164/5019>>. Acesso em: 12 mar. 2016.
- [5] VITÓRIO, J. A. P. – Pontes Rodoviárias – Fundamentos, Conservação e Gestão. Livro editado pelo Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia de Pernambuco, Recife, 2002.
- [6] GIOVANNETTI, Ana Carolina Virmond Portela. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DE PONTES - ESTUDO DE CASO. 2014. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/129436/328510.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 25 jan. 2016.
- [7] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. PUBLICAÇÃO IPR - 709 : Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. 2ª ed. Rio de Janeiro: Ipr, 2004. 253 p.
- [8] HELENE, P.; CASTRO, P.; O'REILLY, V. Manual de Reabilitação de Estruturas de Concreto Reparo, Reforço e Proteção. Editado por Degussa Construction Chemical Brasil, CYTED Red Rehabilitar, ISBN 85-903707-2-0, São Paulo SP, Setembro 2003.
- [9] AHRENS, Wilson. A RECUPERAÇÃO DE PAVIMENTOS DE OAE EM CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND: 44ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO 18º ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA. Foz do Iguaçu, 2015. 12 p.
- [10] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. PUBLICAÇÃO IPR - 737: Manual de Recuperação de Pavimentos Rígidos. Rio de Janeiro, 2010. 140 p.
- [11] SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.
- [12] STORTE, Marcos. Manifestações Patológicas na Impermeabilização de Estruturas de Concreto em Saneamento. Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=20&Cod=703>>. Acesso em: 05 fev. 2016.
- [13] GENTIL, V. Corrosão, 3ª edição: LTC, Rio de Janeiro, 1987.
- [14] DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. PUBLICAÇÃO IPR - 698: Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais. Rio de Janeiro: Ipr, 1996. 225 p.



ANÁLISE DE DESEMPENHO DE CONCRETOS CARBONATADOS: A INFLUÊNCIA DOS CLIMAS BRASILEIROS NOS MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

B. RIBEIRO

Mestrando em Engenharia Civil
PPGEC/NORIE UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
bruno.gazzola@hotmail.com

A. ROHDEN

Professor Doutor em Engenharia Civil
PUCRS/FURB
Rio Grande do Sul; Brasil
abrahao.rohden@pucrs.br

J. O. ANDRADE

Professor Doutor em Engenharia Civil
PUCRS
Rio Grande do Sul; Brasil
jairo.andrade@pucrs.br

D. C. C. DAL MOLIN

Professora Doutora em Engenharia Civil
PPGEC/NORIE UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
dmolin@ufrgs.br

RESUMO

Atualmente, diversos pesquisadores estão se dedicando ao estudo da durabilidade das edificações. Tal interesse é devido, em grande parte, aos danos ocorridos nas estruturas de concreto pelo efeito combinado da agressividade ambiental, problemas estruturais e práticas executivas inadequadas. Outro estímulo foi a criação da Norma de Desempenho, que destaca a preocupação atual em relação à durabilidade das edificações, considerando não somente aspectos relacionados à resistência mecânica. Entretanto, isso evidenciou uma lacuna existente na NBR 6118, já que não existe um modelo de previsão de vida útil para estruturas de concreto em ambientes agressivos. Nesse sentido, o presente artigo tem como objetivo comparar dois tipos de concretos comumente utilizados no Brasil, verificando a sua capacidade de proteção à armadura quando inseridos em ambientes urbanos com altas concentrações de CO₂ por meio de ensaios não acelerados. Dessa forma, busca-se contribuir com o entendimento da influência dos diferentes climas brasileiros e dos diferentes tipos de cimento frente ao fenômeno da carbonatação. Foram utilizados dois tipos de cimento Portland: CP IV e CP V – ARI, um nível de resistência, *a/c* igual a 0,65, dois locais de exposição natural: Porto Alegre – RS e Belém – PA e duas condições de exposição distintas: protegido ou não protegido da chuva. No presente trabalho serão apresentados os dados de profundidade de carbonatação aos 60 e aos 120 dias em ambas as cidades. Palavras-chave: durabilidade, modelo de previsão, carbonatação, climas brasileiros.

ABSTRACT

Nowadays, several researches are dedicating themselves to the study of the building durability. Such interest is due to the damage occurring in concrete structures by the combined effect of environmental aggression, structural problems and inadequate executive practices. Another motivation was the creation of the Brazilian Performance Standard NBR 15575, which highlights the current concern about the building durability, taking into account not only aspects related to mechanical strength. However, it showed a gap in the NBR 6118, since there is no life prediction model for concrete structures in aggressive environments. In this sense, this article aims to compare two types of concrete commonly used around the country, verifying your equipment protection capacity when inserted in urban environments with high concentrations of CO₂ through non-accelerated tests. Thus, it seeks to contribute to the understanding of the influence of different Brazilian climates and different types of cement against the carbonation phenomenon. It was used two types of Portland cement: CP IV and CP V - ARI, one resistance level, *w/c*: 0.65, two natural exposure locations: Porto Alegre – RS and Belém – PA and two different conditions exposure: protected or unprotected from rain. In this paper we present the data of carbonation depth at 60 and 120 days in both cities. Keywords: durability, prediction model, carbonation, Brazilian climates.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A durabilidade está diretamente relacionada à interação entre as características dos materiais e/ou componentes, as condições de exposição e as condições de utilização impostas durante a vida útil da edificação. Sendo assim, não é considerada uma propriedade intrínseca dos materiais, mas uma função relacionada com o desempenho dos mesmos sob determinadas condições ambientais [1]. Diversos agentes ambientais presentes em nosso cotidiano originam processos de agressão à armadura e conseqüentemente ao concreto. Segundo Dal Molin [2], os principais responsáveis por danos nas estruturas devido à corrosão são os íons Cl^- , localizados próximos a regiões marítimas, e o CO_2 , presente em aglomerações urbanas e industriais, ou seja: a atmosfera recorrente de muitas capitais brasileiras.

Tendo em vista que o CO_2 encontra-se sempre presente na atmosfera e em teores ainda mais elevados nas grandes cidades, o trabalho analisado se propôs a estudar o fenômeno causado por este agente agressivo, a carbonatação. Procurou-se, dessa forma, relacionar seu comportamento quando em diferentes condições de exposição e em duas capitais brasileiras.

O processo de carbonatação no concreto ocorre quando o hidróxido de cálcio [$Ca(OH)_2$] presente nos produtos de hidratação reage com o dióxido de carbono (CO_2), existente no meio ambiente, para formar o carbonato de cálcio ($CaCO_3$), composto que diminui a alcalinidade do concreto devido ao seu pH ser mais baixo que o hidróxido consumido (aproximadamente 9,4 em temperatura ambiente). Tem-se que a carbonatação em concretos não-armados é uma vantagem nas primeiras idades, uma vez que resulta no aumento da resistência pelo preenchimento dos poros. Entretanto, no caso de concretos armados e no decorrer do tempo, diversos trabalhos realizados no exterior [3-5] e no Brasil [2,6] apontam para problemas caso a profundidade de carbonatação penetre até a armadura. Com a diminuição do pH, a camada passivadora é destruída, deixando a barra sujeita à formação de compostos ferrosos expansivos, resultando em um aumento do volume em relação ao seu tamanho inicial e, conseqüentemente, ao surgimento de fissurações e lascamentos devido às tensões geradas pela expansão [4].

Assim, diversos modelos matemáticos para a avaliação da vida útil das estruturas em relação à corrosão das armaduras foram propostos ao longo do tempo. Andrade [7] catalogou algumas das formulações existentes para modelar tanto a penetração do CO_2 quanto a ação de cloretos no concreto. Possan [1] apresentou um modelo matemático para a previsão da vida útil de projeto de estruturas de concreto frente à ação da carbonatação, baseando-se na opinião de especialistas na área e em quatro métodos de previsão de vida útil: i) Experiências Anteriores; ii) Ensaios Acelerados; iii) Métodos Determinísticos e; iv) Métodos Estocásticos ou Probabilísticos.

Entretanto, o desenvolvimento de modelos da realidade exige amplo conhecimento dos fenômenos representados e clara identificação das variáveis relevantes. Porém, devido à complexidade dos modelos propostos atualmente e ao grande número de variáveis dos modelos de previsão, encontram-se algumas limitações. Um exemplo deste tipo de limitação é a influência dos macroclimas específicos de cada região do Brasil no processo de carbonatação do concreto. Por ter uma dimensão quase que continental, faz-se necessário saber a influência destes macroclimas específicos nos concretos, bem como a influência dos diferentes tipos de cimento frente a estes diferentes macroclimas.

Buscando contribuir com o entendimento da influência dos macroclimas das diferentes regiões do Brasil e dos diferentes tipos de cimento frente ao fenômeno da carbonatação, este trabalho apresenta resultados comparativos de dois locais de exposição natural: Porto Alegre (RS) e Belém (PA) e duas condições de exposição distintas: protegido ou não protegido da chuva.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Procurando compreender a influência de diversos fatores frente à penetração de CO_2 , foi desenvolvido um programa experimental que, a partir das variáveis dependentes e independentes e dos materiais e métodos selecionados, pudesse gerar dados naturais e acelerados de carbonatação suficientes, de forma a subsidiar o ajuste de modelos de vida útil de concretos e argamassas em ambientes agressivos. A seguir, são descritos os fatores controláveis, a variável de resposta, os fatores não controláveis e as etapas do programa experimental, separadas em materiais e métodos adotados para a pesquisa.



2.1 Variável de resposta

No presente trabalho, será apresentada como variável de resposta a distância obtida entre a superfície do corpo-de-prova e a frente de carbonatação, valor este expressado em milímetros.

2.2 Fatores controláveis

Os fatores controláveis deste projeto foram:

- a) O tipo de cimento: CP IV e CP V – ARI;
- b) O traço unitário em massa: traço 1:6,5. Utilizou-se sempre o teor de argamassa de 53%.

2.3 Fatores não-controláveis

Os fatores não controláveis deram-se principalmente em relação à variação entre os executores do experimento, a heterogeneidade do concreto e as condições climáticas de exposição.

2.4 Materiais

2.4.1 Cimento

A fim de situar a pesquisa no panorama nacional, foram escolhidos apenas cimentos empregados em larga escala ao redor do País. Para fins de caracterização, realizou-se a massa específica para cada tipo de cimento, segundo a NBR NM 23 [8]:

- a) CP IV (Classe 32 MPa) – massa específica 2,79 g/cm³, NBR 5736 [9];
- b) CP V ARI – massa específica 3,10 g/cm³, NBR 5733, [10].

2.4.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado foi a areia natural quartzosa oriunda do Rio Jacuí, região de Porto Alegre. Foi realizado o ensaio de determinação da composição granulométrica do agregado seguindo-se os procedimentos sugeridos na ABNT NM 248 [11]. Os resultados obtidos da caracterização física e a composição granulométrica do agregado miúdo são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Caracterização física do agregado miúdo

Determinações	Método de ensaio	Resultados obtidos		
		Peneiras (mm)	% retida	% retida acumulada
Composição granulométrica	ABNT NM 248 [11]	4,80	0	0
		2,40	6	6
		1,20	11	17
		0,60	20	37
		0,30	36	73
		0,15	23	96
		Fundo	4	100
Dimensão máxima característica (mm)	ABNT NM 248 [11]	4,80		
Módulo de finura	ABNT NM 248 [11]	2,29		
Massa unitária (kg/dm ³)	ABNT NM 52 [12]	1,55		
Massa específica (kg/dm ³)	ABNT NM 52 [12]	2,61		



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.4.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi uma rocha britada de origem basáltica que apresenta dimensão máxima característica de 19 mm de acordo com a norma ABNT NBR NM 248, [11] e massa específica de 2,93 kg/dm³ [13].

2.4.4 Água

A água utilizada na mistura dos concretos foi a disponibilizada pela rede pública de abastecimento de água, administrada pelo Departamento Municipal de Água e Esgoto (DMAE) da cidade de Porto Alegre, RS.

2.5 Métodos

2.5.1 Dosagem dos concretos

Foi empregado o método de dosagem do IPT/EPUSP [14] para moldagem dos corpos-de-prova de concreto, fixando o traço em 1:6,5 com um abatimento de 100 ± 20 mm. Para todos os concretos moldados, utilizou-se o teor de argamassa seca (α) de 53%.

2.5.2 Moldagem

Com o estudo de dosagem realizado, foram moldados corpos-de-prova prismáticos para os ensaios de carbonatação natural. Para cada tipo de cimento e relação a/c, foram moldados 21 corpos-de-prova de concreto com dimensões de 100 x 100 x 350 mm. Atentou-se para o fato de moldar todos os exemplares em uma única betonada, a fim de diminuir a variabilidade entre os espécimes de mesma composição. O equipamento utilizado foi uma betoneira de eixo inclinado.

Passadas 24h, os espécimes foram desmoldados e, em seguida, inseridos na câmara úmida para a cura.

Foram moldados também seis corpos-de-prova cilíndricos de concreto (100 x 200 mm) e de argamassa (50 x 100 mm) para a realização dos ensaios de resistência à compressão axial, de acordo com o método prescrito pela NBR 5738 [15].

Da mesma maneira que os exemplares prismáticos, os cilíndricos foram desmoldados após 24 h e inseridos na câmara úmida para a cura.

2.5.3 Cura

Após 24 h da moldagem dos exemplares, eles foram desmoldados e mantidos em uma câmara úmida até a idade de 28 d (Figura 4), sendo retirados apenas no momento da exposição nas idades pré-determinadas.



Figura 1: Corpos de prova na câmara úmida

2.5.4 Definição dos locais e condições de exposição

A escolha das cidades para o envio dos corpos-de-prova ocorreu da necessidade de conhecer a influência de macroclimas específicos de cada região do Brasil no fenômeno de carbonatação dos concretos. Neste trabalho optou-se por mostrar os resultados referentes as cidades de Belém e Porto Alegre pela suas características distintas e pelo fato do congresso ocorrer em uma delas. Para cada cidade foram enviados pacotes contendo 36 exemplares ao total, sendo 24 destes expostos em condições externas protegidas e 12 expostos em condições externas desprotegidas.

2.5.5 Carbonatação natural

Após a moldagem e o envio dos corpos-de-prova para as diferentes cidades, os mesmos foram inseridos no ambiente quando do estabelecimento da data de começo do ensaio entre os colaboradores do projeto. Como mencionado anteriormente, os exemplares foram expostos em dois ambientes, porém posicionados sempre da mesma maneira, apoiados na menor face, de forma que a penetração do CO_2 se dê por meio das faces maiores, deixando uma distância mínima de aproximadamente 5 cm entre eles.

Baseado na análise da literatura, experiência da equipe e da data de chegada dos prismas em todas as cidades, foi estimada a periodicidade das primeiras leituras para o começo do ensaio. Desta forma, concretos com relação a/c de 0,65 sofreram sua primeira leitura aos dois meses. Munidos de uma noção inicial, foi então possível estabelecer a periodicidade das leituras subsequentes de forma adequada.

2.5.6 Determinação da profundidade carbonatada

A fim de se ter uma uniformidade em relação aos procedimentos de coleta de dados de carbonatação, foi estabelecida uma metodologia para a realização das medidas de profundidade. Esta metodologia consiste em retirar os corpos-de-prova do local de exposição, câmara de carbonatação ou meio ambiente, levando-os ao laboratório para que se possa

romper o exemplar em uma espessura mínima de 20 mm o mais plano possível. Em seguida é aspergida a solução de fenolftaleína, no máximo 2 min após a execução da fratura do corpo-de-prova, espera-se aproximadamente 1 min e realiza-se a medição da espessura de carbonatação com um paquímetro digital em 5 pontos para cada face da fatia extraída. Não realizar medições próximas aos cantos do prisma, pois ali há a sobreposição de frentes de carbonatação, gerando uma distorção dos resultados. Efetuada esta medição, retornar o corpo-de-prova remanescente ao local original de exposição, selando a face fraturada de forma que impeça a penetração de CO₂ naquele ponto.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na figura 2 está apresentada a evolução da carbonatação de concretos produzidos com cimento CP IV, para uma relação a/c de 0,65, trazendo uma comparação entre os locais de exposição (Belém ou Porto Alegre) e as condições (protegido ou desprotegido de intempéries). Já a figura 3 apresenta a evolução da carbonatação para os mesmos parâmetros de exposição alterando-se apenas o tipo de cimento, neste caso o CP V – ARI.

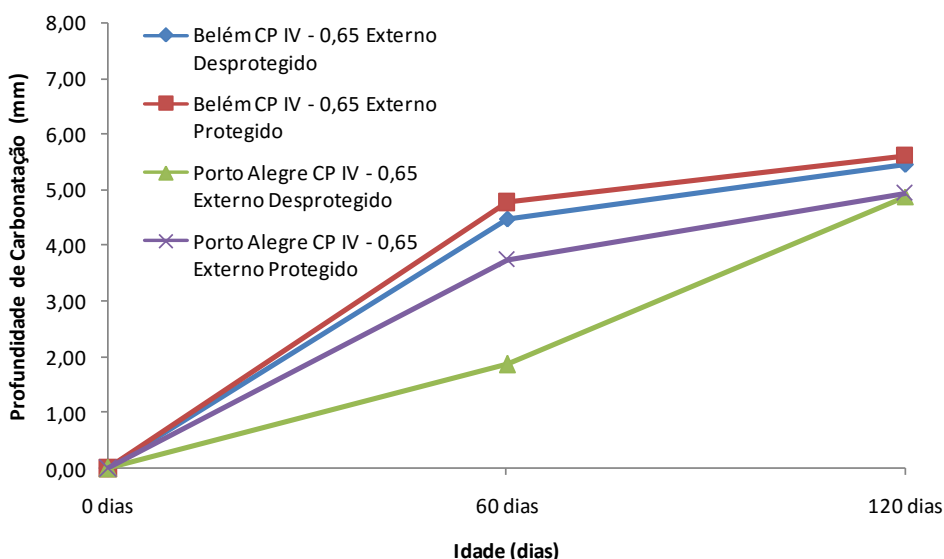


Figura 2: Profundidade de carbonatação para concretos moldados com CP IV

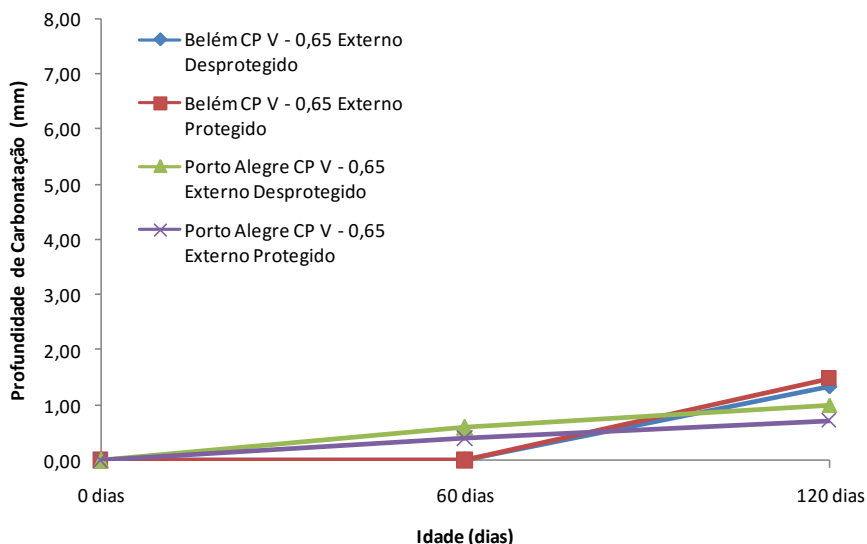


Figura 3: Profundidade de carbonatação para concretos moldados com CP V



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.1 Efeito do local de exposição na carbonatação

Nota-se, que o comportamento de ambos os cimentos segue o mesmo padrão em relação ao local de exposição. Dessa maneira, pode-se verificar que os concretos expostos em Porto Alegre tendem a carbonatar menos do que àqueles expostos em Belém. Isto ocorre devido às diferentes características climatológicas entre as duas cidades, como mostra a tabela 2. Em relação à umidade, não existe uma unanimidade na literatura quanto ao valor ótimo de umidade em que as reações de carbonatação aconteçam mais rapidamente, mas sim de um intervalo entre 40 e 85% [16]. Como a umidade relativa nas duas cidades apresenta-se dentro destes limites, o fator que governa a velocidade de carbonatação, neste caso, é a temperatura. Trabalhos realizados no Brasil e no exterior [3, 6, 17] apontam para uma grande influência que a temperatura exerce na velocidade das reações, já que com seu aumento a mobilidade das moléculas cresce, acelerando as reações químicas como a carbonatação.

Tabela 2 – Condições climatológicas das cidades durante o período de 26/06/2012 à 15/11/2012 [18]

Dados ambientais	Porto Alegre	Belém
Umidade Relativa (%)	74,55	79,51
Temperatura (°C)	18,00	27,00

3.1 Efeito da condição de exposição na carbonatação

A respeito das condições de exposição, verificou-se que os concretos inseridos na condição protegida da ação das intempéries tendem a apresentar uma maior profundidade de carbonatação quando comparadas com os exemplares inseridos na condição desprotegida. À exceção do CP V em Porto Alegre em que o corpo-de-prova desprotegido carbonatou mais. Entretanto espera-se que para as próximas idades esse comportamento se reverta, seguindo o padrão dos outros resultados e de pesquisas nesta área [19]. Tal fenômeno ocorre devido a diminuição da permeabilidade da matriz cimentícia pelo preenchimento dos poros devido à ação da água da chuva (saturação superficial).

4. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou a evolução nas profundidades de carbonatação em função do tempo de exposição em diferentes climas brasileiros, condições de exposição e tipos de cimento. Por meio da análise dos corpos-de-prova expostos ao ambiente e com o auxílio de uma solução de fenolftaleína foi possível identificar linhas de tendência corroborando com o encontrado na literatura. A influência do clima e das condições de proteção pôde ser verificada pelos resultados obtidos. Para uma mesma relação a/c e tipo de cimento os exemplares em Belém e protegidos da ação de intempéries sofreram uma maior carbonatação que em relação aos outros seguindo esta ordem: Belém protegido > Belém desprotegido > Porto Alegre protegido > Porto Alegre desprotegido.

5. REFERÊNCIAS

- [1] POSSAN, E. *Modelagem estocástica da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano*. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [2] DAL MOLIN, D.C.C. *Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul*. 1988. 220p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [3] ABREU, A. G. *Estudo da corrosão da armadura induzida por carbonatação em concretos com cinza volante*. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) — Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [4] NEVILLE, A.M. *Tecnologia do concreto*. 2 ed. – Porto Alegre: Bookman, 2013. 448p.
- [5] CASTELLOTE, M. et al. *Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO₂ concentrations*. *Materials and Structures*, v. 42, n. 4, p. 515–525, 2009.
- [6] HELENE, P. R. DO L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. p. 248, 1993. Tese de Livre Docência. Escola Politécnica da da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo.
- [7] ANDRADE, J.J.O. *Contribuição à Previsão da Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado Atacadas pela Corrosão da Armadura: Iniciação por Cloretos*. 2001. 278p. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 23*: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5736*: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5733*: Cimento Portland de alta resistência. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 248*: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 52*: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 53*: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [14] HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo: PINI, 1992. 349p.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738*: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [16] PAULETTI, Cristiane. *Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição*. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [17] TUUTI, K.. *Corrosión of Steel in Concrete*. 1982. Tese (Doutorado). Swedish Cement and Concrete Research Institute (CBI), Estocolmo.
- [18] INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. *Dados históricos*. 2016. Disponível:< <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep> >. Acesso 17/03/2016.
- [19] ISAIA, G. C.; et al. *Carbonatação acelerada e natural do concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar*. In CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43º, 2001, Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu, 2001, 16p.



ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ENCONTRADAS NA PONTE SIMPLÍCIO DIAS NA CIDADE DE PARNAÍBA-PI

R. L. RODRIGUES

Acadêmico

Universidade Estadual Vale do Acaraú
Sobral; Ceará; Brasil

rennanliberato@outlook.com

E. C. ARAUJO

Acadêmico

Universidade Estadual Vale do Acaraú
Sobral; Ceará; Brasil

emanoel.cunha@hotmail.com

A. G. DIÓGENES

Prof.^a M.a Eng.^a Civil

Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil

aldeciragd@yahoo.com.br

RESUMO

As pontes são elementos indispensáveis em um sistema viário, servindo para interligar cidades e até mesmo países, assim proporcionando o seu desenvolvimento econômico e cultural de uma região. Porém, estas estão sujeitas às intempéries e ao ataque de agentes naturais com o passar do tempo, sofrendo muitos problemas patológicos devido à falta de manutenção. A ponte Simplício Dias foi construída em 1975, localizada na cidade de Parnaíba, no estado do Piauí, sobre o rio Igaracú, sendo ela a única ligação do estado com a Ilha Grande de Santa Isabel, onde se localiza um dos maiores postos de produção de energia eólica da região. Sabe-se que a execução adequada do projeto e manutenções periódicas são etapas necessárias para conservar a vida útil de uma estrutura. O presente trabalho visa identificar as manifestações patológicas existentes nas pontes em estudo, assim como os seus agentes causadores, a fim de fornecer subsídios aos seus administradores para que possam gerar possíveis soluções de reparo estrutural e garantir a elas segurança e vida útil. A metodologia deste trabalho iniciou-se com uma ampla revisão bibliográfica sobre o tema. Em seguida, foram realizadas visitas técnicas no local onde realizou uma inspeção visual, obtenção de medidas e um amplo acervo fotográfico, para que fosse possível identificar as manifestações patológicas com maior riqueza de detalhes. Por fim, estudadas as manifestações patológicas nas pontes em estudo, assim como seus agentes causadores. A pesquisa mostra que a ponte Simplício Dias apresenta diversas manifestações patológicas, tais como: corrosão nas armaduras de pilares, princípios de amolgamento do solo, fissuras, manchamentos por umidade, dentre outros.

Palavras-chave: ponte Simplício Dias, manifestação patológica, reparo.

ABSTRACT

The bridges are indispensable elements in a road system, serving to link cities and even countries, providing its economic and cultural development of a region. However, these are subject to weathering and attack by natural agents in the course of time, many pathological suffering problems due to lack of maintenance. The Simplício Dias bridge was built in 1975, located in Parnaíba, state of Piauí, the river Igaracú, it is the only state of the connection with the Great Santa Isabel Island, where is one of the largest production stations wind power in the region. It is known that proper execution of the project and periodic maintenance are necessary steps to save the life of a structure. This study aims to identify existing pathological manifestations bridges under study, as well as disease-causing agents in order to provide subsidies to their managers so that they can generate possible structural repair solutions and guarantee them safety and life. The methodology of this work began with an extensive literature review on the topic, then were carried out technical visits where conducted a visual inspection, obtaining measurements and a large photographic collection, to make it possible to identify the pathological manifestations with greater wealth details. Finally, study the pathological manifestations bridges under study, as well as disease-causing agents. Research shows that Simplício Dias bridge has several pathological manifestations, such as corrosion in the armor of pillars, principles of soil crimping, cracks, staining by humidity, among others.

Keywords: Simplício Dias bridge, pathological manifestation, repair.

1. INTRODUÇÃO

A durabilidade de estruturas de concreto está diretamente ligada ao estudo dos materiais a serem usados e da interação entre esses materiais aliados com a interferência do meio ambiente. Uma manutenção precária bem como a má escolha de materiais atrelados a erros de execução dão origem aos desgastes e às consequentes manifestações patológicas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Estruturas de concreto devem ser construídas em conformidade com as condições ambientais do local de construção e que, quando utilizadas, devem oferecer segurança, estabilidade e aptidão para a finalidade com que foi construída por toda sua vida útil. A agressividade ambiental está relacionada aos agentes químicos e físicos que não são previstos no dimensionamento das estruturas de concreto [1].

Manifestações patológicas podem ser entendidas como o ramo da Engenharia que estuda os sintomas, tipos, causas, origens e efeitos dos danos encontrados nas obras civis, buscando encontrar uma forma de solucioná-los [2].

O uso constante, a influência dos fatores ambientais e a falha na estrutura das fundações faz com que as patologias se manifestem ao longo do tempo em grandes estruturas, como as pontes. Estas necessitam de um cuidadoso planejamento para sua manutenção bem como de uma análise das condições ambientais do local onde vai ser instalada a fim de proporcionar um prolongamento da sua vida útil. Entende-se por vida útil como o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer um de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo [3]. Os sistemas estruturais das obras civis devem ser detalhados e especificados em projeto de forma a possibilitar a avaliação da vida útil.

Pontes são intituladas pela Engenharia Estrutural como obras de arte especiais, complexas e singulares, exigindo projetos especialmente concebidos para as mesmas, não se podendo fazer uso de projetos-tipo ou projetos-padrão. Elas são obras de alto custo financeiro e ambiental e demandam cuidados especiais em sua construção, reparos e recuperação e estes, quando solicitados, causam grandes transtornos sociais e econômicos. Por isso, necessita-se uma ação preventiva tanto na identificação das patologias quanto nas formas de reparo em todas as grandes obras de engenharia estrutural. Pontes são estruturas construídas sobre uma depressão ou obstrução hídrica, que sustentam uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que têm um vão livre, medido ao longo do eixo da rodovia, de mais de seis metros [4].

O presente trabalho objetiva analisar o estado de conservação da Ponte Simplício Dias, identificando as manifestações patológicas existentes nela, a fim de fornecer diagnósticos para que possa garantir a preservação do patrimônio público, segurança estrutural, durabilidade e vida útil desta estrutura.

2. METODOLOGIA

A metodologia desta pesquisa iniciou-se com uma ampla revisão bibliográfica sobre a ponte, com o objetivo de obter informações relativas como ano de construção, históricos da obra, relevância para a cidade, entre outras. Depois, foram realizadas 3 visitas ao local da ponte no período de 6 meses para acompanhar a evolução e o aparecimento de novas manifestações patológicas com auxílio de registros fotográficos e relatórios realizados durante as visitas, onde foram realizadas inspeções visuais, obtenções de medidas das fissuras existentes e um amplo acervo fotográfico, para que fosse possível identificar as manifestações patológicas com maior riqueza de detalhes.

Seguidamente, foi feito o teste para detectar despassivação por carbonatação na área da estrutura de concreto armado para descrever os efeitos do dióxido de carbono (CO_2) presente na atmosfera nos sistemas de cimentação. Este teste para a mensuração do pH é realizado sobre uma superfície de concreto recém fraturado, livre de pó, onde se aplica uma solução indicadora de fenolftaleína. Fenolftaleína é um indicador sintético que ao se dissolver em água se ioniza liberando H^+ e OH^- que estabelecem um equilíbrio em meio aquoso. Quando se adiciona fenolftaleína em uma solução incolor, esta, ao entrar em contato com uma base ou ácido, muda de cor. Se adicionarmos solução de fenolftaleína em um meio ácido ela fica incolor. Por outro lado, se o meio for básico e acima de 9,3, a solução de fenolftaleína se torna vermelho carmim. Esta substância (composta de 1g de fenolftaleína + 49g de álcool + 50g de água) sendo assim é utilizada para determinar no local a profundidade da frente de carbonatação de uma estrutura de concreto [5].

3. ASPECTOS HISTÓRICOS E CONSTRUTIVOS

A Ponte Simplício Dias em Parnaíba faz parte da história da cidade, inaugurada em 10 de março de 1975 pelo ex-governador Alberto Tavares Silva e pelo ex-ministro João Paulo dos Reis Velloso, permitindo o tráfego de pessoas e automóveis. A Figura 1 mostra a etapa da construção da ponte Simplício Dias.

A ponte Simplício Dias é a única forma de acesso de Parnaíba a diversas comunidades, como o município de Ilha Grande de Santa Isabel e está localizada sobre o Rio Igarapu, um dos efluentes do Rio Parnaíba, unindo o continente a Ilha Grande de Santa Isabel, maior ilha do Delta de Parnaíba, que é o único delta das Américas em mar aberto. Com sua forma de caixão celular de concreto armado e protendido, com 9,20 m de largura total e 300 m de extensão, a ponte vem

sendo bastante solicitado nos últimos sete anos por conta da instalação do Complexo do Delta, nome dado à usina eólica local, localizada na Praia da Pedra do Sal.

Em 2015, a ponte Simplício Dias fez 40 anos e desde a época de sua construção, nenhum reparo foi feito em sua estrutura, que apresentam manifestações patológicas avançadas, causando insegurança e desconforto a todos que a utilizam. Portanto, este estudo de caso é necessário para que se possa entender as origens e a gravidade dos danos que são encontrados na ponte e, tomando embasamento nos dados apresentados no presente trabalho, promover o reparo na ponte.



Figura 1: Construção da ponte Simplício Dias.

4. Manifestações Patológicas em Pontes de Concreto Armado

4.1 Fissuras e Trincas

As fissuras são falhas que afetam a superfície de um dado elemento estrutural e tornam-se rápidos caminhos para a entrada de agentes nocivos à armadura [6]. As fissuras com aberturas menores que 0,5 mm não reduzem a capacidade da estrutura, diferente das trincas, fissuras com aberturas maiores que 0,5 mm, visíveis sem instrumentos, que devem ser mapeadas, no comprimento, na largura, na locação e na orientação. As fissuras surgem em uma peça de concreto armado ou protendido graças à deformação adquirida devido à ação do carregamento de que são expostas suas estruturas. A Tabela 1 mostra os tipos de fissuras de acordo com o tamanho da abertura. A importância da mensuração das falhas é necessária para que se possa deduzir a sua gravidade e natureza [7].

Classificam-se as fissuras em duas classes: fissuras estáveis e fissuras ativas. Fissuras estáveis são aquelas que estabilizam quando chegam a sua amplitude máxima, por conta da cessação das causas que as geram, como é no caso das fissuras por retração hidráulica ou problemas nas estruturas de fundação da ponte. Fissuras ativas são as fissuras produzidas por ações de magnitude variáveis que provocam deformações também variáveis no concreto. É o caso das fissuras de origem térmica e de flexão provocadas por ações dinâmicas [8].

Tabela 1 – Dimensão de abertura de fissuras [7]

Tipos	Tamanho da abertura
Fissura capilar	menos de 0,2 mm
Fissura	0,2 mm a 0,5 mm
Trinca	0,5 mm a 1,5 mm
Rachadura	1,5 mm a 5 mm
Fenda	5 mm a 10 mm
Brecha	Mais de 10 mm

4.2 Deterioração da Superfície do Concreto e Corrosão nas Armaduras

É indispensável o conhecimento da natureza da deterioração da superfície do concreto, para que sejam feitas ações preventivas e de reparo. A deterioração do concreto tem seus agentes causadores que diminuem o seu desempenho estrutural. A água aparece quase sempre entre esses agentes, portanto manter a estrutura longe do contato com a água seria ideal para o aumento da sua vida útil. As causas desta deterioração podem ser mecânicas (causadas por impactos físicos, recalque da fundação e por desastres naturais), físicas (causados por abrasão, erosão ou cavitação) ou químicas (causados por ataques de ácidos, sulfetos e cloretos, ataque por água pura e carbonatação).

A forma de deterioração de armaduras mais comumente encontrada são os processos de corrosão. Classificam-se as corrosões como sendo de origem química e eletroquímica, sendo esta última a que atinge as obras civis. A corrosão



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



eletroquímica ocorre em meio aquoso como consequência da formação de uma pilha eletroquímica [9]. O funcionamento dessas células de corrosão depende da presença de um ânodo (no caso o aço, pois esse perde elétrons e massa na reação, transferindo-os para o cátodo), de um cátodo (os óxidos presentes no concreto, pois esse recebe elétrons e massa do ânodo na reação, que se deposita na superfície do aço), de um meio líquido (a água, que tem contato direto com as armaduras em consequência a má cobertura) e um condutor metálico (o próprio aço da armadura exposta).

A corrosão eletroquímica ainda se divide em corrosão generalizada (quando ocorre em toda superfície), corrosão *por pite* (quando ocorrem em pontos específicos da armadura, fragilizando os pontos em que se instalam, podendo causar a ruptura da barra) e corrosão sob tensão fraturante (quando há uma sollicitação muito grande da estrutura de aço a ponto de haver fratura, onde a corrosão se instala, sendo considerado um dos mais perigosos tipos de corrosão) [9].

4.3 Falhas em Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação correspondem a interrupções estruturais no tabuleiro para permitir movimentações provocadas pela variação de temperatura, retração e fluência do concreto [8]. Relata-se que as juntas de dilatação são divididas em dois grupos: juntas de vedação e juntas estruturais. As juntas de vedação são dispositivos elásticos e expansíveis de fraca resistência mecânica, colocadas simplesmente por compressão ou por pressurização do núcleo, usadas para movimentações de até 3 cm. As juntas estruturais são juntas expansíveis com alta resistência mecânica, permitindo grandes movimentações da estrutura [10].

O uso de juntas de dilatação nas estruturas das pontes é uma forma de prevenir o aparecimento de fissuras, principalmente devido às movimentações térmicas e retração hidráulica. As principais falhas em juntas de dilatação das pontes de concreto armado estão relacionadas: aberturas insuficientes, o que causa elevação da junta devido à dilatação e infiltração de água, gerando problemas patológicos devido à umidade como eflorescências, bolores, mofos.

4.4 Falhas nos Aparelhos de Apoio

Em pontes, o sistema de apoio é colocado entre a mesoestrutura e a superestrutura, de forma a distribuir melhor as reações das cargas que a superestrutura recebe para a mesoestrutura, que, por sua vez, transfere à infraestrutura (fundação) e, por fim, ao solo. Os principais tipos de sistema de apoios são metálicos, de concreto e o neoprene.

Os apoios metálicos são obtidos combinando adequadamente chapas metálicas e roletes, porém a corrosão é a principal causa destes não serem tão usados. Os apoios de concreto estão mais suscetíveis às falhas humanas na execução e a danos naturais, tendo mais gastos com reparo e com a boa execução do projeto. Os apoios de neoprene são os mais usados atualmente, constituídos de borracha sintética, esses apoios distribuem melhor as cargas a que são solicitados além de durarem mais. Este aparelho é o mais resistente, mas como todo dispositivo não é perfeito, ele também está sujeito a uma série de problemas como: danos intrínsecos não detectados durante a instalação; assentamento irregular, provocando uma sobrecarga adicional localizada; deslocamentos, rotações; cargas em serviço muito superiores aos estimados; agressividade não prevista do meio ambiente; ataque por produtos químicos e baixa expectativa de vida útil [11].

4.5 Manchamento por Umidade

A água exerce papel significativo para que o concreto adquira desempenho tão elevado, pois sem ela, não seria possível a hidratação dos compostos cimentícios. No entanto, a água também consiste em uma variável de extrema importância para que se iniciem diversas falhas estruturais no concreto. Ela é fator essencial para o surgimento de eflorescências, corrosão nas armaduras, mofo, bolores, perda de pinturas, e até a ruína da estrutura.

Uma das principais manifestações patológicas em revestimento é o manchamento por umidade. Esse está normalmente associado com sua absorção aparente de água podendo resultar na eflorescência, no bolor e/ou no mofo. A eflorescência é um fenômeno patológico resultante da ação da chuva ou da umidade do solo, os sais de metais alcalinos (sódio e potássio) e metais alcalinos-ferrosos (cálcio e magnésio), solúveis total ou parcialmente em água e migram para a superfície de revestimentos, alvenarias, concreto, argamassas, etc. Ela se dá também pela eliminação de água sob a forma de vapor, durante a secagem do reboco quando se arrastam matérias alcalinos solúveis do interior para a superfície pintada causando as manchas brancas.

4.6 Recalque

Todos os tipos de solos, quando submetido a uma carga, sofrem recalques, inevitavelmente, em maior ou menor grau, dependendo das propriedades de cada solo e da intensidade do carregamento. Os recalques geralmente tendem a cessar ou estabilizar após um certo período de tempo, mais ou menos prolongado, e que depende das peculiaridades geotécnicas dos solos.

Recalque é um fenômeno que ocorre quando uma obra sofre um rebaixamento devido ao adensamento do solo (diminuição dos seus vazios) sob sua fundação. É um desnivelamento de uma estrutura devido à deformação do solo, sendo o recalque diferencial a principal causa de trincas e rachaduras nas estruturas, ou seja, uma parte da obra rebaixa mais que outra gerando esforços estruturais não previstos e podendo até levar a construção à ruína.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Fissuras e Manchamento por Umidade

A Figura 2 mostra fissuras de até 0,4 mm e manchamento por umidade tipo eflorescência e a Figura 3 apresenta uma trinca de 1,3 mm e mofo. As fissurações são ativas, já que vêm aumentando tanto na sua abertura quanto no seu comprimento, de acordo com observações realizadas no período de seis meses.



Figura 2: Fissuras nas estruturas de apoio



Figura 3: Trincas na zona de encontro

5.2 Deterioração da Superfície do Concreto e Corrosão de Armaduras

Na ponte Simplício Dias apresenta o desgaste por erosão causado pelo sistema falho de drenagem e pelos erros de execução, como ilustrado na Figura 4, pois este desgaste se localiza ao longo de toda parte inferior da zona de transição da ponte.



Figura 4: Deterioração do concreto sob a ponte

O teste de carbonatação foi realizado em superfícies já desgastadas onde havia armadura não exposta para que fosse medida o nível de carbonatação, ver Figura 5. Ao entrar em contato com meios ácidos, a fenolftaleína permanece incolor. No teste realizado na ponte Simplício Dias foi constatado alto índice de carbonatação, pois a região apresentou coloração incolor após a aplicação de fenolftaleína, indicando um concreto carbonatado e com possibilidade de corrosão nas armaduras. Na Figura 6 mostra a ocorrência de corrosão eletroquímica generalizada por conta do seu falho sistema de drenagem e pela exposição de armaduras ao longo de quase toda extensão do tabuleiro.



Figura 5: Laje do tabuleiro após o teste de carbonatação



Figura 6: Corrosão da armadura de pilar



Figura 7: Corrosão nas armaduras do piso sobre o passeio

5.3 Recalque

A ponte Simplício Dias apresenta uma área de tráfego com falhas de execução, pois, após a construção da ponte, houve uma acomodação da terra sob sua estrutura, deixando um desnível de aproximadamente 10 cm nas zonas de encontro da superestrutura e a mesoestrutura, pode ser visto na Figura 8. A má execução das estruturas de fundação bem como a falta de um estudo prévio sobre as condições do solo sob essa estrutura pode ter acarretado tal desnível.



Figura 8: Desnível na área de tráfego

5.4 Falha no Guarda-corpo

Os guarda-corpos são peças laterais de proteção aos pedestres fixadas nas extremidades dos passeios. A ponte Simplício Dias apresenta guarda-corpos subdimensionados medindo 80 cm, enquanto os adequados deveriam apresentar altura segura, cerca de 1,20 metros e oferecer uma satisfatória dificuldade de transposição. Ainda, os guarda-corpos apresentam estado de deterioração com fissuras e exposição da armadura [10] (Figura 9).



Figura 9: Deterioração no guarda-corpo

5.5 Falhas em Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação presentes na ponte Simplício Dias são bem divididas ao longo do tabuleiro, com distância de 18 metros de uma para outra. Porém, as juntas (Figura 10) estão desgastadas por conta do atrito mecânico e a falta de obras de reparo, o que ocasionou em uma abertura além da dimensionada em projeto. Além disso, na ponte inexistem sistemas de drenagem, o que leva o escoamento da água ocorrer pelas juntas de dilatação, acelerando o processo de deterioração tanto nas juntas quanto na parte inferior do tabuleiro.



Figura 10: Falha nas juntas de dilatação

5.6 Falha no sistema de apoio

Na ponte Simplício Dias, o aparelho de apoio é do tipo metálico. Porém, com a corrosão e o consequente enfraquecimento do apoio, este foi reforçado com chapas de madeira (Figura 11), mas essa é mais suscetível a dano natural devido à água pluvial, logo não é recomendado o seu uso.



Figura 11: Reforço indevido no sistema de apoio

6. CONCLUSÕES

É notável presença de diversas manifestações patológicas na ponte Simplício Dias, estas que podem afetar negativamente o desempenho estrutural das mesmas, necessitando-se assim de intervenções para que se possa garantir o alcance o máximo de sua vida útil e a segurança estrutural.

Conforme relatado, a ponte apresenta manifestações patológicas leves, como fissuras superficiais, e graves, como o desprendimento do concreto na laje do tabuleiro, com grande risco de deterioração. Os desgastes mais expressivos são ocasionados pela ineficiência do sistema de drenagem nas lajes tabuleiro, que tem permitido desprendimento de material do aterro, provocando depressões significativas que comprometem o acesso à ponte, especialmente do lado da ponte que se localiza em Parnaíba. Do exposto, o presente trabalho propôs dados que servirão de subsídio para os órgãos responsáveis pela administração de obras da cidade para que sejam feitos os devidos reparos estruturais, prolongando assim a vida útil desta obra de arte tão importante para a região de Parnaíba. Apesar de não comprometer, em curto prazo, a estabilidade da ponte, há a necessidade de se fazer uma manutenção preventiva no local, no sentido de melhorar o conforto dos usuários e garantir uma maior durabilidade do local.

7. AGRADECIMENTOS

À Universidade Estadual Vale do Acaraú-UVA.

8. REFERÊNCIAS

- [1] ABNT NBR 6118. “Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. 238p.
- [2] Helene, P. “A Nova NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto”. In: II Seminário de Patologia das Construções, 2004, Porto Alegre. Novos Materiais e Tecnologias Emergentes. Porto Alegre: LEME.UFRGS, 2004. v. 1. p. 1/30-30/30.
- [3] ES ISO 13823. “General Principles on the Designer of the Structures for Durability”, Etiophian Standart, 2012. 40p.
- [4] NORMA DNIT 010. “Inspeções em Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido – Procedimento”, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2004.18p.
- [5] CAPRARO, A.P.B.,Et AL. “Ensaio Básicos para Inspeções Rotineiras em Pontes de Concreto”, 44ª Reunião Anual de Pavimentação e 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 2015, v. 01. 15p.
- [6] Silva, L. K. “Levantamento de Manifestações Patológicas em Estruturas Concreto Armado no Estado do Ceará”. Monografia (Graduação em Engenharia Civil)– Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011. 50p.
- [7] Sartoti, A. L. “Identificação de Patologias em Pontes de Vias Urbanas e Rurais do Município de Campinas – SP”. In: 51º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON 2009, 2009, Curitiba PR. Concretos para Infraestrutura Sustentável. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2009. v. 1. p. 1-16.
- [8] Vitório, J. A. P. “Pontes Rodoviárias-Fundamentos, Conservação e Gestão”. 1ª. ed. Recife: CREA-PE, 2002. v. 01. 140p.
- [9] Cascudo, O. “O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas”. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997. v. 1. 237p .
- [10] Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. “Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais.” Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Divisão de Capacitação Tecnológica, Rio de Janeiro, 1996. 225p.
- [11] Sartoti, A. L. ; Machado, R. N. “Pontes: Patologias dos Aparelhos de Apoio”. In: VI Cinpar - Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, 2010, Córdoba. Anais do VI Cinpar, 2010. v. 1. p. 1-13.



ANÁLISE DE PONTES DE ADERÊNCIA PARA REPARO ENTRE CONCRETOS DE ELEVADA RESISTÊNCIA

R. SERAFINI

Estudante de Engenharia Civil
Universidade de Caxias do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
rserafi2@ucs.br

D. T. PAGNUSSAT

Engenheiro Civil, Dr.
Universidade de Caxias do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
dtpagnussat@ucs.br

RESUMO

A aplicação de pontes de aderência entre concretos de diferentes idades é um processo comum em obras de engenharia civil e de elevada importância para a garantia da estabilidade estrutural do elemento reparado, quando necessária a execução deste serviço. O presente estudo teve como objetivo investigar o desempenho de pontes de aderência de base cimentícia e resinas epoxídicas em concretos de alta resistência. O estudo consistiu de quatro dosagens de concreto com variados consumos de cimento, resultando em concretos de diferentes resistências mecânicas à compressão. Foram utilizados concretos com consumos de cimento de 500 kg/m³, 700 kg/m³ e 900 kg/m³ e comparados com um concreto de referência com consumo de 280 kg/m³, resultando, respectivamente, em concretos de resistência potencial de 86MPa, 99MPa e 107MPa, além do concreto de referência de 48MPa. Os corpos de prova foram cortados a 45°, plano sobre o qual foram aplicadas as pontes de aderência de base cimentícia ou epoxídica, e posteriormente executou-se o concreto novo com as mesmas características do anterior. Os resultados obtidos através da análise da ruptura de corpos de prova, rompidos aos 28 dias de idade do concreto novo, e a análise microscópica do contato interface-substrato demonstraram que a eficiência da união varia de acordo com o tipo da ponte de aderência e a classe de resistência dos concretos a serem unidos.

ABSTRACT

The use of adhesive materials between concrete of different ages is a common process in civil engineering and it is highly important to ensure structural stability of repaired structures. The present work has the objective of investigating the adhesive performance of cement paste and epoxy resins in high performance concrete. Four concrete mixes with different cement consumption were developed resulting in concrete samples with different compressive strength. Concrete mixes with cement consumption of 500 kg/m³, 700 kg/m³ and 900 kg/m³ were made and compared to a reference concrete mix of 280 kg/m³, resulting, respectively, in concrete with potential compressive strength of 86 MPa, 99 MPa, 107 MPa, and the reference concrete mix of 48MPa. The concrete specimens were cut in a 45° plane where the cementing paste or epoxy adhesive material was applied, and, then, the new concrete was made with the same properties as the old concrete. The results were obtained through rupture pattern analysis conducted after the new concrete reached 28 days old. Microscopic qualitative analysis was conducted in the interface between the epoxy layer and the concrete. Specimen's analysis demonstrates that the efficiency of the adhesive material varies according to the type of adhesive material used and the class of concrete to be bonded.

1. INTRODUÇÃO

Concretos de alta resistência são concretos em que a produção baseia-se na correta escolha de agregados, aditivos e a adições para se obter um superior desempenho à compressão axial. O uso de concretos de alta resistência (CAR) permite maior flexibilidade arquitetônica através da possibilidade de maiores vãos livres, o dimensionamento de peças estruturais mais esbeltas, além de gerar uma redução de custos com materiais e mão de obra. Ainda pouco se sabe sobre o comportamento destes materiais de alta resistência em situações de reparos estruturais que demandem a criação de pontes de aderência entre concretos novos e velhos. Segundo Fagury^[1], a união entre concretos com cimento Portland de diferentes idades é um dos problemas da tecnologia dos concretos estruturais, visto que essa ligação é prejudicada



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



por diversos fatores desde a retomada de uma concretagem (junta fria) até a recuperação de estruturas de concreto deterioradas. Portanto, o estudo da união de concretos é um estudo de elevada importância para garantia da efetiva transferência de carregamentos entre os elementos estruturais, principalmente em concretos que se aproximem ou ultrapassem a resistência da ponte de aderência. Foram desenvolvidas quatro dosagens de concretos com diferentes consumos de cimento as quais resultaram em concretos de resistência potencial de 86 MPa, 99 MPa e 107 MPa, além do concreto de referência de 48 MPa e avaliado o desempenho de duas pontes de aderências epoxídicas, uma ponte de aderência de base cimentícia e uma ponte de aderência sem tratamento. Este trabalho tem por objetivo avaliar o desempenho de pontes de aderência, cimentícias e sem tratamento quando associadas a elementos em concretos de elevada resistência à compressão.

2. DOSAGEM, CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E RESISTÊNCIA DO CONCRETO

O método de ensaio de resistência a compressão no Brasil é normatizado pelas ABNT NBR 5738:2008: "Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova" e NBR 5739: "Concreto – Ensaio de compressão de corpos de-prova cilíndricos". Os corpos de prova utilizados para o ensaio foram corpos de prova cilíndricos de diâmetro 100mm e comprimento total 200mm curados à temperatura ambiente sem imersão em água com intuito de simular com mais precisão as características do concreto lançado nas obras de construção civil. Para reduzir o número de variáveis do estudo foram utilizados os mesmos materiais para todas as dosagens de concreto, sendo alteradas apenas as quantidades relativas dos materiais. Realizou-se o controle do abatimento do concreto (para o concreto convencional de referência) e do espalhamento do tronco de cone (para os concretos auto adensáveis de alta resistência) pela NBR 12655:2015, "Concreto – Preparo, controle e recebimento". Fixou-se a variação máxima para os testes de slump e espalhamento de ± 10 mm entre o concreto velho e o concreto novo.

Foram moldados seis corpos de prova para cada dosagem, sendo quatro corpos de prova para corte e aplicação da ponte de aderência e dois corpos de prova para rompimento e verificação da resistência à compressão axial. Foram moldados 6 corpos de prova por mistura, sendo 4 cortados e 2 inteiros. Logo, este estudo dispôs de um total de 32 corpos de prova seccionados a 45° para aplicação da ponte de aderência e oito corpos de prova inteiros para verificação de resistência à compressão axial potencial. A Tabela 1 ilustra a dosagem dos concretos produzidos neste estudo.

Tabela 1 - Dosagem em massa dos concretos utilizados

Material	Dosagem 1 CC: 280 kg/m ³		Dosagem 2 CC: 500 kg/m ³		Dosagem 3 CC: 700 kg/m ³		Dosagem 4 CC: 900 kg/m ³	
	Velho	Novo	Velho	Novo	Velho	Novo	Velho	Novo
Traço (1:a:a:p)	1:1,61:1,61:3,46		1:0,62:0,62:1,94		1:0,32:0,32:1,27		1:0,16:0,16:1,01	
Relação a/c	0,600	0,612	0,297	0,300	0,262	0,262	0,218	0,221
Abatimento	60mm	55mm	230mm	240mm	-	-	-	-
Espalhamento	-	-	-	-	720mm	725mm	700mm	693mm
Superplastificante	0,12%	0,41%	0,30%	0,43%	0,57%	0,57%	0,84%	0,84%
Nanosilica	0,40%	0,55%	0,70%	0,70%	0,71%	0,71%	0,70%	0,70%

Nota-se na tabela 1 que, neste estudo, fez-se necessária a adição de água e/ou aditivos para obtenção de um mesmo abatimento para os concretos novos das dosagens 1, 2 e 4. A necessidade do maior uso de água e aditivos para a mesma consistência do concreto se dá por diversos fatores. De acordo com Bauer^[2], a consistência é afetada pela temperatura ambiente que modifica a temperatura do próprio concreto, resultando em variações na quantidade de água da mistura para uma mesma consistência. Variações na granulometria e na forma dos grãos alteram a superfície específica dos agregados que tem influência direta na consistência do concreto fresco.

2.1 Caracterização dos materiais

Os materiais utilizados neste estudo foram cimento de alta resistência inicial (CP V-ARI), areia de britagem de origem basáltica, areia média quartzosa de rio, brita zero basáltica, aditivo superplastificante e aditivo de nanosilica.

2.1.1 Agregados miúdo e graúdo

A granulometria do agregado miúdo foi realizada por peneiramento mecanizado. O módulo de finura da areia industrial foi de 2,56 e o diâmetro máximo do agregado miúdo de 4,8mm. A granulometria da areia industrial pode ser encontrada na Tabela 2.

Tabela 2 - Granulometria areia industrial

Peneira (mm)	Peso Retido	Porcentagem	
		Retida	Acumulada
4.8	0,4	0,04%	0,04%
2.4	96,5	9,01%	9,05%
1.2	285,7	26,67%	35,71%
0.6	231,7	21,63%	57,34%
0.3	157,0	14,66%	72,00%
0.15	105,5	9,85%	81,84%
FUNDO	194,5	18,16%	100,00%
TOTAL	1071,3	100%	

A areia média de rio apresentou módulo de finura de 1,95, massa unitária 15,53 kN/m³ e massa específica de 25,68 kN/m³. Não foram realizados ensaios de pulvorento e torrões de argila. Os dados de granulometria podem ser encontrados na Tabela 3.

Tabela 3 - Granulometria areia média

Peneira (mm)	Peso Retido	Porcentagem	
		Retida	Acumulada
4.8	0,0	0,00%	0,00%
2.4	5,0	1,71%	1,71%
1.2	12,0	4,11%	5,82%
0.6	37,0	12,67%	18,49%
0.3	151,0	51,71%	70,21%
0.15	83,0	28,42%	98,63%
FUNDO	4,0	1,37%	100,00%
TOTAL	292,0	100%	

O agregado graúdo (brita zero) obteve módulo de finura de 1,588 com diâmetro máximo de 9,5mm sendo que os dados de granulometria podem ser encontrados na Tabela 4.

Tabela 4 - Granulometria brita zero

Peneira (mm)	Peso Retido	Porcentagem	
		Retida	Acumulada
12.5	3,8	0,21%	0,21%
9.5	75,96	4,15%	4,36%
6.3	497,7	27,18%	31,53%
4.8	464,9	25,39%	56,92%
2.4	744,1	40,63%	97,55%
1.2	0	0,00%	97,55%
0.6	0	0,00%	97,55%
0.3	0	0,00%	97,55%
0.15	0	0,00%	97,55%
FUNDO	44,9	2,45%	100,00%
TOTAL	1831,36	100%	

2.1.2 Aditivo superplastificante

O aditivo Glenium 51 foi utilizado neste estudo. O produto é um aditivo super plastificante líquido de terceira geração com base química de éter policarboxílico. Em concreto no estado fresco, o aditivo possui a função de reduzir o uso de água, aumentar a trabalhabilidade, facilitar adensamento e lançamento, aumentar coesão e redução da segregação. No estado endurecido do concreto, o aditivo aumenta a resistência à compressão, flexão e aumenta o módulo de elasticidade. Gera também um melhor acabamento do concreto, redução da permeabilidade e de fissuras. A tabela 5 ilustra as principais características do produto, segundo informação do fabricante.

Tabela 5 - Tabela de dados técnicos Glenium 51

Teste	Método BASF	Especificação	Unidade
Aparência	TM 761 B	Líquido branco turvo	Visual
pH	TM 112 B	5 – 7	-
Densidade	TM 103 B	1,067 – 1,107	g/cm ³
Sólidos	TM 613 B	28,5 – 31,5	%
Viscosidade	TM 117	< 150	cps

2.1.3 Aditivo de nanosilica

O aditivo Silicon ns advanced 400 é um aditivo à base de policarboxilatos modificados com nanosilica estabilizada com elevado poder dispersante, desenvolvido para concretos de médio e elevado consumo de cimento (> 350kg/m³) e resistência mecânica superior a 50 MPa. Esta produto induz o crescimento dos outros produtos com melhores propriedades, traduzindo em um concreto de maior qualidade e durabilidade do que sem a nanosilica estabilizada. O pH do produto é naturalmente ácido (3,0 ±1,0) e massa específica (1,07 ±0,02) g/cm³.

2.2 Resistência dos corpos de prova

Segundo Cremonini^[3], a resistência potencial do concreto é considerada o valor de compressão axial máximo possível de ser atingido por um determinado traço de concreto devido às boas condições executivas, permitindo uma melhor hidratação do concreto. Portanto, foram consideradas neste artigo as resistências potenciais de cada dosagem de concreto. O rompimento dos corpos de prova foi realizado com auxílio de uma prensa hidráulica EMIC PC200I com capacidade para até 2000 KN. A Tabela 6 apresenta a resistência a compressão dos corpos de prova de cada dosagem, apresentados com dois algarismos significativos devido à precisão do equipamento utilizado.

Tabela 6 - Resistência à compressão corpos de prova

Propriedades		Dosagem 1 280kg/m ³	Dosagem 2 500 kg/m ³	Dosagem 3 700 kg/m ³	Dosagem 4 900 kg/m ³
Concreto Velho	Resistências Ensaeadas	45,62 MPa 48,03 MPa	84,44 MPa 86,83 MPa	88,52 MPa 99,22 MPa	107,66 MPa 105,61MPa
	Resistência Potencial	48,03 MPa	86,83 MPa	99,22 MPa	107,66 MPa
	Resistências Ensaeadas	51,13 MPa 46,24 MPa	97,10 MPa 98,64 MPa	113,72 MPa 112,51 MPa	116,34 MPa 122,95 MPa
Concreto Novo	Resistência Potencial	51,13 MPa	98,64 MPa	113,72 MPa	122,95 MPa



3 PONTES DE ADERÊNCIA

Segundo Moreno^[4], o mecanismo de aderência entre materiais cimentícios é um fenômeno complexo devido a natureza heterogênea dos substratos de concreto e dos materiais destinados ao reparo estrutural. Mesmo em situações que a ponte de aderência seja composta dos mesmos materiais que a pasta, a estrutura e as propriedades da zona de transição diferem da matriz da pasta, tornando-se necessário o tratamento da zona de transição como uma zona distinta da estrutura de concreto (FAGURY, 2002)^[1].

Neste estudo foram analisadas as interfaces de aderência entre concretos de diferentes idades unidas por duas resinas epoxídicas, pasta de cimento ou interface sem tratamento.

3.1 Ponte de aderência epoxídica

De acordo com Beber^[5], resinas epóxi são o tipo de adesivo mais empregado na colagem de elementos da construção civil e são formadas por reações químicas de grupos epóxi com aminas, álcool, fenol e outros.

Segundo Bonaldo et al^[6], resinas epoxídicas são de fácil aplicação e podem fornecer apropriada adesão entre o concreto endurecido e o concreto fresco, desde que não haja saturação do concreto por umidade.

No presente estudo foram utilizadas duas marcas distintas de resina epoxídica disponíveis no mercado nacional da construção civil. Suas características estão apresentadas nos itens a seguir.

3.1.1 Resina epoxídica Marca 01 (PE1)

A resina epoxídica PE1 é um adesivo estrutural bicomponente de alta viscosidade (tixotrópico) e pega normal composta basicamente por resina epóxi e poliamidas. Este material é especialmente desenvolvido para ancoragens em geral e colagem de concreto velho com concreto novo. O tempo de pega do adesivo bicomponente é de 25 minutos. O produto atende aos requisitos da norma ASTM C-881: Standard Specification for Epoxy Resin Base Bonding System for Concrete. O produto dispõe de duas latas com os componentes A e B totalizando 1kg de material com densidade 1,68kg/L à temperatura de 25°C. O tempo de pote garantido pelo fornecedor é de 50 minutos à 23°C sendo sua temperatura de serviço de -20°C a 60°C e sua temperatura de aplicação não é especificada pelo fabricante. Sua resistência a compressão máxima ensaiada é da ordem de 80MPa à compressão (14 dias à 32°C) e 50MPa (14 dias) à flexo-tração. O módulo de elasticidade é de 4,3 GPa. A cura inicial acontece dentro das primeiras 24 horas sendo sua cura final aos 7 dias após a aplicação.

3.1.2 Resina epoxídica Marca 02 (PE2)

A resina epoxídica PE2 é um adesivo estrutural bicomponente de média fluidez e pega normal formulado a base de resina epóxi. O produto dispõe de duas latas com componentes A e B totalizando 1 kg de material e o tempo de pote é de 90 minutos à temperatura de 25°C. O tempo de pote mínimo garantido pelo fornecedor é de 40 minutos. Sua temperatura de aplicação deve estar entre 5°C e 35°C e sua temperatura de serviço é de -30°C a 70°C. Sua resistência a compressão máxima ensaiada é da ordem de 60MPa à compressão aos 7 dias e 25 MPa ao fim do primeiro dia.

3.2 Ponte de aderência cimentícia (PC)

A pasta de cimento foi feita *in loco* utilizando o mesmo cimento utilizado nas dosagens do concreto (CP V-ARI). Foram utilizados 2,00 kg de cimento para 0,80 kg de água resultando em uma relação água/cimento de 0,4. Uma fina camada de aproximadamente 3mm foi aplicada na interface alguns minutos antes da concretagem com o concreto novo.

3.3 Ponte de aderência Sem tratamento (ST)

Os corpos de prova sem tratamento (ST) dispunham apenas de escaificação e limpeza da interface no momento da concretagem. A superfície do corpo de prova não foi umedecida neste estudo.

4 MÉTODO DE PREPARO

Neste item são discutidos os métodos de preparo do concreto novo e concreto velho deste estudo.

4.1 Concretagem corpos de prova – Concreto Velho

Iniciou-se a concretagem pelo preparo dos moldes cilíndricos através da aplicação de uma fina camada de óleo mineral. Realizou-se a limpeza da betoneira, bem como da haste metálica, colher de pedreiro, tronco de cone, base metálica e espátula para dar início a concretagem. Iniciou-se o processo de concretagem pelo agregado graúdo e uma parte da água. Posteriormente adicionou-se o cimento e água até atingir a consistência adequada. Realizou-se a raspagem das paredes da betoneira e após alguns minutos de operação, adicionou-se o agregado miúdo. O ensaio de abatimento do concreto foi realizado para as dosagens 1 e 2 (Figura 4) e os ensaios de espalhamento foram realizados para as dosagens 3 e 4 (Figura 5).



Figura 1 - Ensaio de abatimento dosagem 1



Figura 2 - Ensaio de espalhamento dosagem 3

4.2 Preparo corpos de prova

Aos 27 dias de cura do concreto velho, iniciaram-se os preparativos para a aplicação das pontes de aderência e execução do concreto novo. Primeiramente os corpos foram identificados com a numeração correspondente a sua dosagem de concreto em suas duas metades. Os corpos de prova foram, então, cortados ao meio em um ângulo de 45° para aplicação da ponte de aderência (Figura 6). Após o corte, todos os corpos de prova tiveram sua superfície escarificada na região da interface, conforme demonstra a Figura 7. Este ensaio está embasado no trabalho realizado pelos pesquisadores Kriegh e Nordby^[7] e nas normas ASTM C 882^[8]. Por fim, os corpos de prova foram lavados com água corrente e secos à temperatura ambiente por 60 minutos.



Figura 3 - Execução de corte a 45°

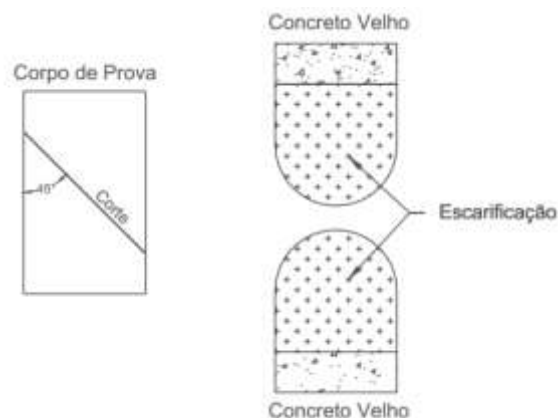


Figura 4 - Escarificação dos corpos de prova

4.3 Concretagem corpos de prova – Concreto Novo

Iniciou-se o processo pelo preparo dos moldes dos corpos de prova com óleo mineral e a execução do concreto ocorreu da mesma forma apresentada no item 4.2 deste artigo. Realizou-se a limpeza da betoneira e de demais equipamentos. Iniciou-se o processo de concretagem pelo agregado graúdo e uma parte da água. Posteriormente adicionou-se o cimento e água até atingir a consistência adequada. Realizou-se a raspagem das paredes da betoneira e após alguns minutos de operação, adicionou-se o agregado miúdo. O ensaio de abatimento do concreto foi realizado para as dosagens 1 e 2 do concreto novo e os ensaios de espalhamento foram realizados para as dosagens 3 e 4. Antes da concretagem, os corpos de prova foram identificados com os tipos de pontes de aderência e as mesmas foram preparadas para aplicação, conforme Figura . A concretagem da outra metade do corpo de prova ocorreu em camada única com 12 golpes da haste metálica. Os corpos de prova resultantes desta concretagem ficaram com a configuração apresentada na Figura .



Figura 5 - Corpos de prova identificados

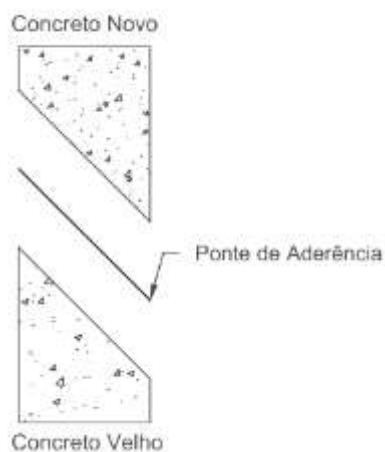


Figura 6 - Configuração final dos corpos de prova

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico serão apresentados os resultados obtidos, juntamente com a análise e a discussão sobre os seus efeitos.

5.1 Resultados obtidos

O ensaio de resistência à compressão axial dos corpos de prova com as pontes de aderência ocorreu aos 28 dias de idade do concreto novo. Considerou-se rompimento ideal quando o corpo de prova rompe-se por completo, sem falhas na ponte de aderência (Figura 7). Considerou-se rompimento na interface quando há rompimento apenas na ponte de aderência por cisalhamento na interface entre concretos novo e velho (Figura 8). Por fim, considerou-se rompimento parcial quando o rompimento do corpo de prova teve um comportamento intermediário entre rompimento ideal e rompimento por cisalhamento.



Figura 7 - Rompimento total do corpo de prova



Figura 8 - Rompimento por cisalhamento na interface

A resistência à compressão axial é uma tensão calculada, portanto, é a força necessária para o rompimento do corpo de prova dividida pela área da seção resistente. Os resultados obtidos através do ensaio de ruptura de corpos de prova, juntamente com o modo de ruptura e resistência a compressão estão apresentados na Tabela 7 e são apresentados com dois algarismos significativos devido à precisão do equipamento utilizado. Os dados não preenchidos representam ensaios que houveram perda de dados devido a queda de energia durante o ensaio da amostra.

Tabela 7 - Resultados ensaio de compressão em corpos de prova com pontes de aderência

	Tipo de Ponte	Resistência à compressão	Tipo de Rompimento
Dosagem 1 Velho: 48,03MPa Novo: 51,13MPa	Pasta de cimento PC	47,80MPa	Cisalhamento na interface
		48,14MPa	Ruptura Parcial
	Resina Epoxídica PE1	47,51MPa	Ruptura Ideal
		49,85MPa	
	Resina Epoxídica PE2	47,80MPa	Ruptura Ideal
		51,58MPa	
	Sem Tratamento	39,00MPa 47,29MPa	Cisalhamento na interface
Dosagem 2 Velho: 86,83MPa Novo: 98,64MPa	Pasta de cimento PC	50,53MPa 56,61MPa	Cisalhamento na interface
	Resina Epoxídica PE1	61,88MPa 62,11MPa	
	Resina Epoxídica PE2	82,18MPa 83,92MPa	
		85,15MPa 92,81MPa	
	Sem Tratamento		
Dosagem 3 Velho: 99,22MPa Novo: 113,72MPa	Pasta de cimento PC	44,84MPa 50,01MPa	
	Resina Epoxídica PE1	45,93MPa 46,41MPa	
	Resina Epoxídica PE2	74,25MPa -	
		71,27MPa 79,36MPa	
	Sem Tratamento		
Dosagem 4 Velho: 107,66MPa Novo: 122,95MPa	Pasta de cimento PC	40,65MPa 50,96MPa	Cisalhamento na interface
	Resina Epoxídica PE1	58,41MPa 63,62MPa	
	Resina Epoxídica PE2	47,15MPa 48,75MPa	
		63,34MPa 70,68MPa	
	Sem Tratamento		

A avaliação qualitativa visual da ancoragem das pontes de aderência epoxídicas foi feita com auxílio do microscópio ZEISS STEMI 508. A aderência das duas pontes epoxídicas foi analisada em escala microscópica quanto a sua aderência no concreto de maior consumo de cimento. A escolha da dosagem 4 para análise se deu pelo fato das amostras possuírem maior resistência mecânica, logo, menor porosidade dentre os corpos de prova avaliados. A menor porosidade dificulta a aderência da ponte no substrato. As Figura 9 e Figura 10 apresentam a ligação da resina epoxídica PE1, enquanto as Figura 11 e Figura 12 apresentam a união da resina epoxídica PE2, ambas em contato com o concreto de consumo de cimento 900kg/m³.

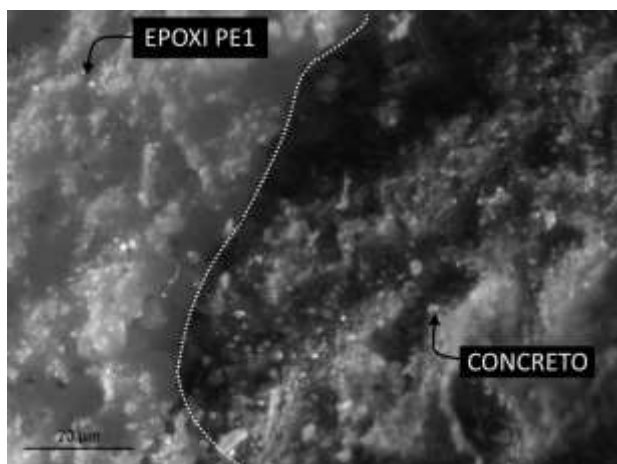


Figura 9 - Contato Resina PE1 e concreto

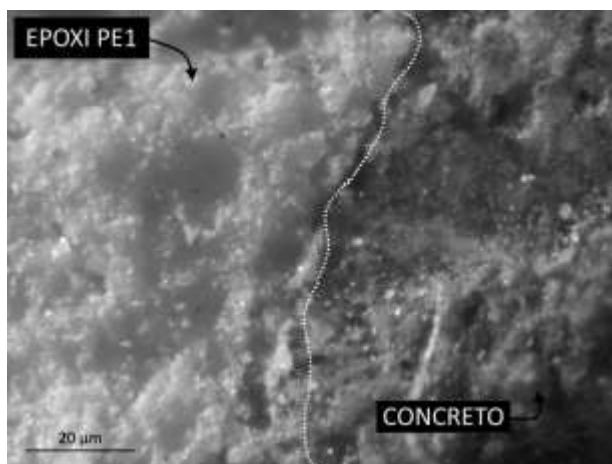


Figura 10 - Contato Resina PE1 e concreto



Figura 11 - Contato Resina PE2 e concreto



Figura 12 - Contato Resina PE2 e concreto

5.2 Análise de resultados

Os dados da Tabela 7 demonstram que:

- Os concretos unidos com a resina PE1 obtiveram resistência média à compressão de 56,34MPa
- Os concretos unidos com resina epoxídica PE2 atingiram uma resistência média à compressão de 67,25MPa
- Os concretos unidos com pasta cimentícia obtiveram resistência média à compressão de 48,69MPa
- Na dosagem 1, a ponte de base cimentícia aproximou-se dos resultados de resistência potencial do concreto avaliado, porém a ponte de aderência falhou parcialmente, denotando a menor resistência da pasta de cimento do que o concreto, eventual falha de aplicação ou problemas de ancoragem.
- Mesmo não garantindo a união, a ponte de aderência sem tratamento obteve resultados superiores aos outros modos de união em todas as amostras, exceto na dosagem 1.

Com base nos dados analisados podemos verificar que, entre as resinas epoxídicas, a menor variabilidade de valores é a da resina PE1, o que denota eventuais diferenças das características de cada produto. Mesmo assim, as resinas epoxídicas apresentaram uma resistência compressão muito similar. Independente da marca, a resistência média dos corpos de provas com pontes epoxídicas foi de 61,30MPa. Apesar da baixíssima porosidade, ambas as resinas epoxídicas obtiveram excelente aderência ao substrato. A qualidade da aderência pode ser verificada da Figura 12 à Figura 15 devido à ausência de poros no contato entre os diferentes materiais, além da suave transição no contato entre ponte de aderência e substrato. Nota-se a baixíssima porosidade tanto das resinas epoxídicas como do concreto deste estudo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT 2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Vale destacar também a eficiência dos produtos epoxídicos para a união de concretos de resistências não tão elevadas, como a dosagem referida neste estudo. Nota-se que as pontes epoxídicas conseguiram manter a união do corpo de prova a uma resistência de compressão de até 51,58MPa. A falha das resinas se deu pelo cisalhamento da ponte de aderência. Estudos mais aprofundados podem ser desenvolvidos a fim de descobrir a resistência limite das resinas epoxídicas disponíveis no mercado.

A pasta cimentícia não obteve resultados satisfatórios em nenhuma amostra deste estudo. Isto ocorreu devido à pasta de cimento ter uma resistência inferior ao concreto estudado. Fatores como a baixa porosidade do substrato também podem ter contribuído de forma significativa para a falha deste tipo de ponte de aderência, visto que resultam em uma pobre aderência entre os dois materiais. As propriedades da pasta de cimento podem ser melhoradas através de aditivos e adições, garantindo uma maior resistência à pasta de cimento e, conseqüentemente, aprimorando seu desempenho como ponte de aderência.

Os resultados obtidos para as dosagens de elevada resistência demonstram que nenhuma das metodologias executivas convencionais de pontes de aderência são efetivamente eficientes, visto que não se aproximaram da resistência potencial do concreto original.

Observa-se, também, que em todos os concretos de elevada resistência a ponte de aderência sem tratamento obteve os maiores resultados. Mesmo obtendo o maior resultado as amostras sem tratamento da interface não garantiram a efetiva união entre os concretos através apenas da escarificação e limpeza da superfície. No entanto, segundo Amaral Filho, apud Reis^[9], o uso de concretos de alto desempenho está tornando obsoleto o uso de reparos feitos a base de resina epóxi, pois sobre a superfície do substrato limpa, rugosa e úmida, consegue-se uma aderência adequada. Podemos observar que os valores de resistência limite para as pontes sem tratamento tendeu, de certo modo, a aumentar com o aumento da resistência potencial do concreto. Nota-se, então, a possibilidade de investigação da viabilidade de união de concretos de alto desempenho apenas por tratamento superficial limpo, rugoso e úmido, perspectiva que este estudo também teve a intenção de contribuir a partir de suas conclusões.

8. AGRADECIMENTOS

A Universidade de Caxias do Sul, pelo apoio à pesquisa desenvolvida,
Aos colaboradores do LABTEC (UCS) pelo auxílio incondicional às necessidades deste estudo,
Aos membros do NORIE (UFRGS) e técnicos da empresa Caxiense pela cordialidade e suporte técnico a este projeto,
Aos engenheiros Mateus Fraton e Dra. Carina Stolz pela amizade e disponibilidade em auxiliar,
Somos gratos à todos pelo auxílio e apoio técnico.

9. REFERÊNCIAS

- [1] FAGURY, S. C. **Concretos e pastas de elevado desempenho: contribuição aos estudos de reparos estruturais e ligações entre concretos novo e velho, com tratamento da zona de interface.** 2002. 168 f. Dissertação de Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [2] BAUER, L. A. F. **Materiais de construção: novos materiais para construção civil.** 5. ed. Rio de Janeiro: Grupo Editorial Nacional, 2000. 471 p.
- [3] CREMONINI, R. A. **Análise de estruturas acabadas: contribuição para a determinação da relação entre as resistências potencial e efetiva do concreto.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994. 195p.
- [4] MORENO JUNIOR, R. **Estudo de fatores que afetam a aderência de argamassas de reparo para estruturas de concreto.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002. 202p.
- [5] BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. 289p.
- [6] BONALDO, E. et al. **SEM analysis of bond epoxy based layer between hardened concrete and SFRC repairing.** Singapore: 7th International conference on inspection, appraisal, repairs & maintenance of Buildings & structures, 2005. 20 p.
- [7] KRIEGH, J.D & NORDBY, G.M. **Methods of evaluation of epoxy compounds used for bonding concrete.** Symposium on epoxies with concrete, New Orleans, Oct. 29, 1966.
- [8] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Bond strength of epoxy-resin systems used with concrete C-882.** Philadelphia, 1978.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



[9] REIS, A. P. A. (1998). **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho.** Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998. 239p.



**ANÁLISE DO AUXÍLIO DOS METÓDOS DE AVALIAÇÃO E CRITÉRIOS DE
DESEMPENHO DA ABNT NBR 15.575:2013 NO PROCESSO DO DIAGNÓSTICO DAS
FISSURAS – ESTUDO DE CASO**

F. MAFIOLETTI FELIPE

Engenheira Civil
Universidade do Extremo Sul Catarinense
Santa Catarina; Brasil
francinifelipe@hotmail.com

E. GUGLIELMI PAVEI ANTUNES

Docente Graduação Msc Engenharia Civil
Universidade do Extremo Sul Catarinense
Santa Catarina; Brasil
elainegpa@unescc.net

H. RAMOS ROMAN

Docente Graduação Dr. Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Catarina
Santa Catarina; Brasil

RESUMO

A ABNT NBR 15575:2013 Edificações habitacionais – Desempenho, com o intuito de garantir, também, maior qualidade às edificações estabelece limites de desempenho mínimo para o sistema de vedações verticais internos e externos, ao qual enfoca, inclusive, a problemática acerca da fissuração nas edificações. Este trabalho trata-se de uma pesquisa que efetua o processo do diagnóstico em um empreendimento, estudo de caso, que é acometido pela problemática de fissuração. Para tal, o referido trabalho emprega os métodos de avaliação e critérios de desempenho da ABNT NBR 15575:2013 com o objetivo de avaliar se estes podem auxiliar, ou não, nesse processo do diagnóstico. O empreendimento estudado destina-se à habitação de interesse social, está localizado na cidade de Içara/SC e foi executado em alvenaria estrutural com blocos cerâmicos. Primeiramente, realizou-se um levantamento das fissuras existentes, conforme os métodos de avaliação e critérios de desempenho especificados pela Norma, no sistema de vedação vertical interno. Posteriormente, com o intuito de buscar-se a origem e causa da patologia fez-se uma análise dos projetos e memoriais do empreendimento, com base em itens que a Norma prescreve como obrigatórios e também, conforme as diretrizes de projeto para o processo construtivo alvenaria estrutural. Embasado nos dados obtidos pode-se afirmar que a ABNT NBR 15575:2013 auxilia em pesquisas desse caráter, tanto durante a etapa de levantamento de dados, análise de projetos e memoriais, como na avaliação do problema detectado. Sua utilização gera melhor confiabilidade no diagnóstico, maior assertividade das análises e principalmente uma padronização mais efetiva da pesquisa.

Palavras-chave: fissuras, desempenho das edificações, vedações verticais.

ABSTRACT

The NBR 15575: 2013 Residential Buildings - Performance, in order to also guarantee higher quality to buildings establishes minimum performance thresholds for the system of internal and external vertical seals, which focuses, including the issue about the cracking in buildings. This work it is research that makes the process of diagnosis in a project, case study, which is affected by the cracking problem. To this end, such work employs the methods of evaluation and performance criteria of the NBR 15575: 2013 in order to assess whether they can help or not, that the diagnostic process. The project studied intended for social housing, is located in Içara / SC and was executed in masonry with ceramic blocks. First, we carried out a survey of existing cracks, according to the evaluation methods and performance criteria specified by the standard, the internal vertical sealing system. Subsequently, in order to seek the origin and cause of the pathology did an analysis of projects and memorials of the project, based on items that the Standard prescribes as mandatory as well as the design guidelines for constructive masonry process structural. Based upon the data obtained can be said that the NBR 15575: 2013 assists in research of this nature, both during the data collection stage, project analysis and memorials, such as the evaluation of the detected problem. Its use leads to better reliability in diagnosis, the greater assertiveness of analysis and especially a more effective standardization of research.

Keywords: cracking, performance of buildings, vertical seals.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A habitação, segundo Abiko (1995) [1], tem a função primordial de abrigar o ser humano, e assim, protegê-lo das intempéries e intrusos. Para Santos (1999) [2] a habitação é uma necessidade básica do ser humano, a casa própria, juntamente com a alimentação e o vestuário é o principal investimento para a constituição de um patrimônio, além de ligar-se, subjetivamente, ao sucesso econômico e a uma posição social mais elevada. As habitações devem garantir aos seus usuários condições de segurança e habitabilidade, além de apresentar um desempenho satisfatório quanto a sua durabilidade (ABNT NBR 15575:2013 – Parte 1) [3].

Publicada em 2013, a ABNT NBR 15.575:2013 Edificações habitacionais – Desempenho estabelece níveis de desempenho mínimo para edificações residenciais, em diversos quesitos relacionados às exigências dos consumidores. A Norma de desempenho, como é comumente chamada, está voltada para parâmetros relacionados à durabilidade, manutenção da edificação e ao conforto para os usuários que dispõem da mesma. A Norma não aborda sistemas construtivos e/ou tipos de materiais a serem empregados em uma construção, ela é direcionada à capacidade da edificação de resistir às ações de uso e ocupação da construção, sem restringir o conforto aos usuários.

A ABNT NBR 15.575:2013 – Parte 1 [3] torna imprescindível o cumprimento de vida útil de uma edificação, que é definido pela tal como:

“Período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando a periodicidade e a correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo manual de uso, operação e manutenção”.

A CBIC – Câmara brasileira da Indústria da Construção [4] coloca a ABNT NBR 15.575:2013 como importante avanço para a modernização tecnológica da construção brasileira e melhoria da qualidade de nossas habitações. Para a construção civil, a Norma foi percebida como um marco regulatório, que busca melhorar a qualidade das edificações construídas no país, resultando em habitações que proporcionam maior vida útil e desempenho aos usuários.

O advogado Carlos Pinto Del Mar [5], coordenador do Conselho Jurídico do Secovi – SP e consultor jurídico da CBIC, em entrevista à revista Construção e Mercado da PINI em 2013 afirmou que a Norma de desempenho é obrigatória por força da lei, e, deve ser cumprida por profissionais técnicos responsáveis pelo projeto e execução das edificações. As edificações que sofreram maior impacto com a implantação da Norma de desempenho foram as destinadas à habitação de interesse social, dentre as quais, pode-se citar as construídas através de programas habitacionais como o Minha Casa Minha Vida. Segundo Cordovil (2013) [6], por se tratarem de construções econômicas, que são projetadas e construídas com orçamentos limitados, as habitações sociais utilizam materiais de menor qualidade, resultando assim em edificações com qualidade próxima aos limites de desempenho mínimo estabelecido pela Norma. A partir da Norma, além dos custos iniciais da construção, os construtores deverão pensar também em custos de operação e manutenção da edificação.

Segundo Roman et al (2012) [7], as construções em alvenaria estrutural são mais econômicas comparadas a prédios estruturados, por executarem vedação e estrutura em uma só etapa, além de apresentarem economia no uso de materiais e maior rapidez na execução. Levando em conta estes atrativos, grande parte das edificações destinadas à habitação de interesse social é construída com esse processo.

Similarmente a outros processos construtivos, quando o projeto e a execução não forem desenvolvidos por profissionais habilitados e os materiais utilizados forem de baixa qualidade a tendência é a construção de uma edificação com desempenho inferior ao requerido e repleto de manifestações patológicas (ANTUNES, 2011) [8]. Conforme algumas pesquisas, Holanda (2002) [9], Richter (2007) [10], Sampaio (2010) [11] e Antunes (2011) [8], por exemplo, grande parte das manifestações patológicas verificadas em edificações de alvenaria estrutural está associada à fissuração.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Conforme Thomaz (1989, p.15) [12]:

“Trincas em edificações é um problema particularmente importante, por englobar três aspectos fundamentais: o aviso de um eventual estado perigoso para a estrutura, o comprometimento do desempenho da obra em serviço (estanqueidade à água, durabilidade, isolamento acústica etc.), e o constrangimento psicológico que a fissuração do edifício exerce sobre seus usuários.”

A ABNT NBR 15.575:2013 – Parte 4 [13] trata os sistemas de vedações verticais internas e externas (SVVIE) das edificações habitacionais, não só como volumetria e compartimentação dos espaços edificados, mas de uma forma que se integram aos demais componentes da construção recebendo influências e influenciando o desempenho da edificação como um todo. Além da função estrutural, as vedações verticais possuem uma grande área de contato com os habitantes, nos casos em que apresenta problemas, compromete a estética da edificação como um todo, além de causar desconforto aos usuários.

O presente artigo trata-se de uma pesquisa que efetua o processo do diagnóstico da manifestação patológica “fissuras” e, para tal, emprega os métodos de avaliação e critérios de desempenho da ABNT NBR 15575:2013 Edificações Habitacionais – Desempenho, com o intuito de avaliar se estes podem auxiliar, ou não, nesse processo do diagnóstico.

2. METODOLOGIA

A pesquisa inicia-se com pesquisas bibliográficas que abordam o tema habitação de interesse social, alvenaria estrutural, fissuras e assuntos referentes à Norma de desempenho. A segunda etapa do trabalho é baseada nas análises em campo do sistema de vedação vertical interna (SVVI), através de visualização direta procurou-se detectar as fissuras apresentadas pela edificação, conforme os critérios de mensuração da ABNT NBR 15575:2013 – Parte 4 [13]. Sequencialmente, na terceira etapa foram realizadas as análises de projetos e memoriais da edificação, nesta fase buscaram-se possíveis falhas que pudessem ocasionar fissuras nas vedações verticais internas e, assim, afetar o desempenho da habitação. Ao final, fez-se o cruzamento das informações, que objetiva verificar uma possível ligação entre as fissuras visualizadas no empreendimento e as imprecisões constatadas nos projetos e memoriais.

A habitação em questão consiste em um empreendimento financiado pelo Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV) do Governo Federal e está localizado na cidade de Içara, sul do Estado de Santa Catarina. O condomínio é composto por doze blocos, sendo onze deles com quatro pavimentos tipo, com quatro unidades habitacionais (UH) por pavimento. Cada unidade habitacional possui dois quartos, um banheiro, uma sala, uma cozinha e área de serviço integradas; somando 42,76 m² de área privativa, sendo 37,00 m² de área útil. Um único bloco com as mesmas características, porém com apenas três pavimentos. Além dos blocos mencionados o empreendimento conta também com salão de festas, dois quiosques, playground, quadra esportiva e espaço para recreação, que não adentraram na pesquisa. A área total construída é de 9.079,52 m² e está implantado em um terreno que mede 12.040,00 m². A edificação foi construída pelo sistema de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos e foi entregue aos moradores em outubro de 2011.

2.1 Análise dos projetos

Para realizar-se a análise do projeto e memoriais da edificação em estudo, utilizaram-se as diretrizes da ABNT NBR 15575:2013 – Parte 4 [13], além da verificação dos preceitos essenciais ao processo construtivo alvenaria estrutural.

A ABNT NBR 15575:2013 – Parte 4 [13] especifica alguns itens que considera importante e que devem estar presentes nos projetos, a fim de se evitar o surgimento de futuras manifestações patológicas, que são:

- O projeto deve mencionar a função estrutural ou não das vedações verticais internas e externas, indicando também, no caso daquelas com função estrutural, as normas utilizadas.

- O projeto deve estabelecer as cargas de uso ou de serviço a serem aplicadas, para cada situação específica, os dispositivos ou sistemas de fixação previstos, os locais permitidos para fixação de peças suspensas, se houver restrições, devendo também mencionar as recomendações e limitações de uso.
- O projeto deve estabelecer os detalhes executivos e as cargas de uso previstas para casos especiais.
- O projeto deve mencionar o prazo de substituição e manutenções periódicas para os componentes que apresentem vida útil de projeto menor do que aquelas estabelecidas para o SVVIE.

Outros pontos de análise dos projetos são as questões como: modulação, simetria, presença de *shafts*, esbeltez das paredes, distribuição das paredes, espessura das paredes, vãos usuais das lajes e solução para movimentações da laje de cobertura, estes no projeto arquitetônico. No projeto executivo buscou-se verificar a presença de: plantas de 1ª e 2ª fiadas, paginação de todas as paredes, utilização adequada da família de blocos, detalhes acerca as interseções entre as paredes, espessura das juntas verticais e horizontais e detalhes de vergas, contra-vergas, coxins, cintas. E, por último, buscou-se analisar nos projetos complementares e a compatibilização com os demais.

2.2 Coleta de fissuras na edificação

Para a pesquisa em campo foi adotado 10% das unidades habitacionais que compõem o condomínio, conforme sugerem alguns pesquisadores como, por exemplo, Ioshimoto (1988) [14] e Richter (2007) [10]. O condomínio em estudo é composto por 188 (cento e oitenta e oito) unidades habitacionais, sendo assim a quantidade de unidades visitadas para compor a amostra foram 19. As 19 unidades foram escolhidas aleatoriamente de modo que contemplasse todos os blocos para um melhor resultado. O condomínio foi visitado nos dias 18 e 19 de setembro de 2015. A Figura 1 trata-se de uma vista geral do empreendimento estudado.



Figura 1: Vista geral empreendimento em estudo

Para a análise das vedações verticais internas na edificação, seguiram-se as recomendações da ABNT NBR 15575 – 4: 2013 [13], conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Método de avaliação

Elemento	Método de avaliação	Manifestação patológica	Critério de desempenho
SVVI e faces internas dos SVVE	Visualização	Fissuras no corpo dos SVVI ou em encontros com elementos estruturais, destacamentos entre placas de revestimentos e outros seccionados do gênero.	Fissuras não detectáveis a olho nu pelo observador a 1m do elemento em análise, com iluminação ≥ 250 lux, ou desde que a soma das extensões não ultrapasse $0,1m/m^2$ referente à área da parede são consideradas toleráveis.

Para garantir a iluminação de 250 lux conforme prevê a norma, utilizou-se um medidor de luz ultravioleta da marca Instrutherm, modelo MRUR-202, com unidades em mW/cm^2 , conforme a Figura 2 (a). Quanto à distância do observador do elemento em análise, contou-se com o auxílio de uma trena, como pode ser visualizado na Figura 2 (b).



Figura 2: (a) Medidor de iluminação / (b) Distância do observador ao objeto de análise

É importante mencionar que devido à baixa qualidade das fotografias, acerca as fissuras, as mesmas não aparecem claramente nas fotos, portanto ao lado delas apresenta-se a referida foto com tratamentos, a fim de facilitar a visualização do leitor.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na análise dos projetos foi possível perceber algumas falhas que podem gerar dificuldades na execução da obra e possíveis problemas de fissuração no decorrer de sua vida útil.

O projeto e seu memorial descritivo não trazem informações acerca da família de blocos utilizados, não especifica as propriedades técnicas das argamassas e graute, além de não informar as espessuras de revestimentos. Os detalhes de vergas e contra-vergas e disposição das armaduras presentes na estrutura não são detalhados de forma adequada no projeto.

Uma das inconsistências também percebidas foi à ausência de *shafts* ou paredes hidráulicas nos projetos. No entanto, a presença destas paredes foi percebida no manual do usuário. O projeto também não possui recomendações para utilização de blocos especiais para a passagem das tubulações. A compatibilização dos sistemas hidráulicos e elétricos com os demais também não foi verificada.

Quanto aos requisitos exigidos pela Norma de desempenho, referentes aos projetos: função estrutural das vedações, as cargas de uso e serviço que podem ser aplicadas, a fixação de peças suspensas e o prazo de substituição e manutenções periódicas para os componentes que apresentem vida útil de projeto menor do que aquelas estabelecidas para o SVVIE, nenhum deles foram contemplados no projeto.

Na análise em campo do empreendimento, das 19 unidades habitacionais visitadas, 18 delas apresentaram a presença de fissuras nas vedações verticais internas, o que resulta em 94,74% das unidades. Em 17 dessas unidades, 89,47%, detectou-se a presença de uma fissura na parede da cozinha que se assemelhava em todos os outros apartamentos. A Figura 3 demonstra a referida parede, ao qual se chamou de “Parede crítica 1” e a Figura 4 apresenta a fissura em uma das unidades habitacionais.



Figura 3: Planta baixa pavimento tipo – “Parede crítica 1”



Figura 4: Fissura Bloco 1/Apt.21 – “Parede crítica 1”

Na busca por uma possível causa para essa fissura, encontrou-se no Manual do proprietário um detalhamento em anexo que apresentava um “enchimento” junto à Parede Crítica 1. Segundo consta no manual do proprietário esse “enchimento” ocorre com alvenaria de vedação, no entanto o mesmo não detalha o material utilizado nem a sua espessura, Figura 5. É interessante salientar que o detalhe mencionado não aparece nos projetos executivos (estrutural,

hidrossanitário e elétrico). Conforme a análise, esse “*enchimento*” teria sido executado para a passagem de tubulações hidráulicas e elétricas. Acredita-se que essa solução pode ser uma das causas principais para o surgimento dessa fissura.



Figura 5: Detalhe executivo presente no Manual do proprietário

Outra fissura que se repetiu, em 7 das 19 unidades habitacionais visitadas - 36,84%, estava localizada em uma das paredes da área de serviço e para tal chamou-se de “Parede Crítica 2”. A Figura 6 demonstra a “Parede crítica 2” e a Figura 7 apresenta a fissura em uma das unidades habitacionais.



Figura 6: Planta baixa pavimento tipo – “Parede crítica 2”



Figura 7: Fissura Bloco 12/Apt.14 – “Parede crítica 2”

Acredita-se que a provável causa para o surgimento recorrente dessa fissura seja a falta de compatibilização entre os projetos da edificação. Foram verificados detalhamentos distintos acerca dessa parede entre os projetos pertinentes ao conjunto de projetos e documentação do empreendimento em questão.

Em um detalhamento do projeto hidrossanitário, o caminho da tubulação entre pontos de utilização distintas da área de serviço acontece horizontalmente. Sabe-se que em alvenaria estrutural o transito de toda tubulação deve ser vertical, para se evitar rasgos na parede, que originarão perda de resistência aos esforços, o que conseqüentemente gera fissuras.

O projeto hidrossanitário também não coloca esta parede como hidráulica, ou evidencia a presença de um *shaft*. Já, no Manual do Proprietário a referida parede é apresentada como parede de vedação, no entanto sem detalhamentos mais específicos, como o tipo de material utilizado, a espessura a ser executada e a ligação desta parede com as demais paredes.

Além das fissuras citadas acima, outras fissuras também foram encontradas, mas desta vez sem se repetir entre as unidades habitacionais e com menor recorrência de surgimento, as Figuras 8 e 9 tratam-se de duas delas.



Figura 8: Fissura peitoril janela Bloco 05/Apt.34



Figura 9: Fissura entre batente e interruptor Bloco 05/Apt.34

4. CONCLUSÕES

Este trabalho refere-se a uma pesquisa que efetua o processo do diagnóstico da manifestação patológica “fissuras” e, para tal, emprega os métodos de avaliação e critérios de desempenho da ABNT NBR 15575:2013 Edificações Habitacionais – Desempenho, com o objetivo de avaliar se estes podem auxiliar, ou não, no processo do diagnóstico.

Com base no intuito dessa pesquisa pode-se afirmar que a ABNT NBR 15575:2013 auxilia em estudos desse caráter, tanto durante a etapa de levantamento de dados, análise de projetos, como na avaliação do problema detectado. Através de critérios fixos em como se deve inspecionar (iluminação, distância de observação, área ou comprimento da fissura, etc), neste caso, o sistema de vedação vertical interna, traduz maior assertividade e confiança no processo do diagnóstico, além de propiciar também, uma maior padronização. A utilização da Norma durante a análise dos projetos também se mostrou bastante eficaz quando evidencia itens que obrigatoriamente devem estar presentes nos projetos, a fim de garantir a qualidade da edificação. Ainda, pode-se mencionar o fato da ABNT NBR 15575:2013 direcionar a especificação de quando uma fissura pode ser considerada falta de desempenho, ou não. Ao final, percebe-se a importância e confiabilidade que a ABNT NBR 15575:2013 tem perante a análise de desempenho de uma edificação habitacional.

É interessante mencionar, também, as informações obtidas com o processo do diagnóstico da problemática da fissuração que acometeu o empreendimento selecionado, mesmo não sendo este o objetivo central do estudo. Conforme verificado constata-se que as fissuras vivenciadas na referida edificação podem ter sua origem oriunda da etapa de projetos. Durante a análise dos projetos e memoriais observou-se a inexistência de alguns detalhamentos e a falta de compatibilização entre os diversos projetos da edificação.

Em uma análise geral, conclui-se, ainda, que a edificação em questão, não atende os limites mínimos de desempenho estabelecidos pela Norma, no entanto, espera-se que com a sua implementação futuras edificações tenham a seu desempenho ampliado, em todos os quesitos.

Com o intuito de complementar os estudos acerca o assunto, sugere-se pesquisar outras manifestações patológicas com base na ABNT NBR 15575:2013 Edificações Habitacionais – Desempenho.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. REFERÊNCIAS

- [1] ABIKO, A. K. “*Introdução a Gestão Habitacional*”. São Paulo, EPUSP, 1995. Texto técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 1995.
- [2] SANTOS, C. H. dos. “*Políticas Federais de Habitação no Brasil: 1964/1998*”. Instituto de Pesquisas Econômicas Aplicadas. Brasília: IPEA, 1999.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “*NBR 15.575-1: Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*”. 4 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [4] CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção. www.cbic.org.br.
- [5] MAR, C. P. “*Desempenho de edificações na justiça*”. Advogado explica a Norma de Desempenho de Edificações do ponto de vista jurídica: o peso legal, o uso nos tribunais e as responsabilidades de incorporadoras e moradores. Revista Construção Mercado Negócios de Incorporação e Construção. Ed. Pini. Edição 143. Junho 2013.
- [6] CORDOVIL, Luiz Augusto Berger Lopes. “*Estudo da ABNT NBR 15575 - "Edificações habitacionais - Desempenho" e possíveis impactos no setor da construção civil na cidade do Rio de Janeiro*”. 2013. 62 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [7] ROMAN, H. R.; SIGNOR, R.; RAMOS, A. S.; MOHAMAD, G. “*Análise de Alvenaria Estrutural*”. Apostila, Universidade Corporativa Caixa, 2012, 37p.
- [8] ANTUNES, Elaine Guglielmi Pavei. “*Análise de manifestações patológicas em edifícios de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos em empreendimentos de interesse social de Santa Catarina*”. 2011. 263 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- [9] HOLANDA Junior, Oswaldo Gomes de.” *Influência de recalque em edifícios de alvenaria estrutural*”. 2002. Tese (Doutorado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- [10] RICHTER, Cristiano. “*Qualidade da alvenaria estrutural em habitações de baixa renda: uma análise da confiabilidade e da conformidade*”. 2007. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do rio Grande do Sul, 2007.
- [11] SAMPAIO, Marliane Brito. “*Fissuras em edifícios residenciais em alvenaria estrutural*”. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.
- [12] THOMAZ, Ercio. “*Trincas em edifícios: causa, prevenção e recuperação*”. São Paulo, 1989. Pini, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Instituto de Pesquisas tecnológicas, 1989.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “*NBR 15.575-4: Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 4: Sistemas de vedações verticais internas e externas – SVVIE*”. 4 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [14] IOSHIMOTO, Eduardo. “*Incidência de manifestações patológicas em edificações habitacionais*”. São Paulo. IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 1994.



ANÁLISE DO COLAPSO PARCIAL DE UM FORRO EM ESTUQUE POR AÇÃO DE CUPINS

R. NAKAO

Engenheiro Civil

Autônomo

Mato Grosso do Sul; Brasil

rinakao@gmail.com

F. A. T. NAKAO

Acadêmico de Engenharia

Universidade Federal de Santa Catarina

Santa Catarina; Brasil

ftnakao@gmail.com

RESUMO

Neste trabalho é apresentado um estudo de caso em que é relatado um acidente em que parte de um forro do tipo “estruque” sofreu colapso por ataque de cupins e desabou causando, felizmente, apenas danos materiais. Nas décadas de 50 e 60 do século passado, muitas edificações no Brasil, principalmente no interior, foram executadas com esse tipo de forro, que apresentava custo inferior ao das lajes convencionais de concreto armado e era muito mais fácil e rápido de executar. As principais características desse sistema construtivo são descritas e analisadas, principalmente quanto aos mecanismos de colapso por ataque de cupins.

Palavras-chave: forro em estuque, cupins, estrutura de madeira.

ABSTRACT

In this paper is presented a case study in which it is reported one accident where part of a “stucco” type ceiling collapsed due to termite damage causing, fortunately, only property damage. In the decades of 1950 and 1960 many buildings in Brazil, especially in the inner parts of the country, were built with this type of ceiling, which had a lower cost than conventional reinforced concrete slabs and was much easier and faster to execute. The main characteristics of this system are described and analyzed, especially with regards to the mechanisms of collapse by termite attack

Keywords: stucco ceiling, termites, wooden structures.

1. INTRODUÇÃO

Segundo Nascimento [1], a técnica construtiva do forro em estuque deriva da utilização do antigo revestimento em estuque, que remonta à antiguidade, existindo indícios de sua aplicação nas construções da civilização egípcia e também nas grego-romanas. A palavra estuque deriva do italiano *stucco*, que significa “apertar” e é uma técnica que consiste basicamente na aplicação sob pressão, de uma argamassa no revestimento de paredes e tetos, que permite diversos tipos de acabamento, inclusive a pintura. No Brasil, esse sistema construtivo foi introduzido no período colonial, mas segundo Borges [2], só nas primeiras décadas do século 20 foram introduzidas as telas metálicas para a fixação da argamassa, nos mesmos moldes em que podem ser encontrados até hoje em forros de algumas construções antigas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 A composição da madeira

Segundo a publicação técnica da Montana Química S.A. [3], a composição química da madeira varia de acordo com diversos fatores, tais como: procedência, clima, tipo de solo, entre outros. Os elementos básicos que a compõem são: carbono, oxigênio, hidrogênio e traços de muitos íons metálicos, formando materiais poliméricos complexos. Segundo Lepage e Salis [4], os componentes principais da madeira são: celulose, hemicelulose e lignina, mas podem conter ainda outros elementos estranhos a esses polímeros, na forma de extrativos orgânicos e inorgânicos em proporções semelhantes às apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Composição química aproximada da madeira por categorias das árvores segundo Lepage e Salis [4].

Componentes principais	Coníferas	Folhosas
Celulose	42% ± 2%	45% ± 2%
Hemicelulose ou Poliose	27% ± 2%	30% ± 5%
Lignina	28% ± 2%	20% ± 4%
Extrativos	5% ± 3%	3% ± 2%

Segundo Lepage e Salis [4], a celulose confere rigidez e resistência à madeira, formando as suas fibras. Já as hemiceluloses servem de matriz onde são depositadas as macromoléculas da celulose, enquanto que a lignina é um polímero que funciona como um material de cimentação, mantendo as fibras reunidas.

2.2 A madeira como material estrutural

Segundo Almeida [5], a madeira é um material originário do tecido vegetal formado por um sistema vascular constituído por elementos tubulares denominados de fibras ou traqueídeos, orientados na direção vertical (longitudinal) e radial ao tronco, conforme ilustra a Figura 1.

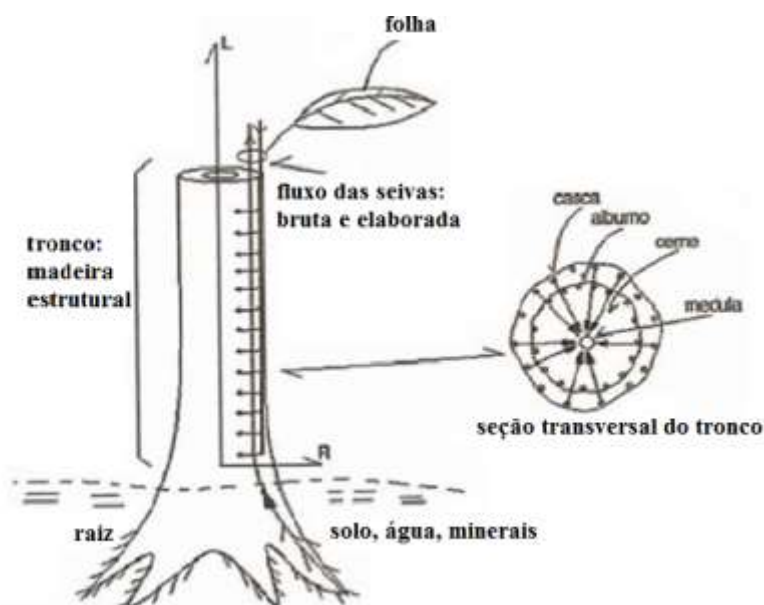


Figura 1: Diagrama esquemático da fisiologia da árvore, segundo Almeida [5].

Por ser um material anisotrópico, apresenta propriedades físicas diferentes, conforme os planos convencionais de observação de um tronco, e a madeira serrada, segundo Almeida [5], apresenta três planos de simetria elástica preferenciais, orientados nas direções longitudinal, radial e tangencial, conforme ilustra a Figura 2.

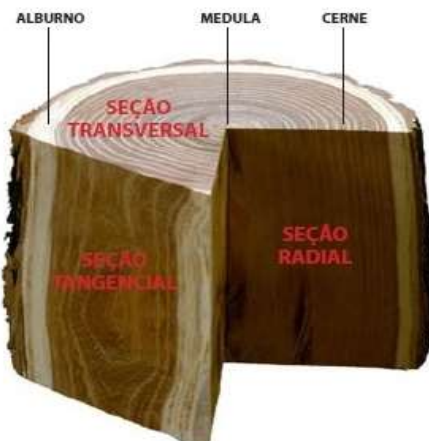


Figura 2: Planos de referência do tronco da madeira, segundo Lepage e Salis [4].

As madeiras, de acordo com as árvores que as produzem, podem ser classificadas em duas categorias: coníferas e folhosas. Segundo a publicação técnica da Montana Química S. A. [3], a organização celular das madeiras de coníferas é considerada simples, com ausência de vasos e são compostas principalmente de células semelhantes a tubos, sendo longas, estreitas e com extremidades fechadas chamadas de traqueídeos. Já as madeiras folhosas, que representam a maioria das madeiras brasileiras, apresentam estruturas bem mais complexas que as das coníferas, por apresentarem um maior número de tipos de células na sua composição. A principal diferença estrutural entre coníferas e folhosas é a presença de vasos, que são células condutoras que, unidas, formam um canal que vai das raízes até a copa, cuja função é conduzir líquidos.

2.3 Resistência das madeiras

Segundo Almeida [5], as principais propriedades estruturais da madeira serrada estão relacionadas separadamente para as coníferas e folhosas conforme indica a Tabela 2. Os valores são padronizados para mais de 500 espécies brasileiras e servem como orientação na escolha da madeira para ser utilizada na estrutura, apenas pela resistência característica à compressão paralela às fibras f_{c0k} . Na tabela 2, E_{c0m} representa o Módulo de Elasticidade na direção paralela às fibras e $\rho_{aparente}$ a densidade aparente. Os valores se referem à condição padrão de referência de $U=12\%$ de teor de umidade.

Tabela 2 – Classes de resistência para a umidade padrão = 12%, adaptado de Almeida [5].

Classes de Resistência	Coníferas			Folhosas		
	f_{c0k} (MPa)	E_{c0m} (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kg/m ³)	f_{c0k} (MPa)	E_{c0m} (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kg/m ³)
C20	20	3500	500	20	9500	650
C30	30	14500	600	30	14500	800
C60	-	-	-	60	24500	1000

Segundo Borges [2], na execução dos forros em estuque normalmente é utilizada a madeira maciça serrada obtida pelo beneficiamento do tronco, em dimensões padronizadas para o comércio, passando depois por um processo de secagem. Nas ligações com pregos, para evitar o fendilhamento da madeira, a norma NBR 7190:2012 [6], recomenda fazer uma furação prévia e prescreve que o diâmetro do prego não deve exceder 1/6 da menor espessura atravessada.

3. METODOS DE PESQUISA

3.1 Características da edificação e dos materiais

3.1.1 Descrição da edificação

O forro objeto deste estudo estava instalado em uma edificação composta de três casas “geminadas”, com paredes divisórias comuns, construída no início da década de 60 do século passado. As dimensões dos compartimentos são de 3,00 x 3,00 m, totalizando 9,0 m². Não há vigas, pilares ou lajes no corpo da edificação e o telhado e os forros se apoiam diretamente nas paredes, que têm 150 mm de espessura. Na realidade, essas paredes em alvenaria, executadas

com tijolos cerâmicos maciços de dimensões 10x20x30 cm, comuns na época da construção, têm função estrutural. Embora não tenha sido pesquisado o traço, os resíduos da demolição indicaram que as argamassas de assentamento e revestimento possuem na sua constituição areia, cimento e cal. Tanto as paredes como o forro em estuque foram rebocadas e pintadas. A fundação é em sapata corrida em concreto simples, assentada sobre a vala escavada no terreno e cuja base foi previamente compactada. O telhado é em estrutura de madeira convencional, composta de tesouras, terças, caibros e ripas, cobertas com telhas cerâmicas do tipo francesa, distribuídas em quatro águas. A Figura 3 ilustra a edificação em estudo.



Figura 3: Vista da fachada da edificação em que o forro sofreu colapso.

3.1.2 Madeiramento do forro e ligações com pregos

O forro é constituído basicamente por uma argamassa armada por uma tela metálica. A estrutura suporte é formada por peças de madeira dispostas ortogonalmente formando uma malha quadrada de aproximadamente 500 x 500 mm que se apoia nas paredes de alvenaria. Essa malha, na direção de menor vão do compartimento, é formada por sarrafos de seção transversal de 25x100 mm e, na direção oposta, por ripas de seção transversal de 25x50 mm e comprimento de 500 mm. Os modos de disposição e de ligação desses elementos estruturais são descritos por Borges [2] e ilustrados na Figura 4.

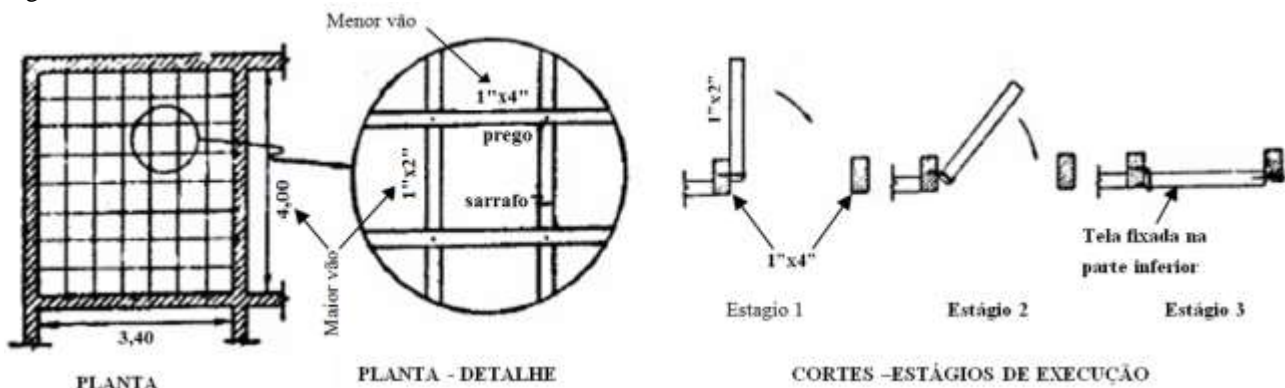


Figura 4: Detalhes das disposições das peças de madeira no forro, e de suas ligações, segundo Borges [2].

O processo executivo de fixação dos sarrafos de 25 x 50 mm, de travamento, descrito na Figura 4, mostra que em uma das extremidades, os pregos são inicialmente cravados com o sarrafo na vertical (Estágio 1), e posteriormente colocado na posição horizontal final às custas do dobramento do prego já fixado (Estágio 3). Na outra extremidade desse sarrafo de 25x50 mm, a cravação dos pregos se faz na horizontal, na direção das fibras da madeira, através do sarrafo de 25x100 mm. Alternativamente, para simplificar a colocação, o sarrafo de 25x50 mm pode ser fixado fora do alinhamento do sarrafo adjacente e neste caso a cravação dos pregos pode ser feita na posição horizontal definitiva. A única diferença é que esses sarrafos deixam de ser alinhados e os módulos não são iguais.

Sendo a ligação entre as barras feita por meio de dois pregos, certamente existem diferenças de rigidez em cada direção. Essa estrutura de madeira é executada desligada da estrutura do telhado para evitar que as movimentações devido às ações e às variações de umidade e de temperatura sejam transmitidas ao forro, que, por ser constituída por uma camada de argamassa rígida, é suscetível de fissuração. Evidentemente a estrutura suporte deve ser dimensionada e/ou verificada para resistir aos esforços solicitantes e não sofrer deformações excessivas, como qualquer outro componente estrutural da edificação.

Segundo Borges [2], o espaçamento entre os sarrafos variava entre 300 e 500 mm, conforme as dimensões dos compartimentos, de modo que a argamassa ficasse confinada em no máximo uma placa quadrada de 500x500 mm, para

evitar deformações e fissurações. Esses módulos do entramado, além de facilitar a colocação da argamassa, permitem que as emendas da tela sejam sempre feitas sobre um sarrafo de madeira, favorecendo a economia e a segurança. A tela metálica era fixada por pregos em todos os 4 lados de cada módulo, garantindo o apoio do conjunto tela+argamassa na estrutura de madeira, de modo semelhante a um sistema de lajes apoiadas em todo o seu contorno.

Borges [2] sugere que as dimensões mínimas das seções transversais das peças de madeira que formam a estrutura suporte sejam selecionadas em função das dimensões e do maior vão do compartimento a ser forrado, conforme a Tabela 3, onde também estão indicadas as direções de colocação de cada peça. Nesta tabela as peças de madeira são designadas por suas nomenclaturas comerciais (sarrafos), dimensões (bitolas) em polegadas e entre parênteses, as correspondentes em milímetros.

Tabela 3 – Dimensões e disposições das peças de madeira no forro em função dos vãos, segundo Borges [2].

Compartimento (m ²)	Maior vão (m)	Seção transversal dos sarrafos		Direção de colocação
		(polegadas)	(mm)	
≤4,0 x 6,0	≤3,50	1" x 4"	(25 x 100)	Menor vão Maior vão
	>3,50	1" x 6"	(25 x 150) (30 x 120) (peroba)	
		1" x 2"	(25 x 50)	
>4,0 x 6,0	>4,0	1" x 6"	(25 x 150) (30 x 120) (peroba)	Menor vão
		1" x 2"	(25 x 50)	Maior vão
		1" x 12"	(25 x 300) (tabua de pinho)	Perpendiculares aos sarrafos maiores

Os sarrafos maiores, de 25 x100 mm, são colocados de forma a se apoiarem nas paredes de alvenaria nas suas duas extremidades, trabalhando como uma viga. Para vãos maiores, segundo Borges [2], muitas vezes eram adicionadas peças de maiores dimensões, como por exemplo, tábuas de 25x300 mm, na tentativa de minorar as deformações e aumentar a resistência e a rigidez do conjunto. A estrutura suporte do forro é concluída quando todos os sarrafos são pregados formando painéis em módulos não maiores que 500x500 mm e a tela fixada em todo o contorno de cada um dos módulos. A Figura 5 ilustra a vista inferior de uma estrutura de madeira para forro em estuque sem a tela e sem a argamassa.



Figura 5: Vista inferior do entramado de madeira para suporte do forro depois da retirada da tela e da argamassa.

A Figura 6 mostra a vista superior de um forro pronto sendo ambos executados na mesma época (aproximadamente 50 anos atrás) que o forro em estudo.



Figura 6: Vista da face superior de forro existente, evidenciando as extremidades dos sarrafos 1"x4" apoiadas na parede.

A tela normalmente utilizada é comercialmente conhecida como tela Deployé ou tela de estuque. Este tipo de tela é fabricado a partir de finas chapas metálicas que são recortadas e depois expandidas no sentido transversal até atingir a largura pré-programada. Depois de pronta, recebe uma pintura por imersão de material betuminoso e apresenta uma cor escura, sendo comercializada em rolos de 100 m de comprimento, e largura de 0,50 m ou 1,00 m. A tela normalmente utilizada no forro é a que possui abertura de 1" (25,4 mm).

Como tanto a fixação da tela como a ligação entre os sarrafos é feita através de pregos, normalmente a madeira utilizada é macia. Os pregos são peças metálicas cravadas na madeira com impacto. A penetração do prego se faz principalmente com o afastamento forçado das fibras resistentes da madeira. Segundo Valle [7], as ligações pregadas possuem rigidez variável em função da concentração de pregos e do número de ciclos de carga da ligação e os principais modos de ruptura da ligação dependem da resistência da madeira ao esmagamento e ao cisalhamento pelos contatos. O deslocamento lateral das fibras com o prego penetrando como uma cunha pode causar uma ruptura na peça que se manifesta sob forma de fendilhamento ou fissura, diminuindo a resistência da ligação. A norma NBR 7190:2012 [6], fornece fórmulas empíricas para as cargas admissíveis de ligações com pregos e parafusos, que dependem principalmente da resistência, da umidade da madeira e das disposições construtivas da ligação.

Segundo Almeida [5], no projeto de ligações das estruturas de madeira a segurança é verificada em relação aos modos de ruptura esquematizados na Figura 7.

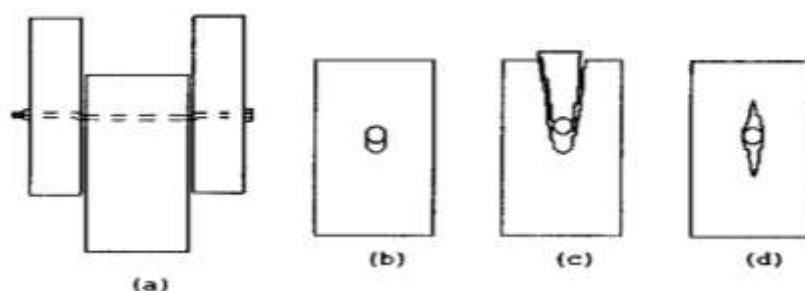


Figura 7: Modos de ruptura das ligações com pinos ou pregos segundo Almeida, Apud Valle [8]

- (a) plastificação do pino, (b) embutimento na madeira,
(c) cisalhamento da madeira, (d) fendilhamento

3.1.4 A aplicação da argamassa

Segundo Borges [2], a aplicação da argamassa pode ser feita de duas maneiras: pela face superior ou pela face inferior da tela. Na aplicação pela parte superior, enquanto a argamassa é aplicada preenchendo cada módulo do entramado, na parte inferior é utilizado um artefato denominado de esparável para vedar e garantir que a argamassa permaneça entre as aberturas da tela. Esse artefato encontra-se ilustrado na figura 8 e é constituído por uma placa quadrada de madeira com um apoio central que serve de cabo para manuseio e normalmente é confeccionado na própria obra. Após essa camada adquirir resistência inicial, o acabamento final do forro é feito com a aplicação, de baixo para cima, de uma camada de argamassa do tipo reboco normal.

Alternativamente, a aplicação da argamassa pode ser feita apenas pela parte inferior, com um operário pressionando a argamassa firmemente através da tela. Neste caso o artefato para aplicação da argamassa, (esparável) deve ser revestido por uma camada de estopa ou material similar. De acordo com Borges [2], este segundo tipo de aplicação é menos econômico e apresenta mais falhas, pois está facilmente sujeito a irregularidades, tanto na espessura como no

acabamento final do forro. Entretanto, nos dois casos, quando bem executado, a aparência final do forro em estuque não é muito diferente daquela de uma laje de concreto revestida com reboco.

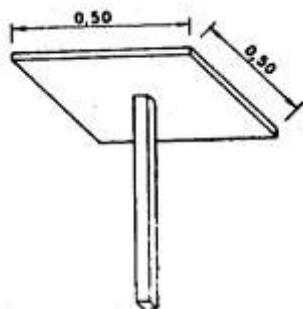


Figura 8: Detalhe do artefato (esparável) utilizado na aplicação da argamassa no forro, segundo Borges [2].

A aplicação da argamassa é sempre feita preenchendo módulo por módulo em sequencia, até completar toda a área do compartimento a ser forrado. Segundo Borges [2], a argamassa de preenchimento do forro normalmente era constituída de cal, cimento e areia. O traço deve fornecer consistência tal que permita a aplicação de forma a que a tela seja facilmente preenchida, tenha secagem rápida para atingir uma resistência suficiente para o prosseguimento dos serviços. A espessura final da argamassa gira em torno de 3 a 5 cm, já contando o acabamento final de reboco.

3.2 Biodeterioração da madeira e ação de cupins

Segundo a publicação técnica da Montana Quimica S. A. [3], a deterioração da madeira pode ocorrer por ação de agentes físicos, químicos e biológicos. O ataque de agentes biológicos depende das condições ambientais de temperatura, oxigênio e umidade e, no caso em estudo, onde a estrutura de madeira do forro encontra-se protegida das intempéries, o principal agente responsável pela patologia que levou ao colapso parcial, foi um inseto conhecido como cupim ou térmita. Segundo Lepage e Salis [4], os cupins fazem parte da espécie isóptera e desenvolvem-se a partir de ovos e o seu crescimento é acompanhado de metaforfoses progressivas, com o inseto sofrendo diferenciações nas diversas fases por que passa ao longo de sua vida. Os cupins são insetos sociais, isto é, vivem em colônias onde as atividades são distribuídas de modo semelhante a um sistema de castas, pois convivem indivíduos com características físicas diferentes.

Segundo a publicação técnica da Montana Quimica S. A. [3], uma colônia típica abriga três castas: a dos operários, a dos soldados e a dos reprodutores, conforme ilustra o ciclo de vida descrito na figura 9.

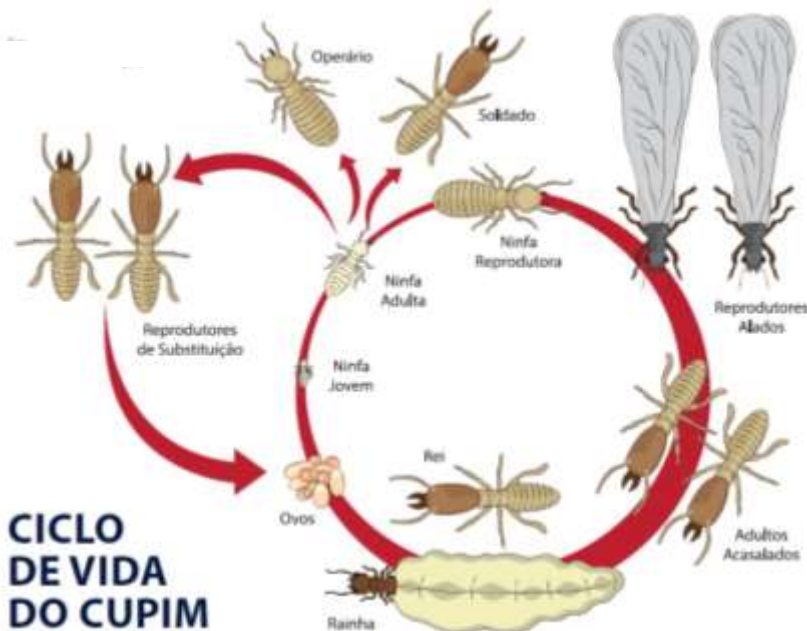


Figura 9: Ciclo de vida do cupim com as diversas formas, conforme Lepage e Salis [4].

Os operários, que representam a maior proporção da população da colônia, são indivíduos cegos, sem asas e são os responsáveis pelo suprimento de alimento, que provém principalmente do material celulósico da madeira. Possuem bocas relativamente pequenas, mas suas mandíbulas são adaptadas para cortar e dilacerar fragmentos de madeira e outros alimentos. Os operários são ainda responsáveis por muitas outras atividades da colônia, como limpeza, construção e manutenção das galerias.

Dentre os diversos tipos de cupins existentes, os que infestaram o forro do caso em estudo foram os cupins de madeira seca, que, segundo a publicação das Montana Química S. A. [3], são os que constituem suas colônias dentro de peças de madeira com baixo teor de umidade. Suas colônias não são tão numerosas como as das outras espécies e eles constroem diversas galerias por onde circulam e realizam as suas atividades. Acumulam suas fezes em forma de pequenos granulos ovalados em cavidades situadas próximas à superfície da madeira que, de tempos em tempos, precisam ser esvaziadas como operações de limpeza das galerias. Para tanto, são perfurados pequenos orifícios por onde esses dejetos são descartados. Geralmente só nessa fase, através da presença dos grânulos no ambiente, é que o ataque dos cupins é detectado. Apesar da deterioração causada pelo cupim de madeira seca ser mais lenta, ainda não há estudos que permitam determinar a velocidade de degradação.

Harverty and Nutting [8] relatam estudos visando determinar a velocidade de ataque dos cupins, através da quantidade de madeira cortada pelos cupins operários de algumas espécies, relacionando com fatores influentes tais como temperatura ambiente, umidade, espécie, tipo de madeira e outros.

Segundo Lepage e Salis [4], embora causem danos em estruturas e móveis de madeira, os cupins são importantes para o equilíbrio ecológico, pois transformam a madeira podre e a celulose em material orgânico, contribuindo para a preservação do meio ambiente e não causam nenhuma doença diretamente para os seres humanos.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Infelizmente quando os autores deste trabalho foram acionados, os resíduos do forro colapsado já haviam sido removidos do local. As informações relativas ao acidente foram relatadas pelo morador e um dos operários encarregados pela remoção dos entulhos. Segundo o morador, ele já havia observado a presença de fissuras e deformações no teto havia já algum tempo e numa manhã, cerca de um terço do forro caiu repentinamente sobre os móveis do quarto, produzindo muito pó e barulho. O resto do forro permaneceu suspenso e preso pela tela na parte ainda suportada pela parte intacta da estrutura de madeira. Esta parte foi posteriormente demolida e removida. Os compartimentos adjacentes foram vistoriados e vestígios de ataques de cupins foram encontrados em outro quarto. Na Figura 10 é possível verificar a natureza e as características desse ataque, antes e depois do início da demolição do forro.



a) Antes da demolição;



b) Início da retirada da argamassa e tela



c) Danos próximos ao apoio

Figura 10: Danos causados no forro do quarto adjacente visualizados antes (a) e após o início da demolição (b) e (c).

A Figura 6 ilustra uma vista superior do forro antes da intervenção, onde não é possível perceber a ação dos cupins. Segundo Lepage e Salis [4], uma das características da ação dos cupins de madeira seca é o ataque apenas da parte interna da madeira, com a construção de galerias, conforme ilustra a parte inferior da Figura 10 a. Na realidade, nessa situação as galerias só se tornaram visíveis após a retirada da superfície externa da peça da madeira, cuja espessura havia sido reduzida a dimensões milimétricas e que, fragilizada, rompia-se ao toque das mãos. Na demolição do forro, nas regiões atacadas pelos cupins, a operação de retirada da argamassa provocava a ruptura da parte inferior dos sarrafos e o conjunto argamassa + tela + fundo do sarrafo se destacava do resto da estrutura portante, conforme ilustram as Figuras 10 b e 10 c. Nesse compartimento, de 9,00 m², a área afetada pelo ataque de cupins se restringiu a aproximadamente 3,00 m². Foi observado ainda que nos locais não afetados pela ação dos cupins a estrutura do forro permaneceu praticamente intacta sem aparente redução de resistência.

A carga atuante no forro, supondo a espessura da argamassa com 4,0 cm, foi estimada em 73 kgf/m².

Considerando, a favor da segurança, que o sarrafo de 25 x 100 mm trabalhe como uma viga isolada e simplesmente apoiada com 3,00 m de vão, o cálculo estrutural resulta em um momento fletor máximo de 44,00 kgf.m e um cortante máximo de 58,50 kgf. A seção transversal do sarrafo é suficiente para resistir com segurança a esses esforços.

Embora não seja possível precisar a forma como ocorreu o acidente que culminou com o colapso, a demolição do forro simulando um carregamento crescente com aplicação de força vertical de cima para baixo indicou duas principais formas de ruptura, conforme ilustram as Figuras 11 e 12. A primeira, uma ruptura por cisalhamento, semelhante a um corte puro, conforme a Figura 11. A outra forma de ruptura observada foi por tração diagonal, com a linha de ruptura inclinada propagando-se da região afetada em direção ao trecho central da peça, conforme ilustra a Figura 12.



Figura 11: Ruptura por cisalhamento com corte puro durante demolição com aplicação de carga vertical crescente.



Figura 12: Ruptura por cisalhamento durante demolição com aplicação de carga vertical crescente.

5. CONCLUSÕES

Atualmente, as estruturas de concreto de edificações são projetadas, segundo a NBR 15575:2003 [9], para uma vida útil de no mínimo, 50 anos. No caso estudado, o colapso de parte de um forro com mais de 50 anos de idade só ocorreu após a deterioração de parte da estrutura de sustentação em madeira resultante de um ataque de insetos, mais especificamente, cupins. Nos outros ambientes e casas próximas ao local do acidente, não foram observados indícios de deterioração da estrutura de madeira de forros similares. Isso se deve ao fato de que as condições ambientais em que se encontram os forros estudados, com baixa umidade e ausência de luz solar, são favoráveis à durabilidade da madeira e do aço. Além disso, a maioria das cargas são do tipo permanentes e de baixa intensidade, com pouca incidência de cargas acidentais, como vento, trânsito de pessoas ou vibrações.

Aparentemente, a associação da argamassa relativamente rígida, mas com adição de cal, com a tela metálica fixada por pregos em uma estrutura em madeira com ligações pregadas não muito rígidas, e que está apoiada em paredes de alvenaria, resultou em um conjunto com bom grau de compatibilidade e eficiência.

O ataque de cupins não é perceptível sem uma inspeção a partir do telhado para visualização da face superior do forro, pois os dejetos dos cupins não são visíveis pelo usuário como no caso de móveis e estruturas aparentes de madeira. Pela parte inferior do forro, a percepção só é possível após danos como deformações ou fissurações, que podem também ser de origens diversas, como por exemplo, vibrações, deformações naturais da madeira por variações de umidade ou de temperatura, etc.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Importantes informações sobre o comportamento do sistema estrutural foram colhidas durante a demolição de forro localizado em compartimentos contíguos ao do forro que sofreu o colapso. Foi possível constatar que o ataque de cupins de madeira seca se faz por colônia isoladamente e geralmente se restringe a uma peça de madeira e as que nela estão ligadas, sendo então um ataque localizado e, além disso, se processa de forma lenta. Se descoberto a tempo a recuperação e/ou reforço é possível sem grandes problemas na maioria dos casos. A eliminação dos cupins é facilmente executada por empresas especializadas e existem hoje no mercado diversos produtos comerciais específicos. Se o ataque for de grandes proporções, a demolição do forro é muito fácil de ser executada.

No caso estudado, o colapso aconteceu por deterioração da madeira por ação dos cupins, e observou-se que a tela metálica não apresentou sinais de corrosão apesar do tempo de vida de 50 anos.

A operação de demolição foi realizada com a aplicação de forças verticais atuando na tela metálica no sentido de cima para baixo e indicaram que os principais modos de ruína tiveram como causa, a ruptura por cisalhamento. Na ligação entre os sarrafos, ocorreu praticamente um corte puro, separando as peças de madeira. Já na parte inferior do sarrafo, ocorreu um cisalhamento paralelo às fibras longitudinais horizontais, com o plano de ruptura se manifestando próximo da posição da tela metálica. Posteriormente esse plano de ruptura assumiu uma trajetória inclinada e se propagou em direção à região central do sarrafo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Nascimento, C. B. – *Deterioração de forro em estuque reforçado com ripas vegetais: o caso “Vila Penteado”* FAUUSP. Dissertação de Mestrado – EPUSP, São Paulo, 2002, 244 p.
- [2] Borges, A. C. – *Prática das pequenas construções Vol. II*. São Paulo, Edgard Blücher, 1975, 144 p.
- [3] Montana Química S.A. – *Biodeterioração e preservação de madeiras*. DATE/TDC – Departamento de Apoio e Desenvolvimento Técnico / Treinamento e Desenvolvimento Comercial, 75 p.
- [4] Lepage, E. S.; De Salis, G. A. – *Atualização e preservação de madeiras*. São Paulo: Editora, 2015, 64 p.
- [5] Almeida, P. A. O. – “Madeira como Material Estrutural” in *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais vol.2*, ed. G.C. Isaia. 2ª ed., São Paulo, IBRACON, 2010, pp. 1241-1264.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190: Projeto de estruturas de madeiras. Rio de Janeiro, 2012.
- [7] Valle, A. – *Estruturas de Madeira I - ECV 5251 Notas de aula* - Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, 2015.
- [8] Harverty, M. I.; Nutting, W. L. – *Natural wood-consumption rates and survival of a dry-wood and subterranean termite at constant temperatures*. Annals of the Entomological Society of America, march, 1974, pp.153-157.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 2: requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013, 31 p.



**ANÁLISE DO DESENVOLVIMENTO DA CARBONATAÇÃO E DO DESGASTE
SUPERFICIAL DO CONCRETO: UM ESTUDO DE CASO REALIZADO NA ECLUSA 1 DO
SISTEMA DE TRANSPOSIÇÃO DE DESNÍVEL DA BARRAGEM DE TUCURUÍ**

T. OLIVEIRA

Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
thaisvaladares.94@gmail.com

A. NOGUEIRA

Engenheiro Civil
Eletrobras Eletronorte
Pará; Brasil
andre.nogueira@eletronorte.gov.br

RESUMO

O concreto é um material normalmente exposto a mecanismos de deterioração, capazes de reduzir sua vida útil. Dentre eles, faz-se possível citar uma patologia largamente difundida, a carbonatação. Esta é uma reação natural em estruturas de concreto, decorrente da absorção por este material do dióxido de carbono (CO₂) presente na atmosfera. Índices moderados de carbonatação podem ser benéficos ao concreto. No entanto, ela provoca a neutralização dos álcalis do cimento, reduzindo o potencial hidrogeniônico (ph) deste material, e a despassivação da armadura (quando presente). Foi objeto deste estudo a Eclusa 1, componente do Sistema de Transposição de Desnível da Barragem de Tucuruí, cujo concreto tem, em média, 33 anos. Sendo uma obra hidráulica, o concreto está inevitavelmente exposto a alternância de cheias e estiagens, obtendo-se como produto o desgaste superficial do mesmo e a consequente exposição dos agregados. A este trabalho interessa a análise dos processos citados, a carbonatação e o desgaste superficial do concreto, bem como sua inter-relação. Foram extraídos onze testemunhos do paramento, em três faixas horizontais pré-estabelecidas, uma delas acima da cota máxima do nível d'água: referência para a pesquisa. Foram verificados a profundidade de carbonatação e o desgaste superficial, medido considerando o afastamento entre o cume dos maiores agregados expostos e a base argamassada. Observou-se que a profundidade de carbonatação nos testemunhos de referência foi maior, em contrapartida, seu desgaste superficial era praticamente nulo. Por outro lado, aqueles extraídos nas faixas estabelecidas abaixo do nível d'água apresentaram resultados inversos.

Palavras-chave: carbonatação, desgaste, eclusa.

ABSTRACT

Concrete is a material normally exposed to deterioration mechanisms, able to shorten its life. Among them, it is possible to mention a widespread pathology, the carbonation. This is a natural reaction in concrete structures that occur due to the absorption of carbon dioxide (CO₂) present in the atmosphere by this material. Moderate carbonation indexes can be beneficial to concrete. However, it causes the neutralization of the cement alkalis, reducing the hydrogenionic potential of this material, and the depassivation of the reinforcement (when present). The object of this study was the Lock 1, component of the Transposition System of Tucuruí Dam, which concrete has on average 33 years. Being a hydraulic work, the concrete is inevitably exposed to alternating floods and droughts, obtaining, as product, the wear of its surface and the consequent exposure of aggregates. To this work concerns the analysis of the aforementioned processes, carbonation and surface wear of the concrete, as well as their interrelationship. Eleven testimony of the vestments were extracted in three pre-established horizontal bands, one above the maximum level of the water: reference for research. The depth of carbonation and surface wear were recorded, that last one considering the measured distance between the summit of the larger aggregates and the exposed base grouted. It was observed that the carbonation depth in the reference testimonies was larger, however, its surface wear was almost null. Moreover, those extracted in the ranges stated below water level showed opposite results.

Keywords: carbonation, wear, lock.

1. INTRODUÇÃO

A 300 Km em linha reta ao sul de Belém, no estado do Pará, foi construída uma barragem no rio Tocantins, nas proximidades da cidade de Tucuruí, e nela foram implantadas a Usina Hidroelétrica de Tucuruí (UHE Tucuruí) e seu Sistema de Transposição de Desnível.

A UHE Tucuruí foi construída visando à geração de energia elétrica. Já o Sistema de Transposição de Desnível de Tucuruí, formado por duas eclusas e dois canais, é parte da projetada Hidrovia Araguaia-Tocantins e tem a função de permitir que embarcações atravessem o desnível criado pela barragem. Tanto a construção da UHE, quanto a do Sistema de Transposição foi realizada em duas etapas sucessivas [1].

Na primeira etapa, entre 1975 e 1992, foi concluído o barramento do rio Tocantins, construídos o vertedouro e a Casa de Força 1, onde foram instaladas doze máquinas de 350MW, sendo que a primeira unidade geradora entrou em operação em 1984. Na segunda etapa, entre 1998 e 2006, foi construída a Casa de Força 2 e nela instaladas mais onze unidades geradoras de 375MW, totalizando 8370MW de capacidade instalada [1].

A Eclusa 1 está localizada na barragem de terra, fato que interferiu no programa de enchimento do lago, levando a necessidade de edificar sua cabeça de montante na 1ª etapa de construção, entre os anos de 1982 e 1984. A partir daí, o ritmo de obra foi diminuindo até a sua completa paralisação em 1989. As obras foram retomadas em 1999 e após sucessivas paralisações e retomadas, foram finalmente concluídas em 2010 [2]. A localização da Eclusa 1 em relação ao complexo da barragem de Tucuruí pode ser observada na **Figura 1**.



Figura 1: Vista aérea do barramento do rio Tocantins, destacando as principais estruturas de concreto que o compõe [1]

O volume total de concreto aplicado nas duas etapas de construção da barragem foi de aproximadamente 8.000.000 m³ (oito milhões de metros cúbicos), aos quais se somaram os aproximadamente 1.200.000 m³ (um milhão e duzentos mil metros cúbicos) de concreto do Sistema de Transposição de Desnível. A eclusa de montante (Eclusa 1) é constituída por uma câmara de 210 m de comprimento e 33 m de largura. Tem a finalidade de fazer a ligação entre o reservatório e o canal intermediário. Nela foi consumido um volume de aproximadamente 736.000,00 m³ (setecentos e trinta e seis mil metros cúbicos) de concreto, sendo aplicados 410.000,00 m³ (quatrocentos e dez mil metros cúbicos) na 1ª etapa e o restante na 2ª etapa [2].

Como objeto de estudo desta pesquisa foi escolhido o paramento de montante do Muro de Ligação Esquerdo, bloco 1A1 da Eclusa 1 (**Figura 2**). Os critérios considerados para esta decisão foram: 1) o fácil acesso por pessoal autorizado ao local, não estando inserido em área restrita ou de elevada periculosidade – ele não pertence ao SEP (Sistema Elétrico de Potência) e não possui equipamentos eletromecânicos ligados à geração; 2) o pioneirismo dos materiais e dos métodos construtivos adotados – foi a primeira estrutura permanente no Brasil a receber Concreto Compactado a Rolo, em 1982;

3) o tempo de operação (31 anos); e 4) os seus dados históricos (banco de informações). Valendo salientar que a barragem não apresenta nenhuma sinalização de comprometimento a sua segurança e vida útil.



Figura 2: Eclusa 1 do Sistema de Transposição de Desnível de Tucuruí, observada de jusante para montante

A Eclusa 1 está localizada de tal forma que o eixo da Barragem de Terra passa por sua cabeça de montante. Sendo ela, portanto, uma estrutura de gravidade, integrada à barragem e não armada. A conexão entre ambas é feita por Muros de Ligação (Blocos 1A1, 1A2, 1C1 e 1C2).

Um dos aspectos mais importantes da tecnologia do concreto é o seu comportamento perante a ação de agentes agressivos. Algumas substâncias químicas são capazes de provocar a deterioração do concreto, podendo comprometer a utilização da estrutura. No entanto, para que isso ocorra, essas substâncias devem se encontrar em estado eletroliticamente ionizado, isto é, dispersas em meio líquido que permita sua dissociação [3].

Os agentes agressivos podem exercer ações de natureza física ou química: as de natureza física são caracterizadas por fenômenos de abrasão e lixiviação atuando sobre a estrutura de concreto; e as de natureza química, por sua vez, são decorrentes do intercâmbio de íons em meio aquoso, dando origem a compostos solúveis e insolúveis responsáveis pela geração de tensões capazes de desagregar o concreto [3].

Quando o contexto é a qualidade do concreto, geralmente há uma preocupação imediata em relação à sua resistência, esquecendo-se muitas vezes do fator fundamental, a durabilidade. Essencial especialmente em obras hidráulicas, onde o emprego de concreto é massivo.

Conforme conceito presente na literatura, “a durabilidade do concreto é definida como sua capacidade de resistir a ações das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração” [4]. Dependendo das condições climáticas e ambientais, o concreto está submetido aos efeitos de um conjunto de agentes agressivos e de diferentes fatores destrutivos, que podem atuar de maneira isolada, associando-se a cada um deles efeitos característicos. O resultado das interações ambientais com a microestrutura do concreto é a mudança de suas propriedades.

Em relação à exposição ao meio, à superfície do paramento de montante do corpo da barragem de uma usina hidroelétrica pode ser dividida em três zonas distintas, quais sejam:

- **Zona submersa** - A maior fração esta quase sempre submersa, ou seja, em contato constante com a água do reservatório. Estas águas podem conter vários componentes agressivos ao concreto, tais como: resíduos provenientes de indústrias instaladas às margens do reservatório; defensivos agrícolas de plantações; matéria-orgânica proveniente da decomposição da vegetação existente no local antes do enchimento do reservatório; além da própria água do manancial;

- **Zona acima do nível máximo** - Uma parcela da superfície do paramento encontra-se acima do nível máximo do reservatório. Portanto, em contato constante com os gases atmosféricos e sujeita aos meios de degradação relacionados a estes, como é o caso da carbonatação;
- **Zona entre o mínimo e o máximo operacionais** – A terceira parcela do paramento encontra-se hora submersa e hora exposta ao ar. Esta superfície, quando submersa, esta em contato com a água do reservatório e seus agentes agressivos; já quando o nível do reservatório baixa ela passa a estar exposta ao ar e, conseqüentemente, a carbonatação. Porém, os mecanismos de degradação não ocorrem isoladamente, nem simplesmente se somam, eles operam em conjunto, cada um a seu tempo, de modo que esta zona esta sujeita a uma forma singular de agressão.

Em virtude de sua peculiar característica, a superfície objeto deste estudo está contida na zona entre o mínimo e o máximo operacionais. Neste caso, como os níveis de montante da Eclusa 1 são os do reservatório, o máximo normal é a cota 74,00 m e mínimo, a cota 58,00 m – cotas em relação ao nível do mar. Portanto, o presente estudo esteve concentrado no desgaste superficial do concreto do paramento de montante do bloco 1A1 da Eclusa 1 entre as cotas 74,00m e 58,00m. A localização deste bloco em relação a estrutura como um todo esta ilustrada na **Figura 3**.

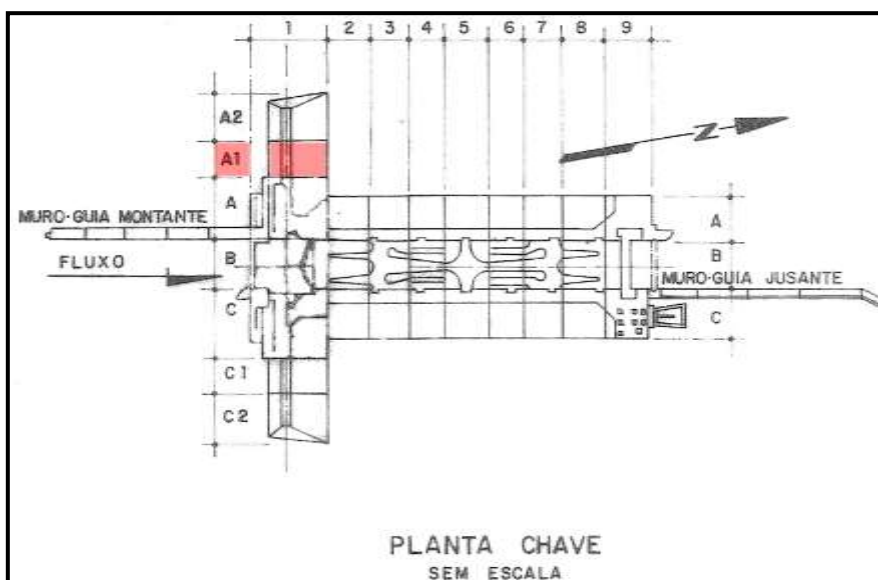


Figura 3: Planta chave da Eclusa, sem escala, evidenciando a localização do bloco 1 – A1 [2]

Hoje, 31 anos após o enchimento do reservatório, a superfície de concreto do paramento estudado apresenta aspecto áspero, com os agregados expostos. Logo, a camada de argamassa que no momento da concretagem criava uma película entre o agregado e a fôrma deteriorou-se, como pode ser observado na **Figura 4**. A quantificação deste desgaste e a investigação de suas causas foram estudadas e os resultados serão apresentados no decorrer deste artigo.



Figura 4: Foto ilustrando o desgaste superficial do paramento de montante da Eclusa 1



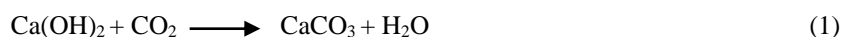
Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A carbonatação é definida como um processo físico-químico que progride lentamente no interior das estruturas de concreto pela penetração do dióxido de carbono (CO_2), a partir da superfície externa para a interna. Ela ocorre naturalmente, dependendo apenas da concentração deste gás na atmosfera e da variação de umidade no local analisado. O avanço da frente de carbonatação está diretamente atrelado à facilidade que o CO_2 encontra para se difundir através da camada de revestimento do concreto em um intervalo de tempo. A penetração de CO_2 é regulada pelos mecanismos de transporte e se dá pela difusão de gases por entre os poros e fissuras. Dessa forma, a estrutura dos poros e a configuração das fissuras, bem como a umidade presente nos vazios são fatores determinantes para o ingresso do CO_2 no interior da matriz cimentícia [4].

O CO_2 é capaz de se combinar com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente na pasta de cimento, dentre outros produtos envolvidos no processo de hidratação, resultando em compostos como o carbonato de cálcio (CaCO_3). Basicamente, a reação se desenvolve como demonstrado na **Equação 1** [5].

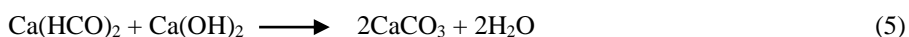
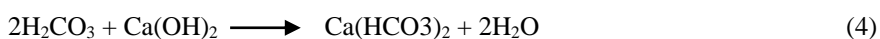


A camada superficial do concreto quando carbonatada tem aumentada sua resistência mecânica e reduzida sua permeabilidade, devido à baixa solubilidade do CaCO_3 em água. Porém, em águas com elevadas taxas de CO_2 , há a formação de ácido carbônico (H_2CO_3), advindo da associação entre a água (H_2O) e o dióxido de carbono dissolvido (CO_2) (**Equação 2**), que gradualmente dissolve a camada carbonatada, formando bicarbonatos solúveis (como exemplo o bicarbonato de cálcio - $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$), conforme descrito pela **Equação 3**. A este processo chamamos de difusão do carbonato de cálcio (CaCO_3 – insolúvel) devido ao ataque do ácido carbônico (H_2CO_3) [6].



A presença do ácido carbônico promove uma diminuição de pH no sistema, que se torna incapaz de manter o pH elevado, em função dos íons H^+ presentes, do C-S-H e dos componentes anidros (fases C3S ou C2S) remanescentes na pasta de cimento que se dissociam na forma de sílica amorfa. Como resultado, o concreto passa a se comportar como um material altamente poroso e frágil. Assim sendo, elevados níveis de carbonatação podem resultar em perda da integridade estrutural do material [6].

Como a superfície da água se encontra em movimento, o bicarbonato dissolvido é removido, abrindo caminho para que a reação continue se repetindo, deixando expostos os produtos finais não cimentícios em forma de géis de hidróxido de silício, alumínio e ferro, com inclusões de grãos de agregados. A **Equação 4** ilustra a repetição do processo, quando o hidróxido de cálcio é novamente atacado pelo ácido carbônico. A **Equação 5**, por sua vez, mostra este mesmo composto sendo atacado pelo bicarbonato de cálcio, formado como descrito anteriormente na **Equação 2**.



Embora a camada atacada possa ser muito fraca, ainda tem certa resistência de difusão o que retarda a degradação. Porém, quando a camada enfraquecida se separa do concreto (por erosão ou fragmentação), a taxa é ampliada. Daí, o CO_2 penetra para o interior da estrutura novamente, reage com o hidróxido de cálcio e o difunde para o exterior, formando novos CaCO_3 e deixando a superfície desgastada [6]. Este processo é gradual, contínuo e retroalimentado, contribuindo de maneira significativa com a degradação do bloco estudado.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a execução deste trabalho fez-se necessário realizar ensaio destrutivo no paramento da Eclusa 1, de modo a verificar a profundidade de penetração da carbonatação. O referido ensaio consistiu na extração de onze corpos de prova de concreto do paramento de montante do muro de ligação, com o auxílio de uma máquina extratora, marca EMIC, provida de coroa e cálice diamantado, com 100 mm de diâmetro, seguindo as recomendações da NBR 7680-1 [7], conforme possível.

Segundo esta norma, o ideal seria extrair testemunhos que se igualassem ou excedessem três vezes o Diâmetro Máximo Característico (DMC) do agregado do concreto analisado. Neste caso, o DMC é igual a 76 mm, o que exigiria extrações

de pelo menos 228 mm de diâmetro. Esta recomendação não pode ser seguida, devido à indisponibilidade de uma extratora com broca de tais dimensões.

Com os testemunhos extraídos foi possível ainda avaliar, empiricamente, o desgaste superficial do paramento. Partindo da comparação entre aqueles extraídos acima do nível máximo d'água (cota 74,00 m) – utilizados neste trabalho como referência –, cuja faixa de extração foi denominada “topo”, e daqueles extraídos abaixo deste, em duas faixas distintas, chamadas “meio” e “fundo”. Os pontos de extração e suas respectivas faixas de domínio estão demonstrados em uma planta esquemática, presente na **Figura 5**.

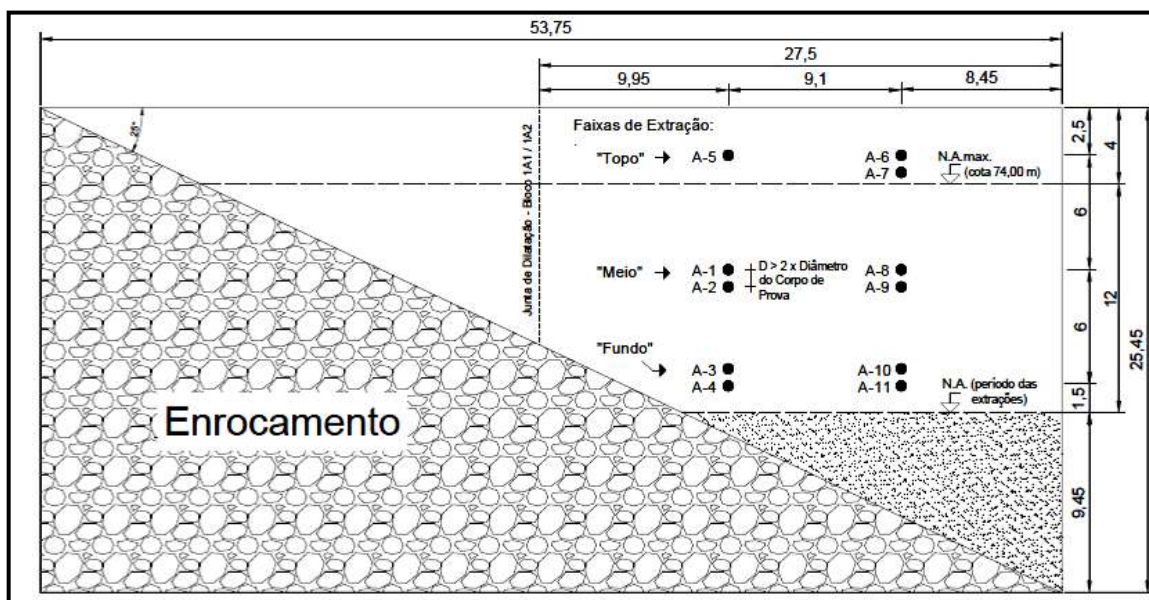


Figura 5: Vista esquemática demonstrando os pontos de extração de corpos de prova, no Bloco 1 – A1, da Eclusa 1

Os corpos de prova foram extraídos em novembro de 2015. Para a execução deste procedimento, foi essencial a ajuda de um guindaste permitindo descer no paramento e posicionar a extratora próxima a vertical. A mesma foi fixada no paredão de concreto com o auxílio de chapas de aço e chumbadores parabolt. A **Figura 6** ilustra as medidas adotadas para a extração dos testemunhos, conforme descrito.



Figura 6: a) Gaiola sustentada pelo guindaste durante o posicionamento e manipulação da extratora; b) Extração de testemunhos do paramento, destacando a fixação da extratora

Após a extração, cada corpo de prova recebeu borrifadas de solução de fenolftaleína, um indicador ácido-base comumente utilizado, preparado na proporção de 1% de fenolftaleína dissolvida em 99% de álcool etílico. Esta foi aplicada de modo a verificar a profundidade de penetração da carbonatação. Como é possível observar na **Figura 7**, após a aplicação da solução, uma região não sofre mudança de cor, indicando que possui ph abaixo de 8,5. Portanto,

constatando a presença da carbonatação. Enquanto isso, a outra área do testemunho adota coloração rosada, demonstrando que se encontra com ph elevado, de caráter básico, como o concreto normalmente se apresenta, com ph em torno de 12,5.



Figura 7: Forma como o corpo de prova se apresenta após ser submetido à solução de fenolftaleína. A seta indica a região carbonatada, que manteve sua cor original

Para quantificar a profundidade de penetração, contou-se com o auxílio de um paquímetro, marca Mitutoyo, modelo CD-8'' CS-B. A distância da extremidade externa do corpo de prova até a linha limítrofe entre a região rosada e a que manteve sua coloração original – não carbonatada e carbonatada, respectivamente – foi medida, considerando quatro pontos equidistantes marcados na base do corpo de prova, como pode ser observado na **Figura 8**.

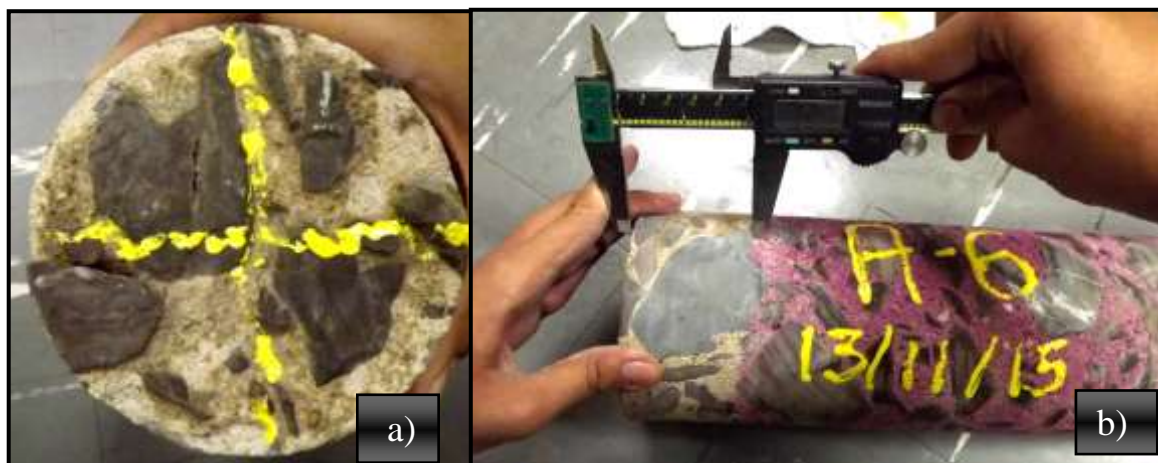


Figura 8: Procedimento de medição da profundidade de penetração da carbonatação, sendo: a) a marcação dos pontos equidistantes para a realização das leituras; b) medição com o auxílio do paquímetro

Quanto ao desgaste superficial, sua extensão foi mensurada empiricamente, também fazendo uso do paquímetro e em quatro pontos equidistantes, a partir da medição da distância entre o cume do maior agregado exposto e a base argamassada, utilizando como referência os testemunhos extraídos acima do nível d'água (A-5, A-6 e A-7), adotados como pouco ou não desgastados. A **Figura 9** ilustra os procedimentos adotados para a medição do desgaste superficial dos corpos de prova extraídos.

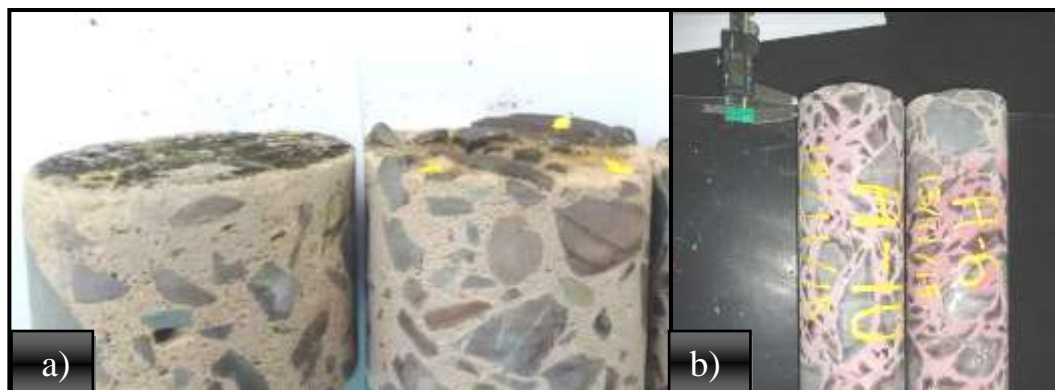


Figura 9: a) posicionamento dos corpos de prova, sendo clara a diferença entre a superfície do testemunho de referência, a esquerda, e o analisado quanto ao desgaste, a direita; b) medição da extensão desgastada, com auxílio de paquímetro e uma régua metálica, servindo de ponte de referência entre as amostras

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores obtidos para a profundidade de penetração da carbonatação nos testemunhos de concreto extraídos estão demonstrados na **Tabela 1**, onde se encontram frisadas ainda as faixas de profundidade as quais eles pertencem.

Tabela 1 – Resultados obtidos para a profundidade de penetração da carbonatação

Amostra	Data de extração	Faixa de profundidade	Profundidade de penetração da carbonatação (mm)				
			Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Média
A-1	12/11/2015	Meio	14,58	14,52	12,10	24,05	16,31
A-2	12/11/2015	Meio	26,74	37,45	10,85	30,96	26,50
A-3	12/11/2015	Fundo	11,43	13,48	11,23	13,89	12,51
A-4	13/11/2015	Fundo	19,85	17,99	29,09	25,83	23,19
A-5	13/11/2015	Topo	102,59	106,12	105,31	105,31	104,83
A-6	13/11/2015	Topo	52,40	49,55	52,85	47,98	50,70
A-7	13/11/2015	Topo	55,44	57,50	50,21	52,89	54,01
A-8	16/11/2015	Meio	26,57	39,52	25,12	9,51	25,18
A-9	16/11/2015	Meio	22,28	25,79	11,24	24,70	21,00
A-10	18/11/2015	Fundo	18,40	10,96	10,24	10,35	12,49
A-11	18/11/2015	Fundo	16,73	13,43	14,23	18,38	15,69

Como se pode notar pela análise da Tabela 1, todas as amostras, sem exceção, apresentam-se carbonatadas, ainda que em diferentes proporções. Isto evidencia o quanto a carbonatação é uma reação normal para estruturas de concreto, principalmente para aquelas de idade mais avançada, como a estudada (o paramento foi concretado há 33 anos).

É clara a diferença entre os resultados observados para os testemunhos de referência (topo) e aqueles advindos das faixas “meio” e “fundo”. Os testemunhos extraídos da faixa de profundidade “topo” foram os que apresentaram maiores valores para a carbonatação, fato que pode ser justificado pela maior exposição desta região, ao longo de todo o ano, ao ar atmosférico, estando mais propensa a absorção dos gases do meio, entre eles o CO₂, causador da reação.

Por outro lado, os resultados das faixas “meio” e “fundo” demonstraram valores mais tímidos de carbonatação, não superando a metade daqueles obtidos para a faixa de referência. Ambas as faixas seguiram basicamente a mesma proporção, isso porque em grande parte do ano elas ficam submersas, sem contato com o CO₂ atmosférico, estando submetidas, no máximo, aquele dissolvido na água. A faixa de profundidade “fundo” obteve resultados um pouco inferiores ao da faixa “meio”, o que se justifica pelo período em que as extrações foram executadas, pouco após sua exposição ao ar atmosférico, quando esta outra faixa já se encontrava exposta há algum tempo.

Como citado no capítulo anterior, foram utilizados testemunhos cujas dimensões não satisfazem as recomendações da norma. No entanto, tal fato não interferiu significativamente nos resultados deste ensaio, uma vez que o foco do estudo é a análise da profundidade de carbonatação no concreto do paramento, não a verificação da resistência à compressão dos testemunhos, objeto da norma citada. Logo, o diâmetro de 100 mm foi suficiente.

Em caráter ilustrativo, a **Figura 10** apresenta três gráficos, um para cada faixa analisada, demonstrando seus valores de profundidade de penetração da carbonatação. Conforme será possível notar por meio dela, a amostra A-5 se mostrou uma exceção, com valores em muito superiores aos demais da mesma faixa. Este acontecimento pode ser justificado por alguma fissuração ou falha de concretagem local, que acabou por ampliar a exposição desta região a mecanismos de deterioração, como a carbonatação.

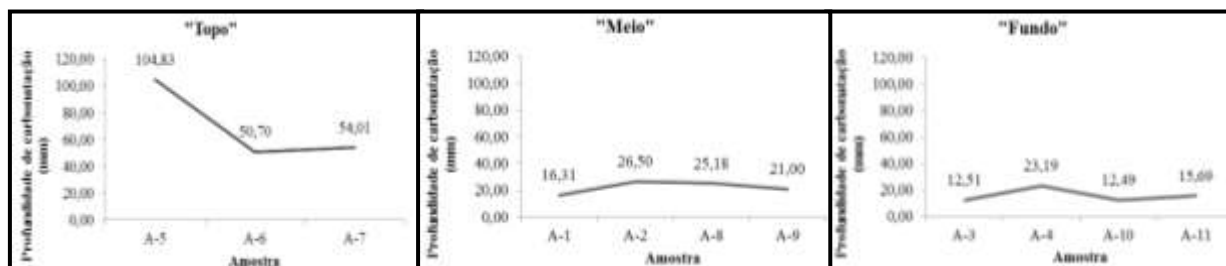


Figura 10: Gráficos ilustrando a profundidade de carbonatação nas faixas “topo”, “meio” e “fundo”, respectivamente

A **Tabela 2**, a seguir, apresenta os resultados obtidos para o desgaste superficial dos testemunhos. Sendo as amostras A-5, A-6 e A-7 utilizadas como referência em sua mensuração, seu desgaste foi considerado, por aproximação, nulo.

Tabela 2 – Resultados obtidos para o desgaste superficial

Amostra	Data de extração	Faixa de profundidade	Desgaste Superficial (mm)				
			Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Média
A-1	12/11/2015	Meio	5,93	5,48	8,12	4,39	5,98
A-2	12/11/2015	Meio	10,68	8,41	2,87	7,59	7,39
A-3	12/11/2015	Fundo	3,17	4,46	7,72	7,14	5,62
A-4	13/11/2015	Fundo	3,85	6,13	9,63	5,89	6,38
A-5	13/11/2015	Topo	-	-	-	-	-
A-6	13/11/2015	Topo	-	-	-	-	-
A-7	13/11/2015	Topo	-	-	-	-	-
A-8	16/11/2015	Meio	10,73	5,61	6,67	7,60	7,65
A-9	16/11/2015	Meio	5,45	4,50	5,07	4,29	4,83
A-10	18/11/2015	Fundo	8,56	7,91	5,29	6,52	7,07
A-11	18/11/2015	Fundo	2,62	2,68	5,85	5,84	4,25

Observando a média dos valores alcançados para o desgaste superficial, eles não seguem uma regra, variando aleatoriamente de acordo com o ponto de extração. São resultados próximos, variando do maior (7,65 mm) para o menor (4,25 mm) em apenas 3,4 mm.

O fato de todas as amostras extraídas abaixo do nível máximo d'água possuírem algum desgaste superficial evidencia a homogeneidade deste processo de deterioração em toda a região compreendida na zona entre o mínimo e máximo operacionais. Como descrito anteriormente, o desgaste advém da formação de ácido carbônico (H_2CO_3) na água do reservatório, devido à presença de CO_2 . Este composto dissolve a camada carbonatada a cada ciclo de cheia e estiagem, provocando a erosão superficial da pasta de cimento e deixando exposto o cume dos agregados.

Ainda que se trate de um mecanismo de deterioração do material, se for considerada a idade do concreto (33 anos) e o período ao qual se encontra exposto às variações do nível d'água do reservatório (31 anos), um desgaste de 10,73 mm (maior valor encontrado, independente de médias) é muito pequeno se comparado à extensão do maciço. Ao adotar uma largura média de 20 m entre o paramento de montante e o de jusante do muro de ligação, tem-se um desgaste que representa 0,05% desta dimensão, não caracterizando qualquer risco a sua integridade estrutural.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÃO

Com a realização do presente estudo constatou-se o desenvolvimento da carbonatação em todas as regiões analisadas, estando tanto a zona acima do máximo operacional, quanto a zona entre o mínimo e o máximo operacionais do paramento do muro de ligação da Eclusa 1 expostos a este mecanismo de deterioração. A primeira zona citada foi a que apresentou valores mais expressivos de profundidade de penetração de carbonatação, evidenciando sua maior exposição ao ar atmosférico.

Quanto à análise do desgaste superficial, a zona acima do máximo operacional, chamada durante as extrações de faixa “topo”, foi a mais íntegra superficialmente, sendo considerada referência para as amostras das demais faixas. Estas outras, distribuídas na zona entre o mínimo e máximo operacionais, apresentaram todas desgaste superficial e, conseqüentemente, exposição de agregados. Fato não alarmante, por se tratar de uma erosão muito pequena perante a extensão do maciço, na ordem de 0,05% de sua largura.

Assim, ainda que constatada a ocorrência dos dois mecanismos de deterioração analisados, validando a execução do estudo, a estrutura não é julgada comprometida. Pelo contrário, considerando seus 33 anos em operação, o concreto do paramento de montante do muro de ligação da Eclusa 1 se apresenta extremamente íntegro, dispensando intervenções em curto prazo.

5. AGRADECIMENTOS

A Eletrobras Eletronorte, pelo apoio a pesquisa, permitindo o acesso pleno a estrutura da Eclusa 1, além de fornecer os equipamentos necessários ao desenvolvimento do estudo, incluindo desde o guindaste, extratora, paquímetro e tantos outros materiais e documentos indispensáveis para a avaliação do problema.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Herweg, C. *et al.* “Avanços técnicos aplicados na construção das estruturas de concreto da Barragem de Tucuruí”. In: CONFERÊNCIA INTERNACIONAL CONJUNTA ACI – IBRACON COMEMORAÇÃO DOS 100 ANOS DO AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, São Paulo: Ibracon/Aci, 2004. 31 p.
- [2] ELETRONORTE, Centrais Elétricas do Norte do Brasil S. A. *Usina Hidrelétrica Tucuruí - Memória do Empreendimento*, vol. 2. Brasília, 1988. 359 p.
- [3] FURNAS, Equipe do Laboratório de Concreto – *Concretos Massa, Estrutural, Projetado e Compactado com Rolo – Ensaíos e Propriedade*. São Paulo, 1997. pp. 1-3, cap. 18.
- [4] Papadakis, V.G.; Vayenas, C.G.; Fardis, M.N. “Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation”. *ACI Materials Journal*, 1991, n.º 88, pp. 363-373.
- [5] Ribeiro, D.V. *Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise*. Elsevier, 2013, cap. 3.
- [6] Ekström, T. *Leaching of Concrete: Experiments and Modelling*. Suécia: Laund University, 2001. 229 p. Report TVBM- 7153 (Ekström 2000).
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 7680-1: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – parte 1: Resistência à compressão axial*. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 27 p.



ANÁLISE DOS DANOS EXISTENTES EM DUAS IMPORTANTES EDIFICAÇÕES DA CIDADE DE SOBRAL-CEARÁ

R. AGUIAR NETO

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil
UVA
raimundo.engcivil@hotmail.com

L. MOTA

Aluna de Graduação
LAER, Engenharia Civil
UVA
larissagmota@gmail.com

A. DIÓGENES

Professora, M.Sc.
LAER, Engenharia Civil
UVA
aldeciragd@yahoo.com.br

RESUMO

Com o decorrer do tempo as edificações sofrem deteriorações provindas de ações de inúmeros agentes ambientais, podendo interferir na estética, somente, e, até mais grave, na segurança estrutural. As edificações necessitam ser submetidas a vistorias periódicas no intuito de avaliar as manifestações patológicas nos elementos estruturais nos ambientes interno e externo. Sobral, um município brasileiro do estado do Ceará, possui cerca de 1.200 edificações tombadas como patrimônio cultural em 1999 pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). Este trabalho possui como objetivo analisar o estado de conservação de duas importantes edificações, que são a Igreja de Nossa Senhora das Dores e a Igreja de Nossa Senhora do Rosário, construídas respectivamente em 1818 e 1767. Para isso, realizou-se inspeções *in situ* a fim de identificar os danos e avaliar o nível seriedade dos mesmos. Os resultados deste trabalho são apresentados recorrendo a registros fotográficos dos danos identificados e ainda através de tabelas que classificam os danos. Espera-se que este trabalho contribua para que os órgãos responsáveis pelas edificações históricas possam realizar as intervenções necessárias e que incentive a prática da realização de inspeções periódicas.

Palavras-chave: Danos, construções históricas, Igreja Nossa Senhora das Dores, Igreja Nossa Senhora do Rosário.

ABSTRACT

With the passage of time the buildings suffer deterioration stemmed from numerous environmental agents actions, which may interfere with the aesthetics only, and, even more serious, structural safety. The buildings need to be subjected to periodic inspections in order to evaluate the pathological manifestations of the structural elements in internal and external environment. Sobral, a municipality in the State of Ceará, with several prime buildings tumbled as cultural heritage in 1999 by the Historical and Artistic Institute (IPHAN). This work was carried out an inspection in two important churches located in the city of Sobral, the Church of Our Lady of Sorrows and the Church of Our Lady of the Rosary, built in 1818 and 1767, respectively. The objective was to identify the damage to the buildings in the study and assess the severity of these. The methodology of this research began with a literature review on the topic. Then, visits have been made in buildings and photographic records to obtain the classification of damage. It is expected that this work a contributing factor to the responsible organ for the churches can make the necessary repairs and that the practice of conduct to periodic inspections in buildings become more frequent.

Keywords: Damage, historic buildings, Church Nossa Senhora das Dores, Church Nossa Senhora do Rosário.

1. INTRODUÇÃO

Em edificações históricas, a fachada tem a capacidade de indicar as intenções arquitetônicas e proteger a edificação de agentes climáticos, choques, erosão, ação química de poluição e dos sais solúveis contidos nos materiais, na água e no solo. A edificação deve apresentar estanqueidade à água e isolamento térmico e acústico, além de atender aos requisitos de estética, durabilidade e valorização econômica [1, 2, 3, 4].

A cidade de Sobral, localizada no estado do Ceará, possui uma área tombada como patrimônio cultural pelo IPHAN em 1999, no qual estão construídas em torno de 1.200 edificações localizadas na zona central destinadas aos mais diversos usos e ocupações. Dentre as edificações, destacam-se construções com estilos coloniais, ecléticos, *art déco* e vernaculares. A paisagem do centro histórico da cidade coaduna-se com as recentes ações de revitalização do centro

histórico, onde foram realizadas obras de padronização, retificação de passeios e internalização de fiações numa área de 270.000 m². Nessa área, existem inúmeras edificações de relevante valor arquitetônico e histórico, como as igrejas, e algumas representam as primeiras edificações construídas na cidade. A Igreja Nossa Senhora da Conceição (Igreja da Sé de Sobral) e a Igreja Nossa Senhora do Rosário são as mais antigas da cidade, seguida pela Igreja Nossa Senhora das Dores, construídas em 1778, 1767 e 1818, respectivamente [5, 6, 7].

Assim, este trabalho buscou analisar e caracterizar os danos causados pelas manifestações patológicas na Igreja Nossa Senhora do Rosário e na Igreja Nossa Senhora das Dores, visto que a Igreja da Sé, apesar de uma das mais antigas, encontra-se em excelente estado de conservação em virtude de uma recente reforma em sua estrutura e instalações. Foram realizados acompanhamentos periódicos nas edificações, com visitas *in loco*, registros fotográficos dos danos existentes e medição de trincas e fissuras com a utilização de fissurômetro. Espera-se que este trabalho contribua para que os órgãos responsáveis pelas igrejas possam realizar os reparos necessários e que incentive a prática da realização de inspeções periódicas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Breve histórico e apresentação das edificações

2.1.1 Sobral

A cidade de Sobral, localizada no estado do Ceará, figura-se como um importante centro cultural e turístico no interior do estado. Iniciada às margens do Rio Acaraú, a cidade foi aos poucos se desenvolvendo e hoje concentra uma população em torno de 200.000 habitantes, com forte cunho comercial e elevada especulação imobiliária. A cidade consegue manter e desenvolver projetos de valorização do seu patrimônio histórico, artístico e cultural, de modo que moradores e visitantes podem observar e visitar os monumentos existentes, como pode ser visto na Figura 1 o Teatro São João, a Igreja Nossa Senhora da Conceição, Igreja Nossa Senhora do Rosário e a Praça da Coluna da Hora [8, 9, 10].



Figura 1: Área tombada como patrimônio cultural- circundada em azul. [7]

2.1.2 Aspectos históricos e construtivos

Durante a permanência do Marquês de Pombal (1750-1777) consolida-se um sofisticado processo de ocupação do território brasileiro, marcado pela fundação de vilas e cidades no interior do país. Muitas destas vilas e cidades apresentam traçado regular e as características das edificações podem ser observadas em suas fachadas. Tais características persistiram durante a permanência do Marquês de Pombal no Brasil até a vinda da Família Real em 1808. A partir do século XVIII, as concepções do barroco chegaram a Portugal e ao Brasil, seguido pelo rococó francês. Contudo, a arquitetura jesuítica no Brasil e em Portugal foi influenciada pelo estilo maneirista na maioria das construções. A arquitetura do maneirismo caracterizava-se por temas ambivalentes e funções duplas, englobando aspectos do renascimento e do barroco. No final do século XVIII, as igrejas construídas tiveram características autenticamente relacionadas ao barroco [11, 12, 13].

As exigências da urbanização, o aumento da valorização territorial das cidades e o falso conceito acerca do barroco contribuíram para a destruição e abandono de inúmeras edificações e esculturas do período, exceto em alguns locais do interior do país, pois devido à migração às cidades maiores, outras mantiveram preservado todo um acervo artístico e cultural, como verifica-se em Sobral. As igrejas construídas em estilo barroco caracterizam-se por utilizar pedra lavada e madeira esculpida, as fachadas eram pouco decoradas com molduras em portas e janelas geralmente simétricas. Outros materiais utilizados em construções nesse período eram a cal e a taipa-de-pilão (argila amassada entre tábuas). Contudo, algumas particularidades às construções realizadas na colônia eram a participação de índios, de escravos e a decoração dos interiores com detalhes dourados e policromados. O barroco no Brasil teve auge até o falecimento de Aleijadinho em 1818, permanendo até meados do início da república em 1889 [14].

2.1.3 Igreja Nossa Senhora das Dores

A Igreja em homenagem a Nossa Senhora das Dores, ver Figura 2, foi erguida no entorno de um aglomerado de casas que daria origem ao terceiro bairro da então denominada Vila Distinta e Real de Sobral. Não existem registros exatos acerca da data de construção, porém outros mostram que no ano de 1818 estava erguida. Fotografias mostram que a torre única e lateral foi erguida após 1924, e não segue a regra neoclássica dos seus elementos de fachada. Atualmente a edificação localiza-se na Margem Esquerda do Rio Acaraú: local de grande movimentação e lazer da sociedade sobralense [6, 15, 7].



Figura 2: Igreja Nossa Senhora das Dores.

A edificação apresenta formato retangular e poucos recortes em seu desenho, com o telhado formando dois caimentos (lateral esquerda e lateral direita) e uma segmentação transversalmente, tendo característica marcante a torre na parte frontal e lateral direita

2.1.4 Igreja Nossa Senhora do Rosário

A Igreja de Nossa Senhora do Rosário, ilustrada na Figura 3, construída entre 1767 e 1777, figura-se como a mais antiga igreja de Sobral. Em seu entorno se estabeleceu um núcleo de povoamento que, junto ao núcleo inicial surgido próximo à Igreja da Sé, deu origem à configuração urbana de Sobral. Na década de 1940, Dom José Tupinambá realizou intervenções no templo como a abertura de arcadas laterais, a retirada do cruzeiro frontal, e ampliação dos altares laterais e da nave central. Recentemente o Largo do Rosário localizado em frente à igreja e o espaço residual localizado nos fundos foram requalificados, formando uma praça. A principal alteração ocorreu no largo, que teve o fluxo de veículos interrompido e foi transformado em área de pedestres. [6, 7, 15]



Figura 3: Igreja Nossa Senhora do Rosário.

A edificação apresenta formato retangular e poucos recortes em seu desenho, com o telhado formando dois caimentos (lateral esquerda e lateral direita) não apresentando torre, tão somente uma elevação em platibanda na parte frontal.

2.2 Manifestações patológicas e desempenho das construções

A indústria da construção civil pode ser dividida em diversos processos como: planejamento, projeto, fabricação, produção, distribuição, execução e pelas atividades de operação, uso e manutenção do empreendimento, convergindo para um objetivo determinado previamente. Qualidade na construção civil pode ser entendida como o resultado esperado da junção de produtos, serviços e processos de forma sistêmica, atendendo a padrões de segurança, saúde, meio ambiente, produtividade e responsabilidade social. Durante a fase de uso, operação e manutenção poderá haver manifestações patológicas em virtude da utilização de materiais em desacordo com as especificações técnicas, e se sua instalação não for adequada, poderá comprometer o desempenho da edificação. [19]

O desempenho está relacionado ao fato de um produto apresentar determinadas propriedades, cumprindo sua função quando expostas a agentes ambientais. Quando determinado material não apresenta as propriedades esperadas, em condições normais de uso, verifica-se a perda ou queda de desempenho de um elemento ou conjunto estrutural e de suas instalações, apresentando manifestações patológicas e consequentes danos a tal ponto de a continuação do uso e possíveis reparos são considerados inseguros ou antieconômicos. O termo patologia pode ser utilizado na engenharia civil quando ocorre perda ou queda de desempenho de um conjunto ou componente estrutural, comprometendo alguma das exigências da construção: capacidade funcional, mecânica ou estética [17, 1].

As manifestações patológicas podem ser classificadas nos seguintes grupos e subgrupos, levando em conta sua origem imediata: Umidade: pode surgir decorrente de intempéries, por condensação, por capilaridade e por infiltração; Trincas e fissuras: provocadas por variações de temperatura, por ações mecânicas, por deformabilidade, por erros de projeto ou de execução, por recalques diferenciados, origem química e decorrentes de variações do teor de umidade; Patologia de revestimentos: aparece na forma de eflorescência, fungos, vesículas, fissuras horizontais e mapeadas e descolamento com empolamento, em placas e com pulverulência; Corrosão: devido a deficiência do concreto e a ação de agentes agressivos do meio ambiente; e outras [18].

As ações de intervenção em edificações, notadamente em edifícios antigos e de valor histórico podem ter resultados insatisfatórios devido à falta de conhecimento acerca dos materiais e das técnicas empregadas na execução das construções. Em fachadas, em especial, muitas manifestações patológicas como destacamento, desagregação, fissuração, manchas de umidade, podem surgir em decorrência de intervenções mal executadas, associadas à incompatibilidade entre os materiais de reabilitação e os a restaurar [15, 20].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho realizado teve características de um estudo de campo, com abordagem qualitativa e quantitativa aplicada e prática, no qual foram realizadas 06 inspeções ao local em diferentes dias e horários, sendo realizadas observações, registros fotográficos das manifestações patológicas e medição das trincas e fissuras em ambientes externos e internos. As manifestações patológicas verificados nas edificações foram localizadas e classificadas de acordo com a

metodologia adotada por [18]. Serão apresentados os principais registros fotográficos e tabelas com os dados das manifestações patológicas e os níveis dos danos identificados.



Figura 4: Localização da Igreja Nossa Senhora das Dores.

Fonte: Google Earth [17]



Figura 5: Localização da Igreja Nossa Senhora do Rosário.

Fonte: Google Earth [17]

A área externa das edificações estudadas foi segmentada em fachada frontal (A), fachada esquerda (B), fachada fundo (C) e fachada direita (D), conforme mostradas na Figura 4 e na Figura 5, de modo que facilite a quantificação das manifestações existentes e avaliação qualitativa dos danos nas edificações. Será elaborada uma tabela demonstrativa com as manifestações patológicas observadas nos segmentos da área externa e da área interna de cada edificação.

Em cada ambiente da edificação foi quantificado os diversos grupos de manifestações patológicas que afetam o local, realizando-se uma correlação com a intensidade do dano causado. Em seguida, os valores correspondentes serão somados e obtida uma média aritmética simples, que definirá o dano causado à edificação.

Tabela 1: Correlação entre manifestações patológicas e danos.

Grupo de manifestações patológicas		Danos	
0	Nenhum		Inexistente
1	Um		Muito Leve
2	Dois		Leve
3	Três		Moderado
4	Quatro		Grave
5	Cinco		Muito Grave

(Equação 1)

$$\text{Dano na edificação} = \Sigma (\text{Dano equivalente nos ambientes}) \div 5$$

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Igreja Nossa Senhora das Dores

A fachada frontal (fachada A) da Igreja Nossa Senhora das Dores apresenta manifestações patológicas ilustradas na Figura 6 e classificadas na Tabela 2. Assim também, para a fachada lateral esquerda (fachada B): Figura 7 e Tabela 3; fachada fundo (fachada C): Tabela 4; e fachada do lateral direita (fachada D): Figura 8, Figura 9 e Tabela 5.



Figura 6: Fachada A – Trincas, fissuras e manifestações patológicas do revestimento.

Tabela 2: Análise da fachada A.

Manifestações Patológicas		Danos	
	Umidade		Muito Grave
X	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
	Corrosão	X	Leve
	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente



Figura 7: Fachada B - Umidade.

Tabela 3: Análise da fachada B.

Manifestações Patológicas		Danos	
X	Umidade		Muito Grave
	Trincas e Fissuras		Grave
	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
	Corrosão		Leve
	Outras	X	Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

Tabela 4: Análise da fachada C.

Manifestações Patológicas		Danos	
	Umidade		Muito Grave
	Trincas e Fissuras		Grave
	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
	Corrosão		Leve
	Outras		Muito Leve
X	Nenhuma	X	Inexistente



Figura 8: Fachada D – Manifestações patológicas no revestimento e outras.



Figura 9: Fachada D – Manifestações patológicas no revestimento e Umidade.

Tabela 5: Análise da fachada D.

Manifestações Patológicas		Danos	
X	Umidade		Muito Grave
	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento	X	Moderado
	Corrosão		Leve
X	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

As manifestações patológicas na área interna são mostradas na Figura 10, na Figura 11 e na Figura 12 e classificadas na Tabela 6.



Figura 10: Área interna - Manifestações patológicas do revestimento.



Figura 11: Área interna - Fissuras, manifestações patológicas do revestimento e umidade.



Figura 12: Área interna - Corrosão nas armaduras da laje.

Tabela 6: Análise da área interna

Manifestações Patológicas		Danos	
X	Umidade	X	Muito Grave
X	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
X	Corrosão		Leve
X	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

Os ambientes da Igreja Nossa Senhora das Dores apresentaram os seguintes valores correspondentes: fachada A: 2; fachada B: 1; fachada C: 0; fachada D: 3; área interna: 5. Utilizando a equação 1, obtém-se o valor 2.2; classificando-a como dano leve.

4.2 Igreja Nossa Senhora do Rosário

As manifestações patológicas na área externa da Igreja Nossa Senhora do Rosário são mostradas nas Figuras 13 a 16 e classificadas nas Tabelas 7 a 10.



Figura 13 : Fachada A - Manifestações patológicas do revestimento e outras.



Figura 14: Fachada A - Manifestações patológicas do revestimento e outras.



Figura 15: Fachada B – Trincas e fissuras, umidade e Manifestações patológicas do revestimento.



Figura 16: Fachada D - Manifestações patológicas do revestimento e outras.

Tabela 7: Análise da fachada A.

Manifestações Patológicas		Danos	
	Umidade		Muito Grave
	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
	Corrosão	X	Leve
X	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

Tabela 8: Análise da fachada B.

Manifestações Patológicas		Danos	
X	Umidade		Muito Grave
X	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento	X	Moderado
	Corrosão		Leve
	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

Tabela 9: Análise da fachada C.

Manifestações Patológicas		Danos	
	Umidade		Muito Grave
	Trincas e Fissuras		Grave
	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
	Corrosão		Leve
	Outras		Muito Leve
X	Nenhuma	X	Inexistente

Tabela 10: Análise da fachada D.

Manifestações Patológicas		Danos	
	Umidade		Muito Grave
	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento		Moderado
	Corrosão	X	Leve
X	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

Assim, as manifestações patológicas na área interna são mostradas nas Figuras 17 a 20 e classificadas na Tabela 11.



Figura 17: Área interna - Manifestações patológicas do revestimento.



Figura 18: Área interna - Manifestações patológicas do revestimento.



Figura 19: Área interna - Fissuras.



Figura 20: Área interna - Manifestações patológicas no revestimento e umidade.

Tabela 11: Análise da área interna

Manifestações Patológicas		Danos	
X	Umidade		Muito Grave
X	Trincas e Fissuras		Grave
X	Manifestações patológicas do revestimento	X	Moderado
	Corrosão		Leve
	Outras		Muito Leve
	Nenhuma		Inexistente

Os ambientes da Igreja Nossa Senhora do Rosário apresentaram os seguintes valores correspondentes: fachada A: 2; fachada B: 3; fachada C: 0; fachada D: 2; área interna: 3. Utilizando a equação 1, obtém-se o valor 2.0 ; classificando-a como dano leve.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As diversas manifestações patológicas que podem atingir uma edificação podem acarretar diversos danos de intensidade variada à estrutura e às suas instalações. De modo geral, os danos causados pelas manifestações patológicas observadas nas edificações Igreja Nossa Senhora das Dores e Igreja Nossa Senhora do Rosário foram classificados como leve. Todavia, o acompanhamento das condições gerais das edificações, notadamente as históricas, deve ser contínuo e os reparos devem ser realizados de modo a compatibilizar materiais e propriedades da edificação.

Dessa forma, as manifestações patológicas que atingem as edificações não causam danos à segurança estrutural, afetando somente a estética. Apesar de o provável método construtivo utilizado, baseado na arquitetura barroca com a utilização de pedra, cal e argila amassada entre tábuas, os diversos agentes ambientais e as questões relacionadas ao tempo, os danos nas edificações podem ser sanados sem intervenções complexas. Esse trabalho é um instrumento de apoio aos responsáveis pelas edificações na tomada de decisão acerca de reparos e reformas.

6. AGRADECIMENTOS

Todos os autores agradecem à Universidade Estadual Vale do Acaraú – UVA e ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN, pelo suporte necessário à realização deste trabalho. Larissa Mota agradece à Fundação Cearense de Amparo à pesquisa (FUNCAP) pela concessão de bolsa de iniciação científica.

7. REFERÊNCIAS

- [1] ANDRADE, T.; SILVA, A.J.C. “Patologia das Estruturas”. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed) Concreto: In.: *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005, V.1, Cap. 32.
- [2] BORGES, E. A. M.; CARASEK, H.; CASCUDO, O. “Mapeamento de danos em monumento histórico art déco”. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, Goiás, v. 8, n. 3, p.20-37, 11 jun. 2014. Bimestral. Disponível em: . Acesso em: 18 jan. 2016.
- [3] RIBEIRO, F. A. “Especificação de juntas de movimentação em revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios: levantamento do estado da arte”. 2006. 175 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Departamento de Engenharia de Construção Civil e Urbana, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- [4] VEIGA, M. R.; AGUIAR, J.; SILVA, A. S.; CARVALHO, F. “Conservação e renovação de revestimentos de paredes de edifícios antigos”. *Coleção Conservação e Reabilitação de Edifícios*. Edição 2004. Lisboa: LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2004. 126 p.
- [5] CASTRO, J. L. de C. “Igreja matriz de Viçosa do Ceará: arquitetura e pintura de forro”. Fortaleza. Edições IPHAN, 2001.
- [6] Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). “No interior do Ceará, município de Sobral guarda a arte colonial brasileira”. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/portal>>. Acesso em: 15 jan. 2016.
- [7] Prefeitura de Sobral. “História de Sobral”. [s.l:s.n] Disponível em: http://www.sobral.ce.gov.br/site_novo/. Acesso em: 15 jan.2016.
- [8] COELHO NETO, J. C. de A. “Sobral: patrimônio histórico-cultural nacional”. Sobral. 2013. Disponível em: <sanare.emnuvens.com.br/sanare/article/download/71/64>. Acesso em : 16 jan. 2016.
- [9] Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. Diretoria de Pesquisas - DPE - Coordenação de População e Indicadores Sociais – COPIS. “Sobral: informações estatísticas”. Disponível em: <http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=231290>>. Acesso em: 15 jan. 2016.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [10] RODRIGUES, A. H. V.; HOLANDA, V. C. C. de. “As feições da especulação imobiliária e a produção do espaço da cidade média de Sobral-CE”. *Revista da Casa da Geografia de Sobral*, Sobral (ce), v. 14, n. 1, p.44-58, out. 2012. Disponível em: . Acesso em: 10 jan. 2016.
- [11] BURY, J. *Arquitetura e Arte no Brasil Colonial*. Brasília: Iphan / Monumenta, 2006. 256 p. Organizadora: Myriam Andrade Ribeiro de Oliveira.
- [12] DELSON, R. M. *Novas Vilas para o Brasil-Colônia. Planejamento espacial e social no século XVIII*. Brasília, Ed. Alva-Ciord, 1997; FLEXOR, M. H. O. *As vilas pombalinas do século XVIII: estratégias de povoamento*. In: V Seminário de História da Cidade e do Urbanismo. São Paulo, PUCCAMP, 1998.
- [13] REIS, N. G. *Notas sobre História da Arquitetura e aparência das vilas e cidades*. Cadernos de Pesquisa do LAP 20. São Paulo, FAUUSP.
- [14] ARAÚJO, T. N. de. ARQUITETURA E ESCULTURA BARROCA NO BRASIL E NO RIO GRANDE DO SUL. In: (ORG.), Elvo Clemente. *Integração 2003: História, Cultura e Ciência*. Porto Alegre: Edipucrs, 2004. p. 162-174.
- [15] PINTO, J. J. de S. “OS NOVOS PALÁCIOS DA VELHA PRINCESA: INTERVENÇÕES ARQUITETÔNICAS NO SÍTIO HISTÓRICO DE SOBRAL”. 2009. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2009.
- [16] MITIDIERI FILHO, C.V. “Qualidade e desempenho na construção civil”. In: ISAIA, Geraldo Cechella. *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, IBRACON, 2007, V.1, Cap.02.
- [17] ANDRADE, J.J.O. “Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco”. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.
- [18] FIGUEIREDO, A.C. “Proposta de metodologia para estudo de patologias nas edificações do CTA – São José dos Campos”. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2003, 157 p.
- [19] GUIMARÃES, J. P. P. “Técnicas tradicionais de construção, anomalias e técnicas de intervenção em fachadas e coberturas de edifícios antigos”. 2009. 192 f. Tese (Mestrado de Engenharia Civil) – Universidade de Trás-Os-Montes e Alto Douro - UTAD, Vila Real, 2009.
- [20] TORRAL, F. P.; JALALI, S. “Algumas considerações sobre as argamassas de reabilitação”. *Materiais de Construção*, Número 35, p. 35-39. 2010.
- [21] GOOGLE EARTH. Disponível em: <http://mapas.google.com>>. Acesso em: 10 dez. 2015.



ANÁLISE E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS PARA A INTERFACE JANELA E PAREDE DE VEDAÇÃO

T. LUDUVICO

Arquiteta e Urbanista
UFSM
Rio Grande do Sul; Brasil
theseluduvico@hotmail.com

G. MOHAMAD

Engenheiro Civil
UFSM
Rio Grande do Sul; Brasil
gihad.civil@gmail.com

D. SAAD

Engenheira Civil
UFSM
Rio Grande do Sul; Brasil
dssaad1@gmail.com

E. RIZZATTI

Engenheiro Civil
UFSM
Rio Grande do Sul; Brasil
rizzatti@ct.ufsm.br

RESUMO

Este artigo tem como objetivo a avaliação do processo de projeto e execução de janelas com foco no desempenho quanto à estanqueidade da conexão janela/parede de vedação. A metodologia utilizada para este estudo de abordagem qualitativa foi o método comparativo por meio de pesquisa bibliográfica e levantamento. Como instrumento de coleta de dados foi utilizado a observação direta e aplicação de formulário. Os resultados relataram uma ampla incidência de falhas na fase de projeto e execução, para as quais, foram desenvolvidas recomendações técnicas visando à redução ou eliminação de manifestações patológicas que afetam o entorno das esquadrias. Conclui-se que os processos consolidados na construção civil brasileira precisam passar por mudanças em toda a cadeia produtiva para que exista uma compatibilização entre os componentes de uma obra, incluindo o projeto e instalação de esquadrias. Assim, falhas resultantes de detalhamentos deficientes e improvisos no canteiro de obras são reduzidas e, por conseguinte, geram uma melhoria na qualidade, desempenho e vida útil das edificações.

Palavras-chave: instalação, janelas, vida útil, manifestações patológicas.

ABSTRACT

This present article aims to evaluate the design and execution process of windows focused on performance for leaks in the window to wall interface. The methodology used for this qualitative study was the comparative method through literature and survey research. The data collection instrument used was direct observation and application form. The results reported a wide incidence of failures in the design phase and execution, for which have been developed technical recommendations aimed at reducing or eliminating pathological manifestations affecting the surrounding frames. It concludes that the processes consolidated in the Brazilian construction industry need to undergo changes throughout the production chain so that there is compatibility between the components of a construction work, including the design and installation frames. As a result, failures resulting from poor detailing and improvisations on the construction site are reduced and therefore generate an improvement in quality, performance and service life of buildings.

Keywords: installation, window, service life, pathological manifestations.

1. INTRODUÇÃO

O mercado brasileiro da construção civil passou por um período de aceleração nos últimos anos devido a fatores socioeconômicos. O crescimento da demanda por habitações fizeram com que as obras fossem conduzidas com velocidades cada vez maiores, com poucos rigores no controle dos materiais e dos serviços. Tais fatos aliados a quadros mais complexos ocasionam a queda gradativa da qualidade das construções e a diminuição do desempenho e vida útil das edificações [1,2].

No projeto e concepção de uma edificação, os requisitos e critérios de desempenho devem ser atendidos a fim de satisfazer as exigências a quem se destina para garantir uma boa vida útil do mesmo. Quando estes requisitos não são atingidos, origina-se um problema devido à falha do sistema. Conseqüentemente, a maioria dos problemas dá origem às manifestações patológicas [3]. É cada vez mais comum encontrar em edificações problemas devido a soluções inadequadas de projeto, uso impróprio de materiais, negligência na execução e falta de manutenção preventiva [1].

Os problemas nas construções civis geram comprometimento do aspecto estético, da durabilidade e estanqueidade da obra e submete os usuários da edificação a constrangimentos psicológicos [4,5]. Isso posto, as constatações de manifestações patológicas contribuem para a má qualidade do produto final “edificação” e devem ser evitadas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Normalização brasileira

Atualmente existem quatro normas brasileiras que versam sobre esquadrias, sendo estas: ABNT NBR 10821:2011 - Esquadrias externas para edificação, ABNT NBR 13756:1996 - Esquadrias de alumínio: Guarnição elastomérica em EPDM para vedação - Especificação, ABNT NBR 15969:2011 – Componentes para esquadrias e a ABNT NBR 15575:2013 Edificações Habitacionais – Desempenho.

As normativas vigentes definem a classificação das esquadrias, os termos, os componentes, os requisitos exigíveis de desempenho e os métodos de ensaio utilizados para a avaliação de desempenho e classificação. Porém, nenhuma norma trata sobre a instalação da janela, sendo que esta é uma etapa fundamental para a garantia de qualidade, vida útil e estanqueidade do componente. Para mais, quando mal executada, a instalação da esquadria, muitas vezes, é responsável pela origem de manifestações patológicas [6,7,8].

Em relação à instalação de esquadrias, a NBR 10821-2 [9] apenas define que as mesmas devem estar conforme instrução do fabricante, constante no manual de instalação ou no projeto. Tal normativa se encontra em revisão e futuramente será adicionada a parte quatro, que tratará sobre os requisitos de desempenhos adicionais como a atenuação acústica e desempenho térmico, e a parte cinco, que versará sobre a instalação adequada das esquadrias, cuidados no recebimento e armazenamento, e manutenção de portas e janelas [10].

2.2 Manifestações patológicas incidentes no entorno das esquadrias e suas possíveis causas

2.2.1 Manchas na superfície de fachada por carreamento de partículas

Manchas no revestimento na região próxima às extremidades do peitoril: esta manifestação é caracterizada pela formação de manchas na face externa da edificação, próximo às extremidades do peitoril como ilustra as Figuras 1 e 2. O acúmulo de pó e sujeira nas superfícies horizontais e/ou arestas laterais da janela escorrem com a água da chuva e acabam por se instalar na fachada. A possível causa desta manifestação patológica é o prolongamento longitudinal insuficiente do peitoril [6,11].

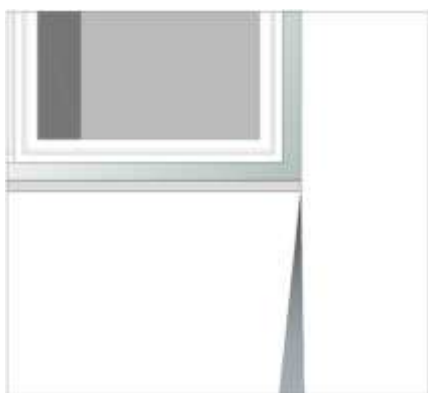


Figura 1: Configuração típica de manchas na extremidade do peitoril

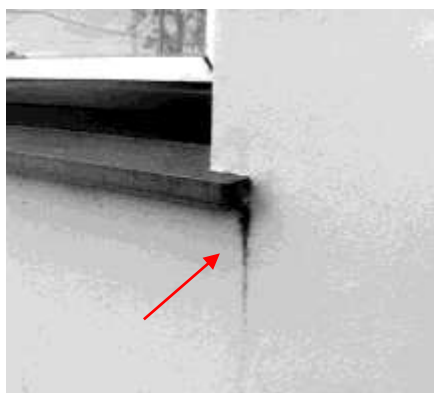


Figura 2: Caso de manchento na extremidade da pingadeira

Manchas da região sob a face inferior do peitoril: manifestação caracterizada pela sujidade da região sob a face inferior do peitoril, observado nas Figuras 3 e 4. Uma das possíveis causas é a ineficiência da pingadeira ou inexistência de lacrimal, gerando como consequência o escoamento da água pela parede formando trajetórias recorrentes [6].



Figura 3: Configuração típica de manchas sob a face inferior



Figura 4: Caso de manchas sob a face inferior

2.2.2 Fissura

Fissura horizontal sob o peitoril: esta manifestação incide na conexão entre o peitoril e o sistema de fechamento da parede ilustrada pelas Figuras 5 e 6. As possíveis causas das fissuras são devido à absorção de umidade ligadas à ineficiência do peitoril e o preenchimento excessivo de argamassa entre a esquadria e a alvenaria. Tal absorção resulta em retração e expansão do material de preenchimento que acaba por fissurar-se devido à variação de volume. [6]. Outra possível causa é a inexistência de contraverga.

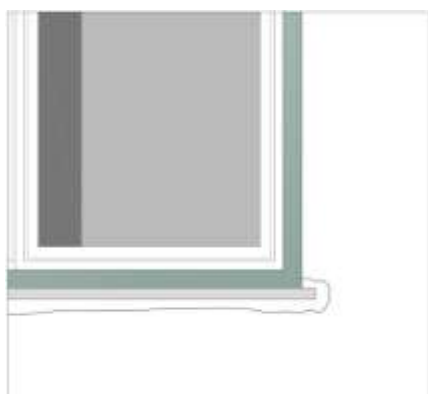


Figura 5: Configuração típica de Fissura horizontal



Figura 6: Caso de fissura horizontal

Fissura na interface esquadria/parede de vedação: manifestação caracterizada pela fissuração na interface esquadria/parede de vedação. Esta forma de manifestação patológica está relacionada às movimentações diferenciadas dos materiais esquematizada [6] e ilustrada pelas Figuras 7 e 8, respectivamente.

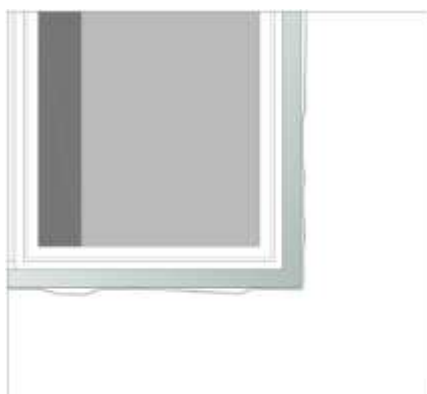


Figura 7: Configuração típica de fissura na interface



Figura 8: Caso de fissura na interface

2.2.3 Umidade

Infiltração nas interfaces do peitoril (janela/peitoril e extremidades do peitoril/parede de vedação): manifestação caracterizada por manchas de umidade na região próxima ao peitoril, ilustrada pelas Figuras 9 e 10. Como consequência, a infiltração constante provoca a formação de bolor, degradação da pintura e estragos no revestimento [5,6]. As principais causas são insuficiência ou inexistência de declividade do peitoril agravadas pela ausência de barreira de vedação, inexistência de prolongamento longitudinal do peitoril em relação às arestas laterais do vão da janela ou falhas na instalação do marco ou contramarco [6,7].

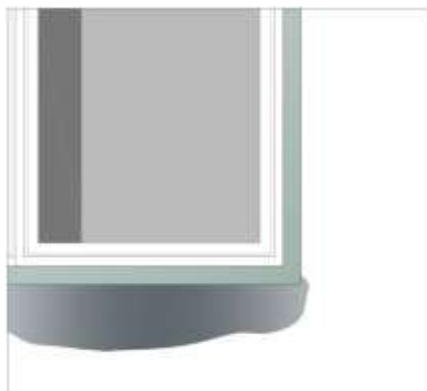


Figura 9: Configuração típica de Infiltração na interface do peitoril



Figura 10: Caso de infiltração na interface do peitoril

Infiltração na interface janela/verga: manifestação caracterizada por manchas de bolor e umidade na interface janela/verga devido à infiltração de água pela fissura na extremidade superior da janela conforme Figuras 11 e 12. Outra característica é a vazão de água para o interior da edificação pela extremidade superior ou inferior da esquadria. Sua possível causa é falta de vedação da interface somada à insuficiência ou inexistência de barreira de vedação da conexão parede/janela e declividade favorável ao escoamento da água sobre a janela [6].



Figura 11: Configuração típica de infiltração na interface janela/verga

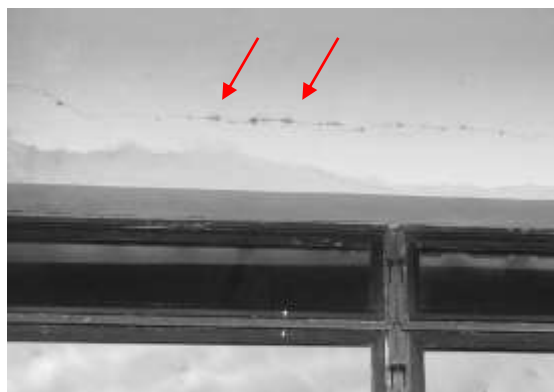


Figura 12: Caso de infiltração na interface Janela/verga

2.2.4 Excessiva permeabilidade ao ar

Vibração: manifestação patológica caracterizada por efeitos acústicos devido à vibração da janela. A causa da vibração pode estar associada ao não cumprimento dos critérios mínimos estabelecidos pelas normativas referentes à janela [9], às falhas na fabricação ou instalação do elemento [7], ou ainda devido à utilização do elemento em tipologia não correspondente com a classe ao qual foi destinado [12]. Tal manifestação é representada pelas Figuras 13 e 14 a seguir.

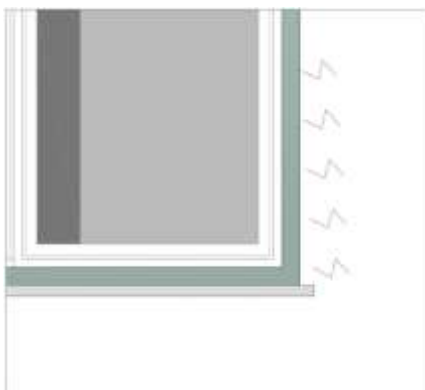


Figura 13: Configuração típica de vibração



Figura 14: Caso de vibração

3. DELINEAMENTO DA PESQUISA

3.1 Preparação

Foi desenvolvida uma pesquisa bibliográfica tendo como objetivo ampliar o conhecimento científico dos autores sobre o contexto da pesquisa, obter informações aprofundadas no assunto pertinente para a elaboração de formulário para coleta de dados e permitir o reforço paralelo na análise da investigação.

3.2 Coleta de dados

Na segunda etapa, foi realizado um levantamento na cidade de Santa Maria, no Estado do Rio Grande do Sul. Os empreendimentos selecionados para constituir o grupo de amostragem não probabilística por acessibilidade deste artigo são edificações em construção, multifamiliares, executados em sistemas construtivos distintos, de diferentes bairros da cidade, sendo executados por diferentes construtoras, de forma a ter-se uma amostra mais abrangente. Tais edificações deveriam estar na fase de execução das elevações ou na fase de acabamentos, pois segundo a literatura, são as etapas responsáveis pelo surgimento de manifestações patológicas no entorno às esquadrias.

Para a coleta de dados foi utilizada a observação sistemática com um plano específico para a organização e registro das informações. A observação direta extensiva foi realizada por meio de aplicação de formulário desenvolvido pelos autores, juntamente com registros fotográficos que tinham por objetivo ilustrar a realidade do grupo de amostragem. O formulário foi dividido em quatro partes abrangendo as informações e características gerais dos empreendimentos, questões sobre a instalação do contramarco, peitoril e vedações das janelas.

3.3 Análise e interpretação

Os resultados alcançados foram analisados e comparados com as informações obtidas por meio da pesquisa bibliográfica. O referencial teórico foi a base para a determinação dos critérios considerados como boa prática do projeto e instalação das janelas, além de terem sido analisados os critérios considerados como possíveis causadores das manifestações patológicas.

Os dados de observação foram tabulados para possibilitar o fornecimento de respostas e a verificação das inter-relações entre eles. A partir do referencial bibliográfico, foram apresentados os resultados em forma de gráficos de distribuição percentual.

3.4 Recomendações técnicas

Esta etapa tem como base a comprovação da ocorrência de falhas no processo de execução de janelas. Deste modo, por meio dos resultados obtidos, serão elaboradas recomendações técnicas para os erros com maior incidência. Tais recomendações visam corrigir as falhas dos procedimentos de projeto e execução de janelas englobando sua escolha, projeto, instalação e fixação da esquadria com o intuito de diminuir a incidência de manifestações patológicas.



4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Características do grupo de amostragem

A pesquisa foi aplicada em uma amostra representativa de quinze empreendimentos, que possuíam de quatro a dezoito pavimentos, em sistemas construtivos de alvenaria estrutural ou estrutura de concreto armado e fechamento em alvenaria de vedação. As edificações, em sua totalidade, utilizavam janelas em alumínio anodizado com vidros previamente instalados. Todas as janelas observadas foram instaladas pelo método tradicional por meio da utilização de contramarco do tipo “cadeirinha”. Para a fixação do contramarco à parede de vedação foi observado que em alguns empreendimentos os chumbadores eram parafusados na alvenaria, e em outros eram chumbados com argamassa havendo, dessa forma, a quebra do bloco de vedação.

4.2 Informações gerais

A referência para análise dos resultados considera a boa prática como padrão positivo. O percentual negativo corresponde à ausência do procedimento correto no processo construtivo. A boa prática considera que as edificações devem possuir tratamento arquitetônico em suas fachadas para a dissipação dos fluxos de água [11] e projeto de detalhamento de esquadrias. Devem ser utilizadas aberturas certificadas que contenham todas as informações do fabricante e que sejam instaladas por equipe especializada [8,9].

Os contramarcos devem ser travados nos seus vértices e na direção vertical de forma a preservar os ângulos retos [8]. As folgas para o chumbamento do contramarco devem ter no máximo três centímetros [6,7] e o mesmo deve ser fixado na parede de vedação com a utilização de chumbadores parafusados [7]. As folgas, assim como o interior do contramarco, devem ser totalmente preenchidas com argamassa para garantir o bom desempenho da esquadria.

Os peitoris devem ter pingadeiras dotadas de inclinação para a face externa da edificação, lacrimal e prolongamento longitudinal e transversal. As vedações devem ser realizadas entre a pingadeira e o contramarco, no perímetro entre o contramarco e janela, no perímetro externo e na direção vertical da pingadeira [6].

Dessa forma, verifica-se que em todas as questões abordadas foram observadas falhas nas práticas tradicionais. O gráfico representado pela Figura 15 apresenta as questões referentes às informações gerais dos empreendimentos. Em observância ao tratamento arquitetônico na fachada utilizado para dissipação e controle dos fluxos de água da chuva, percebe-se que o mesmo é inexistente em 93% dos empreendimentos. Nenhum empreendimento possuía o projeto executivo de detalhamento de esquadrias ou qualquer detalhamento do componente.

Com relação à certificação das janelas, 80% das edificações utilizavam esquadrias não certificadas. Segundo os responsáveis técnicos, a empresa fornecedora de esquadrias é contatada durante o andamento da obra, após a execução das elevações. Os fornecedores realizam as medições das aberturas no local e fabricam as esquadrias conforme o vão encontrado no empreendimento ou ainda, conforme o projeto arquitetônico enviado. Como a esquadria é fabricada em empresas de pequeno porte, os produtos não possuem certificação ou qualquer tipo de ensaio normativo realizado em laboratórios acreditados.

Os empreendimentos que apresentaram a certificação das esquadrias representam um total de 20%. Neste grupo, encontram-se os empreendimentos que contatam os fornecedores de esquadrias de forma antecipada com relação ao projeto executivo, onde o projeto é realizado com a utilização de um software especializado. O programa computacional possui limites dimensionais com base no atendimento aos ensaios da normativa NBR 10821-3[13].

Em observância aos valores percentuais das informações do fabricante verificam-se que os empreendimentos não possuíam acesso às informações como as classificações técnicas, especificações e desempenho das esquadrias dos empreendimentos. Vale ressaltar que tais informações do fabricante são requisitos da normativa NBR 10821-2 [9], em vigência desde o ano de 2011.

Informações gerais

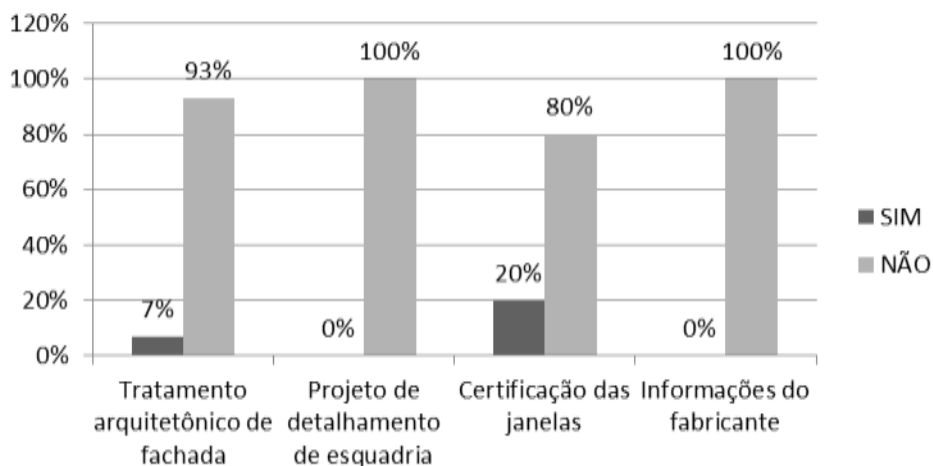


Figura 15: Gráfico de informações gerais

4.3 Instalação do contramarco

Na segunda seção foram observadas as questões referentes à instalação do contramarco das janelas nos empreendimentos. Para as questões observadas, novamente verifica-se uma elevada porcentagem de falhas no processo construtivo como pode ser observado no gráfico da Figura 16.

Instalação do contramarco

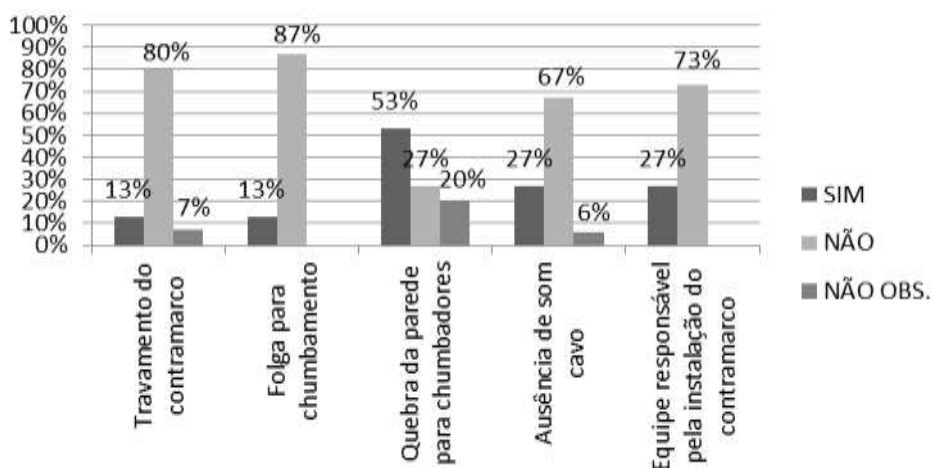


Figura 16: Gráfico de instalação do contramarco

Com relação ao travamento do contramarco, em 80% dos casos, o mesmo não foi realizado de maneira completa podendo assim gerar a redução do desempenho do conjunto final em termos de vedação. Em observância à folga para chumbamento do contramarco, em 87% dos empreendimentos a folga apresentou dimensão superior a três centímetros (Figura 17), valor máximo estipulado pela boa prática [7].

Um percentual de 53% dos empreendimentos apresentou a quebra da parede para o posicionamento dos chumbadores. Verificaram-se, em muitos casos, irregularidades dos espaçamentos deixados para o posterior chumbamento podendo significar a não concordância entre a dimensão do contramarco e o vão executado em obra como ilustra a Figura 18.



Figura 17: Folga de chumbamento observada

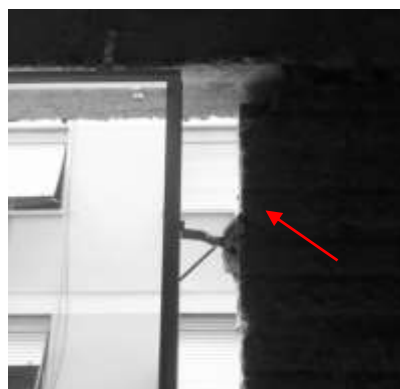


Figura 18: Não concordância entre o vão e o contramarco

A ausência de som cavo, ou seja, boa qualidade do chumbamento entre o contramarco e a parede de vedação, corresponde a um percentual de 27% nos empreendimentos observados. O som foi averiguado por meio de batidas feitas ao longo de todo o perfil do contramarco pelos próprios pesquisadores. O som cavo pôde ser constatado em 67% dos empreendimentos representando a falta de argamassa de preenchimento na parte interna do contramarco. Em 6% dos casos, o som emitido pelo contramarco não pôde ser verificado.

Relacionado aos profissionais responsáveis pela instalação dos contramarcos, em 73% das edificações, os contramarcos são instalados pela própria equipe de obra. Na maioria destes casos, o contramarco é adquirido em uma empresa distinta da que fornece as esquadrias. Assim, a equipe da obra instala os contramarcos, para posteriormente a empresa fornecedora de esquadria ser contatada para a medição de vãos e fabricação das esquadrias. Tal processo é desaconselhado sob o risco de desenvolver problemas de desempenho, visto que muitas empresas se esquivam da responsabilidade da instalação do contramarco [8].

4.4 Peitoril

Na etapa de acabamento dos empreendimentos que compõem o grupo de amostragem, foram observados detalhes referentes aos peitoris das janelas. Em algumas obras não foram verificadas a presença de contraverga sendo que a viga funcionava como verga. A presença de verga e contraverga dos empreendimentos do grupo de amostragem não puderam ser aferidas em função de não se ter acesso ao local e mão de obra para a posterior recuperação do dano causado na maioria das edificações observadas. As questões avaliadas estão expressas no gráfico da Figura 19.

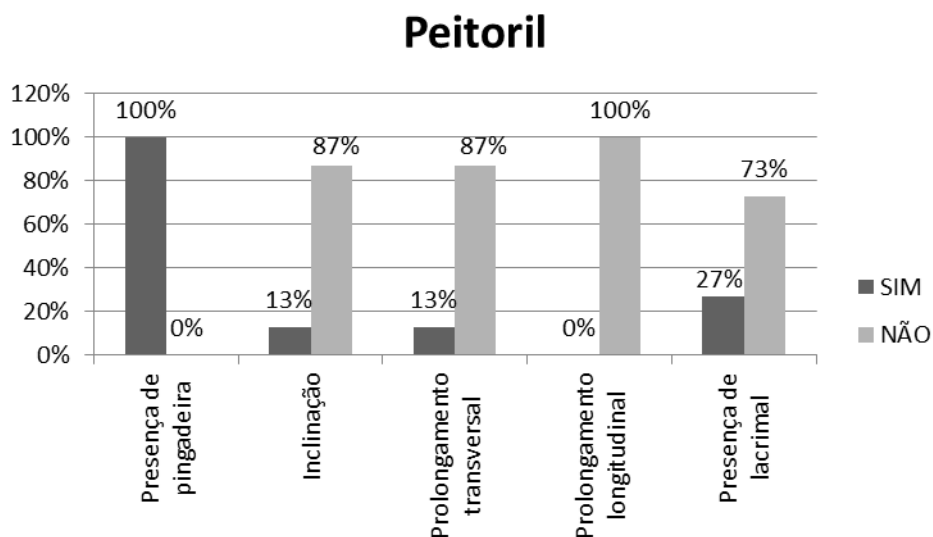


Figura 19: Gráfico sobre peitoril das janelas

Como apresenta o gráfico, todos os empreendimentos apresentaram pingadeira como acabamento externo de proteção nas janelas. Porém, observa-se que em 87% dos casos, a componente pingadeira não possuía declividade, prolongamento transversal e longitudinal adequados. Vale ressaltar que o padrão do processo construtivo considera a inclinação mínima do peitoril de 1% e o prolongamento transversal e longitudinal mínimo de quatro centímetros. As Figuras 20 e 21 ilustram o caso de pingadeira sem declividade e prolongamento longitudinal insuficiente, respectivamente.



Figura 20: Pingadeira sem declividade



Figura 21: Prolongamentos da pingadeira insuficiente

As pingadeiras eram dotadas de lacrimais em 73% dos empreendimentos. Aquelas constituídas em pedra de granito ou basalto, o lacrimal ou gotejador, era formado basicamente por um pequeno sulco realizado com uma serra de corte. Em alguns casos, este sulco era tão pequeno, que se torna possível afirmar a insuficiência do mesmo, pois tal reentrância é realizada de forma empírica dependendo de um profissional sem especialização para o ofício. Foi observado também que, em algumas pingadeiras, o lacrimal coincidia com a parede de vedação devido ao prolongamento transversal insuficiente. Tais detalhes observados são esquematizados na Figura 22.

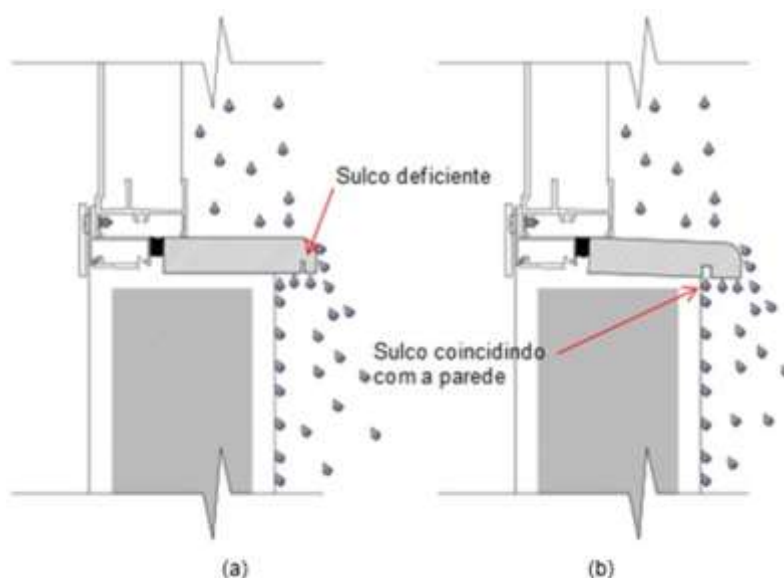


Figura 22: (a) lacrimal de dimensão insuficiente produzido por ferramenta de corte; (b) lacrimal coincidindo com a parede de vedação

A distância entre o sulco e a parede deve ser de no mínimo quatro centímetros. Tal valor não foi verificado em nenhuma das pingadeiras observadas, sendo que a maioria das pingadeiras apresentava projeção transversal de dois centímetros.

4.5 Vedações das janelas

Ainda na etapa de acabamentos, como quarta seção do formulário, foi observado o processo de selagem das janelas. O gráfico da Figura 23 apresenta os percentuais obtidos com a investigação do grupo de amostragem.

Vedações das janelas

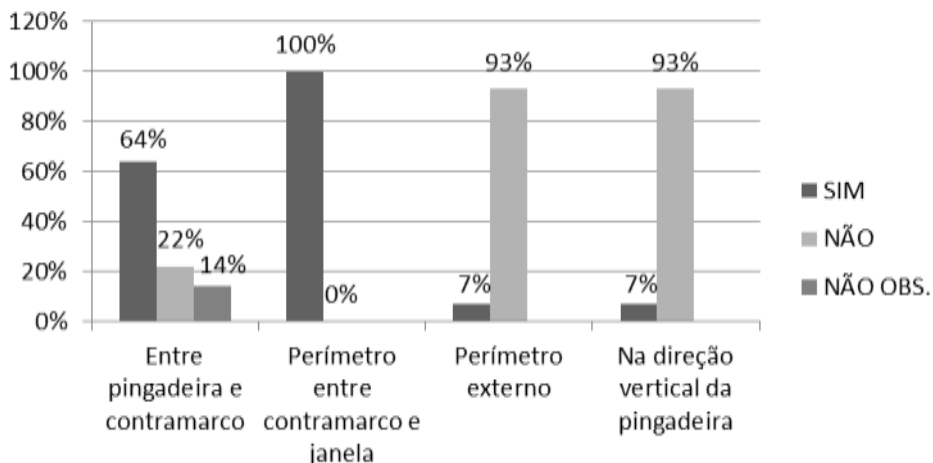


Figura 23: Gráfico sobre vedações

Os dados mostram que 64% dos empreendimentos apresentaram a selagem da junta de acordo com os procedimentos técnicos de referência. O material mais utilizado para a vedação desta interface foi o selante à base de poliuretano, caso ilustrado pela Figura 24. Em 22% dos casos, a junta não apresentava selante elástico, apenas argamassa de preenchimento. Através do gráfico pode-se observar que todos os empreendimentos apresentaram a vedação no perímetro das esquadrias realizada entre o marco e o contramarco da janela. O material utilizado nas edificações observadas foi o selante do tipo silicone, ilustrado pela Figura 25.



Figura 24: Vedação entre pingadeira e contramarco



Figura 25: Vedação no perímetro entre contramarco e janela

Quanto à vedação no perímetro externo das esquadrias e na direção vertical da pingadeira, o gráfico mostra que 93% das edificações não realizam tais selagens. Muitas manifestações patológicas advêm da falta de uma barreira de vedação na parte superior, inferior e lateral das aberturas [5].

A conexão da face lateral da pingadeira com a parede de vedação não recebe o devido tratamento possivelmente por não haver nenhum detalhamento arquitetônico ou executivo que envolva todos os componentes da abertura. Outro motivo deve-se ao fato de que a equipe fornecedora de esquadrias se responsabiliza apenas pela vedação do sistema janela, excluindo dessa forma, o peitoril.

5. RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS

- O projetista deve apresentar detalhes de acabamento na fachada visando à dissipação das concentrações de água nas superfícies das paredes.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- O projetista deve desenvolver todo o processo de detalhamento do sistema janela envolvendo componentes como a própria esquadria, o peitoril, as folgas e as vedações.
- Devem ser contratados fornecedores que disponham de esquadrias normalizadas segundo a NBR 10821-3 [13] e certificadas de acordo com o programa PSQ, e que forneçam todas as informações do fabricante.
- Garantir a estabilidade do conjunto da janela por meio da fixação de mãos francesas e travamentos no contramarco que devem ser mantidos até a etapa de chumbamento.
- Estabelecer o tamanho máximo de três centímetros para a folga entre parede vedação e contramarco, considerando dimensão ideal da folga de dois centímetros e meio.
- Os vãos para esquadrias devem ser projetados seguindo a coordenação modular decimétrica, assim como a fabricação da janela para que haja compatibilização dos componentes.
- O contramarco deve ser chumbado com a utilização de buchas e parafusos sem quebrar a parede. Em paredes de alvenaria convencional, utilizar o auxílio de tijolos maciços para a ancoragem dos chumbadores.
- Preencher todo o vão do contramarco cuidadosamente com argamassa de modo a evitar vazios, resultando em travessa oca no peitoril. É preciso evitar igualmente o empenamento do contramarco.
- Os contramarcos devem ser instalados por equipe especializada, da mesma forma que as janelas. De preferência, ambas as instalações devem ser executadas pela mesma empresa.
- Prever caimento do componente com inclinação mínima de 1% para a face externa da edificação.
- Prever prolongamento longitudinal do componente com dimensão mínima de quatro centímetros de projeção.
- Prever prolongamento longitudinal do componente com dimensão mínima de quatro centímetros de projeção.
- O sulco da pingadeira deve ser bem executado de modo a impedir que o fluxo de água deslize sobre a fachada e estar locado o mais distante possível da parede dentro da limitação estabelecida pelo material da pingadeira.
- Vedar o perímetro externo da janela em todas as suas faces com selante à base de poliuretano ou silicone.
- Vedar as conexões da parede de vedação e pingadeira com selante à base de poliuretano ou silicone.

6. CONCLUSÃO

Com base na análise dos resultados obtidos, verifica-se uma ampla incidência de falhas no processo produtivo, tanto na fase de projeto quanto na execução. Das observações relatadas durante a coleta de dados, todas as questões apresentaram irregularidades com relação às técnicas e procedimentos empregados. Tais falhas podem originar futuras manifestações patológicas que reduzem o desempenho e qualidade final do sistema.

Dessa forma conclui-se que os processos consolidados na construção civil brasileira precisam passar por mudanças em toda a cadeia produtiva para que exista uma compatibilização entre os componentes de uma obra, incluindo o projeto e instalação de esquadrias. Para isso:

- Faz-se necessária a instauração de disciplinas que contemplem a coordenação modular decimétrica e aprofundamento em detalhamentos construtivos de projetos arquitetônicos em universidades e em instituições técnicas;
- os projetistas devem possuir um amplo conhecimento técnico a respeito do sistema construtivo a ser empregado para que as estratégias e soluções de projeto não condicionem a sua utilização devido a falhas no sistema;
- as construtoras e empreendedoras precisam primar pela qualidade, desempenho e vida útil da construção acima de preocupações relativas aos custos e velocidade da obra;
- o emprego de materiais e componentes certificados e normatizados é de fundamental importância para a garantia do desempenho adequado;
- os fornecedores de esquadrias devem trabalhar com produtos certificados e normatizados, além de disponibilizar uma equipe com mão de obra especializada e qualificada para a prestação de tal serviço, visto que esta etapa é de fundamental importância para o adequado desempenho da esquadria;
- os instaladores devem realizar cursos de capacitação e treinamento visando a atualização e melhoramento da prática;

7. REFERÊNCIAS

- [1] Thomaz, E., *Trincas em edificações: causas, prevenção e recuperação*, 1989, 189 p.
- [2] Sousa, M. M. F., *Patologia da construção- elaboração de um catálogo*, 2004, 181 p.
- [3] Militiski, J. et al, *Patologia das fundações*, 2005, 207 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] Thomaz, E., “Trincas em edificações: causas e mecanismos de formação”, *Tecnologia de edificações*, 1988, pp. 555-560.
- [5] Cincotto, M. A., “Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações”, *Tecnologia de edificações*, 1988, pp. 549-552.
- [6] Moch, T., *Interface esquadria/alvenaria e seu entorno; análise das manifestações patológicas típicas e propostas de soluções*, 2009, 178 p.
- [7] Iizuka, M. T., *Instalação de esquadrias de alumínio; prática e inovação*, 2011, 147 p.
- [8] Cardoso, A. B. – *Esquadrias de alumínio no Brasil: histórico, tecnologia, linhas atuais, gráficos de desempenho*, 2004, 302 p.
- [9] Abnt. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10821-2: *esquadrias externas para edificações. Parte 2: Requisitos e classificação*, 2011, 17 p.
- [10] Beltrame, F. R.- *Aplicação das normas ABNT NBR 15575- Edificações habitacionais – Desempenho e ABNT 10821 – Esquadrias*, 2014, 66 p.
- [11] Petrucci, H. M. C. – *A alteração na aparência das fachadas dos edifícios: interação entre as condições ambientais e a forma construída*, 2000, 107 p.
- [12] Associação Brasileira da Construção Industrializada. – *Manual técnico de caixilhos, janelas: aço, alumínio, vidros, pvc, madeira, acessórios, juntas e materiais de vedação*, 1991, 213 p.
- [13] Abnt. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10821-3: *esquadrias externas para edificações. Parte 3: Métodos de ensaio*, 2011, 54 p.



ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO HISTÓRICA DO SÉCULO XVIII

F. SANTOS

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
david-santos@live.com

A. ALVES

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
andre.eng.civ@hotmail.com

F. BRANDÃO

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
eng.franciscobrandao@hotmail.com

E. MESQUITA

Doutorando
CONSTRUCT-LESE, FEUP
Porto, Portugal
emesquita@feup.pt

A. DIOGENES

Professora M.S.c
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
aldeciragd@yahoo.com.br

H. VARUM

Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE, FEUP
Porto, Portugal
hvarum@fe.up.pt

RESUMO

A Igreja do Rosário foi construída em 1767, sendo a igreja mais antiga de Sobral. Sua estrutura é constituída predominantemente por alvenarias autoportantes de tijolos maciços. Ademais, devido sua importância histórica, ela é considerada um edifício de grande valor patrimonial. Todavia, por ser um edifício histórico, e levando-se em consideração a natureza peculiar dos métodos construtivos utilizados em edificações antigas, apresenta limitações quanto a aplicação das normas e códigos modernos. Consequentemente, fica dificultada a sua análise estrutural e, por conseguinte, seu diagnóstico, sendo assim necessárias análises específicas para cada edificação, através de métodos mais complexos como os métodos computacionais. Objetivando contornar esse problema e contribuindo para uma análise da segurança estrutural, uma análise numérica linear foi realizada para a Igreja do Rosário, sendo construído um modelo de elementos finitos utilizando o software comercial *Ansys*. O modelo representou satisfatoriamente o comportamento do edifício, onde foi possível observar as zonas de maiores concentrações de tensão e as possíveis zonas críticas.

Palavras-chave: patrimônio histórico, análise estática, modelagem numérica, caracterização estrutural, MEF.

ABSTRACT

The Rosário's Church was built in 1767, and it's the oldest church of Sobral. Its structure is composed mostly by masonry walls. Moreover, due to its historical importance, it is considered a building of great patrimonial value. However, because it is a historical heritage, and considering the peculiar nature of the constructive methods used in heritage structures, it shows limitations on the application of the modern standards and codes. Consequently, its structural analysis gets harder, as well as its diagnoses. Therefore, it is necessary specific analysis for each building, through more complex methods as those based on the computational methods. In order to get over this issue and contributing to a analysis of the structural safety, a linear numerical analysis was made for the Rosário's Church, building a finite elements model using the comercial software *Ansys*. The model represented satisfactorily the real behavior of the building, and it was possible to observe the biggest tension concentration zones and the possible critical zones.

Keywords: heritage constructions, static analysis, numerical modelling, structural characterization, FEM.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Os monumentos históricos de uma sociedade constituem elementos físicos com grande valor documental, pois evidenciam a história do desenvolvimento de um povo. Por conta disso, essas obras possuem um valor inestimável perante a sociedade na qual se inserem [1]. Justamente por serem uma fonte histórica que sobrevive por vários anos, essas obras são de suma importância para a sociedade. Todavia, devido às condições de manutenção, a segurança estrutural de edifícios históricos pode ter maior dependência de aplicação frequente de medidas de manutenção quando comparadas a construções modernas. Em virtude disso é que muitos desses edifícios são tombados, como forma de prevenção à intervenções que alterem seu aspecto original ou essência construtiva. Uma vez recuperados e reinseridos no âmbito das construções comercialmente ativas, tais como museus, restaurantes, lojas de comércio, dentre outros exemplos, acabam por se tornar elementos de grande valorização e atrativo local.

Merece ainda destaque o fato de que a maioria dessas construções históricas foram construídas de alvenaria, um dos materiais de construção mais antigos e difundidos no mundo. Alvenaria é a combinação de unidades ligadas por suas superfícies e unidas com argamassa, podendo tais unidades serem pedras, tijolos, adobe, ladrilhos, estuques ou blocos pré-moldados [2]. Nesse sentido, a alvenaria é definida como um material compósito, não homogêneo e anisotrópico, e por ser um material heterogêneo, o seu comportamento depende das propriedades mecânicas de seus componentes, apresentando, pois, características próprias, como o mecanismo de falha dos componentes, que, quando carregados, a tensão ou compressão se apresentam de forma similar [3].

A forma de uso mais eficaz de construção de alvenaria pode ser vista em estruturas autoportantes, nas quais se executa uma variedade de funções, tais como suporte de cargas, divisão dos espaços, além de proporcionar isolamento térmico e acústico, bem como proteção contra incêndios e condições meteorológicas. Todavia, até meados do século XX não haviam métodos de engenharia e códigos disponíveis para a concepção de edifícios de alvenaria. Dessa forma, os projetos de elementos estruturais, tais como a espessura das paredes, profundidade de fundação, o espaçamento, entre outros, eram baseados na experiência do construtor [4]. Conseqüentemente, as características das alvenarias de uma antiga estrutura também são difíceis de serem estimadas, uma vez que não existia, à época de sua construção, códigos normativos que fornecessem informações sobre os requisitos mínimos a serem aplicados. Portanto, analisar um edifício histórico significa realizar uma verdadeira investigação sobre a história de uma estrutura composta de elementos que, quase sempre, foram expostos às mais variadas situações ambientais e de carregamentos. Em adição, seria errado esperar que um edifício antigo satisfizesse os mais recentes critérios de projeto, embora o edifício possa ter superado a sua expectativa de vida.

Assim, pode-se inferir que analisar o reforço das estruturas históricas sempre foi uma tarefa difícil, em virtude da complexidade geométrica e da falta de conhecimento sobre o material utilizado, além de modificações estruturais durante o tempo e o envelhecimento do material. Uma melhor compreensão do mecanismo de transferência de carga, tanto da gravidade e do sistema de resistência laterais de tais estruturas, é questão fundamental para uma análise estrutural detalhada, e a conseqüente compreensão dos seus resultados [4].

Conseqüentemente, a análise estrutural é uma ferramenta indispensável, pois, mesmo quando os resultados dos cálculos e a análise não possam ser mais precisos, eles podem indicar o fluxo das tensões e as possíveis áreas críticas [2]. Logo, com o desenvolvimento de métodos computacionais, a análise de elementos finitos se tornou um valioso instrumento para a análise de estruturas históricas, motivo pelo qual é vastamente utilizada, em diferentes tipos de análises, permitindo soluções bem específicas para cada caso, representando, juntamente com os ensaios não-destrutivos, importantes técnicas de avaliação da segurança estrutural de edifícios históricos.

Dentre os vários trabalhos, pode-se destacar o estudo de caso de Lourenço et al. [5], o qual realizou a avaliação da segurança estrutural do Mosteiro dos Jerónimos, em Lisboa. Através da discussão do caso de estudo, os autores salientam como os resultados obtidos a partir de simulações numéricas avançadas em estruturas históricas são importantes para a compreensão do comportamento estrutural. Ademais, o trabalho demonstra que os modelos numéricos também podem ser usados como “um laboratório numérico”, no qual a sensibilidade dos resultados aos parâmetros do material de entrada, ações e condições de contorno, podem ser eficientemente analisados, oferecendo informações valiosas na concepção e compreensão dos ensaios *in situ* e monitoramento estrutural.

Além disso, a importância de estratégias numéricas apropriadas também tem sido discutidas por Cardoso et al. [6]-[7]. Estes autores apontam a importância das condições de contorno na modelagem numérica através da análise de edifícios antigos de alvenaria no centro de Lisboa que sofreram a ação sísmica em 1755. Eles propõem um método interativo

para a avaliação, que consiste em identificar o dano aos elementos estruturais ou conexões e modelar sua rigidez conforme a análise.

Binda [8] analisou a Basílica de San Vitale, em Ravenna (Itália), um edifício bizantino que apresenta fissuras e deformação excessiva. Os autores construíram um modelo de elementos finitos de toda a basílica, levando em consideração os resultados da investigação topográfica e dos ensaios *in situ*, que foram concebidos como um primeiro passo para a compreensão do comportamento estrutural. Através do modelo, foi possível identificar a origem do padrão das fissuras pesquisadas e detectadas a partir concentrações de tensões, com valores de pico perto da resistência à tração de alvenaria.

Nos estudos realizados por Betti et al. [9]-[10] é exposta a modelagem e a análise de edifícios de alvenaria históricos de importância cultural, apresentando metodologia de análise numérica prática para os diversos problemas da engenharia. Estes trabalhos sugerem que a compreensão do comportamento estrutural de edifícios históricos é um processo interativo, que começa a partir de estratégias preliminares de modelagem mais simplificadas, e que não limitam a praticidade em um primeiro momento. Somente a partir da compreensão do comportamento estático de uma maneira mais geral, os edifícios do patrimônio cultural requerem uma abordagem maior, destinada a recolher todas as informações possíveis (numérica e experimental), necessárias para se emitir um parecer técnico apropriado e crítico.

Este presente trabalho proporciona uma contribuição ao estudo do comportamento estrutural de uma Igreja construída com paredes de alvenarias autoportantes, datada de século XVIII, a partir da construção de um modelo simplificado de elementos finitos.

2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

Localizada no atual centro comercial da cidade de Sobral, a igreja de Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos (Figura 1) foi construída no ano de 1767, sendo a Igreja mais antiga do centro histórico sobralense.



Figura 1: Igreja de Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos

Uma de suas características mais marcantes é o frontão, que em muito se assemelha às feições barrocas, graças aos seus movimentos curvilíneos, os quais formam uma abertura em formato de arco, disposta centralmente e enriquecida com a inserção de uma cruz, além de quatro pináculos dispostos nas laterais do frontão. A Igreja do Rosário, a mais antiga de Sobral, sofreu algumas modificações por iniciativa do então vigário geral Pe. José Tupinambá da Frota, tais como as ampliações laterais em 1914. Em 1926, já como bispo, Dom José mudou o piso de tijolos por ladrilhos hidráulicos e mandou retirar as tribunas laterais típicas do século XVIII. Entre 1941 e 1942 foi reformado o altar mor conforme projeto do italiano Agostinho Balmes Odisio[11]. Além disso, a riqueza da arquitetura da igreja é marcada pela inserção de técnicas não-eruditas, muito populares à época, possuindo uma fachada principal simétrica e portas e janelas cujas aberturas estão em forma de arco. As fachadas laterais, por sua vez, apresentam as mesmas características de portas, porém as janelas estão em formatos circulares. Estes detalhes podem ser verificados nos cortes da Fachada na Figura 2.

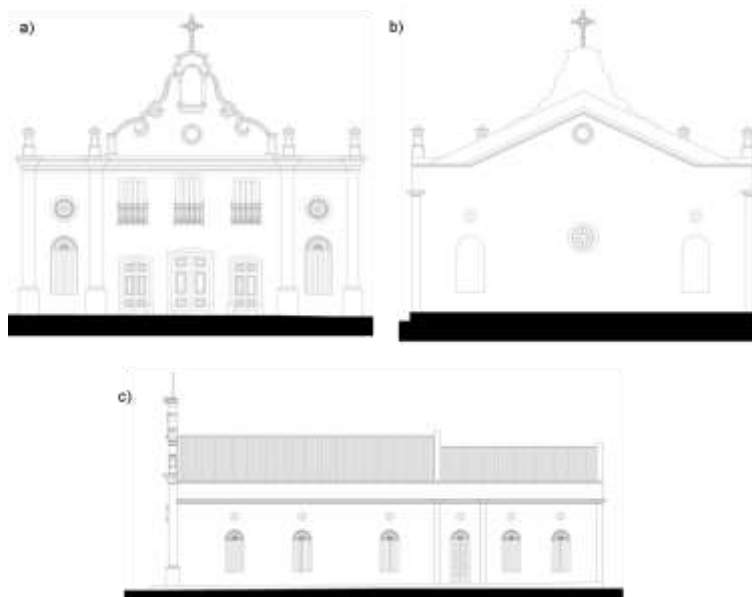


Figura 2 Cortes das fachadas da Igreja do Rosário (a) fachada principal (b) fachada fundo (c) fachada lateral

A igreja tem área de ocupação de aproximadamente 540 m², possuindo externamente 5 portas (3 na fachada frontal e mais 1 em cada fachada lateral). As janelas possuem arcos e são 17 em sua totalidade (5 na fachada frontal, 2 na fachada de fundo e mais 5 em cada fachada lateral). As paredes externas tem espessura de 57 cm, com excessão da parede da fachada frontal que tem 1,05 m de espessura enquanto as paredes internas da nave principal tem 0,89 cm de espessura. O frontão tem altura de 14 m.

Internamente, a igreja é composta de uma nave central e duas naves laterais, dispostas uma de cada lado, onde se dividem pela presença de arcos. Também apresenta um arco maior, o qual separa o altar da nave principal. Existe, ainda, uma pequena câmara por detrás do altar. Estes detalhes podem ser melhor verificados na Figura 3.

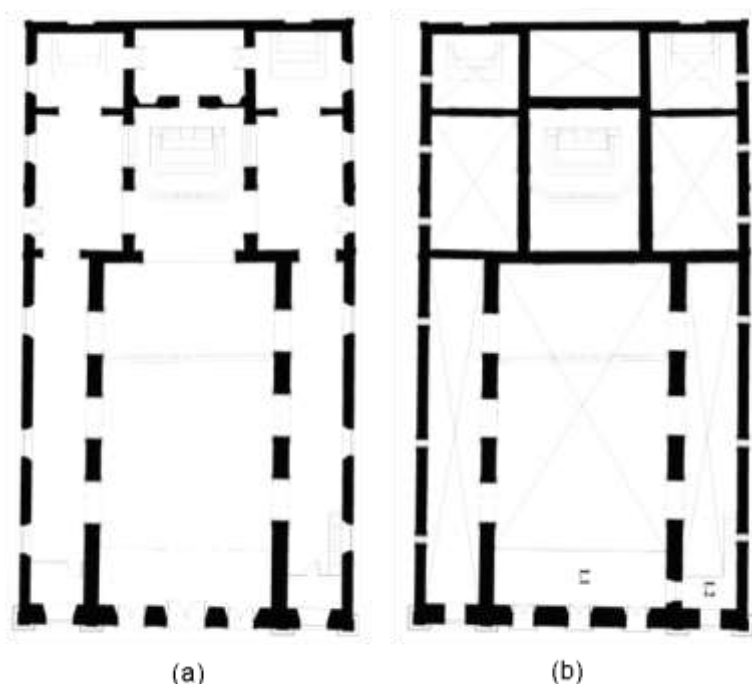


Figura 3: Planta baixa da área interna da igreja: a) pavimento inferior; b) pavimento superior

No pavimento superior há apenas duas lajes, como se pode ver na Figura 3. A laje L1 tem área de 26,2 m² e a laje L2 tem área de 4,5 m².

Em relação ao estado atual de conservação da estrutura, uma inspeção técnica realizada no dia 09 de novembro de 2015 demonstrou que a igreja apresenta algumas fissurações em alguns pontos da fachada, essencialmente concentradas nas regiões arqueadas das aberturas. Essas fissuras podem ser observadas na Figura 4. Um exemplo de como se apresentam estas fissuras pode ser observado na Figura 5.

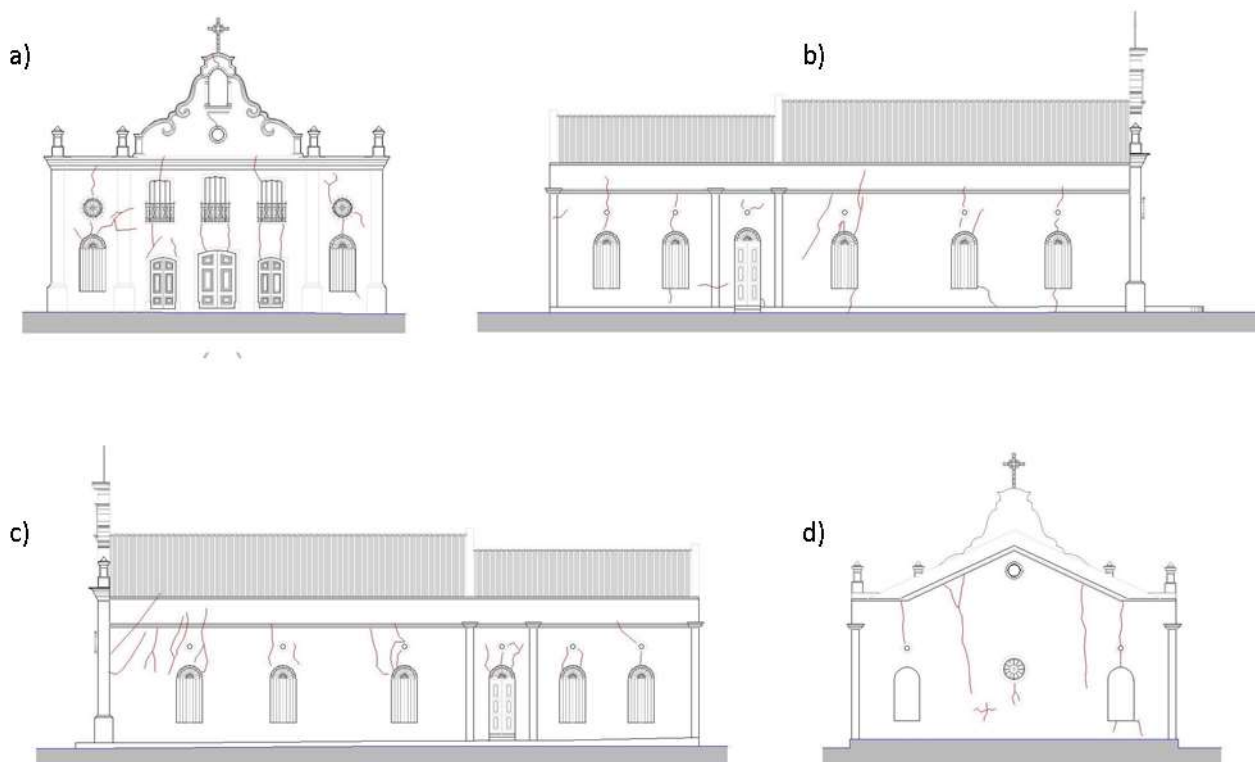


Figura 4: Mapa de Fissuração



Figura 5: Fissura na fachada lateral.

A igreja foi construída através de alvenaria de tijolos maciços unidos por argamassa de cal. Para a realização da análise numérica foram utilizados os valores apresentados nas literaturas para essa técnica construtiva, os quais podem ser observados na Tabela 1, que trata das propriedades dos materiais.

Tabela 1: Propriedades dos materiais adotadas no presente estudo

E [GPa]	w [KN/m ³]	v
1.50	18	0.2

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

No presente artigo foi estudada um estrutura de alvenaria autoportante de tijolos maciços, nomeadamente a Igreja do Rosário. Para tal, foi construído um modelo tridimensional de elementos finitos, considerando-se uma macromodelagem, com material isotrópico, e comportamento no regime elástico. As propriedades do matérias utilizadas foram as listadas anteriormente.

O modelo geométrico foi construído apenas para as paredes de alvenaria, a cobertura formada de madeira e telhas cerâmico não foram considerados no modelo e seus respectivos pesos próprios, 1,5 kN/m², foram aplicados nas paredes autoportantes por pressões normais a superfície superior das mesmas. A escada e a laje também não foram consideradas no modelo diretamente e o carregamento referente a essas peças, quais sejam, 2,5 kN/m² e 2,0 kN/m² foram incluídos na forma de carregamentos verticais concentrados distribuídos em nós ao longo da localização da reação geradas por estes membros na estrutura de alvenaria. Sendo todo o carregamento da estrutura calculado de acordo com as recomendações das normas brasileiras [12].

A geometria da Igreja foi concebida o mais preciso possível de acordo com um levantamento geométrico realizado pelo IPHAN[13] em um software CAD. Algumas minorações foram feitas para se tentar minimizar a ocorrência de descontinuidades e discretização de pequenos elementos em regiões onde não fossem formadas pelo compósito alvenaria, já que esta hipótese não respeitaria a macro-modelagem assumida anteriormente. As paredes foram modeladas com a espessura constante, apesar de todas apresentarem uma variação de espessura de aproximadamente 1 cm. Nas aberturas de portas e janelas, na face interna da igreja, apresentam uma pequena diminuição na espessura da parede, para qual neste modelo foi assumido como constante. Adicionalmente, detalhes ornamentais foram simplificados, os pináculos foram simplificadaamente discretizados com seções retangulares constantes, porem com o critério de permanecer com a área da seção transversal igual a área real. Além do mais, o frontão perdeu a características curvilíneas acentuadas sendo assumido como uma curva suave, porém, obedecendo a silhueta original.

Em quaisquer lugares onde as informações não foram disponíveis, suposições foram tomadas da forma mais razoável possível, sempre assumindo que foram usadas técnicas construtivas similares em todo o prédio, resultando em soluções análogas.

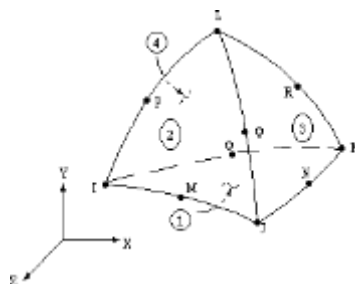


Figura 6: SOLID92 3-D 10-Node S'ólido tetraedrico estrutural[14]

O modelo geométrico descrito anteriormente foi discretizado por elementos tetraedricos finitos com o auxilio do programa *Ansys (versão 12.1)*. Este elemento (Figura 6) é formado por 10 nós tendo 3 graus de liberdade cada nó: translações no nó x, y e z. Tetrahedricos são elementos extremamente flexíveis, e são completamente compatíveis com a malha automática de um modelo 3D. Este elemento permite que seja analisados modelos sujeitos tanto a compressão vertical e flexão, na qual faz as tensões verticais variarem através das seções das paredes. Além do mais, as superfícies curvelíneas, dos arcos e janelas, podem ser modeladas mais precisamente usando o elemento composto por 10 nós. O elemento 3D pode ser observado na Figura 7, consistindo em 88728 nós, 47032 elementos.

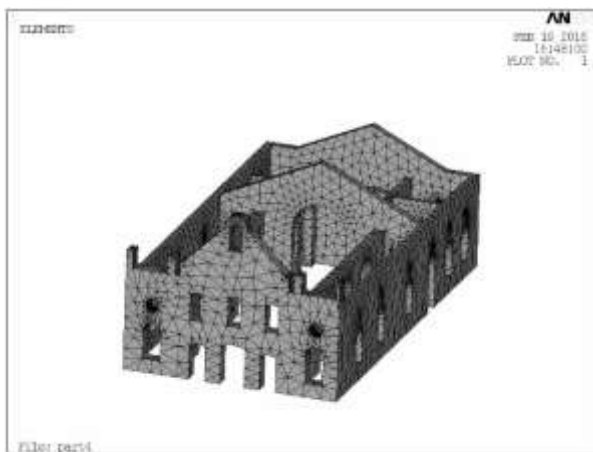


Figura 7: Modelo de elementos finitos da Igreja do Rosário

4. RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica foi realizada com ambos os carregamentos permanentes e acidentais. Os resultados das análises através do método de elementos finitos está resumido nas Figuras 8-11. Pela análise das tensões verticais apresentadas na figura 8, é possível indentificar três regiões principais com distintos níveis de carregamentos, a região superior que inicia-se na parte superior e vai até aproximadamente a abertura dos vãos de portas e janelas, com aproximadamente 2,5 metros de altura, possui um carregamento médio de 0,3 MPa de compressão, nessa região também se encontram as tensões verticais nulas. A segunda região compreende-se aproximadamente nos 2,5 metros centrais nas quais possuem uma tensão média de compressão de 0,7 MPa e a terceira região pode ser localizada na parte inferior com uma altura similar das outras duas, apresentando uma tensão média de compressão por volta de 1,35 MPa. Em alguns lugares devido as concentrações de tensões ocasionadas pela geometria (disposição das aberturas e ligação das paredes) são observadas tensões de compressão superiores a 1,7 MPa. Pode-se destacar o canto inferior dos encontros das paredes ortogonais e a região localizada próximo ao arco principal da fachada frontal, que apresenta valores de compressão por volta de 3 MPa. Alguns locais se observa a presença de tensões de tração com a máxima tração apresentada de 0,7 MPa, de modo específico, são observadas essas tensões nos vértices dos arcos das aberturas de janelas e portas.

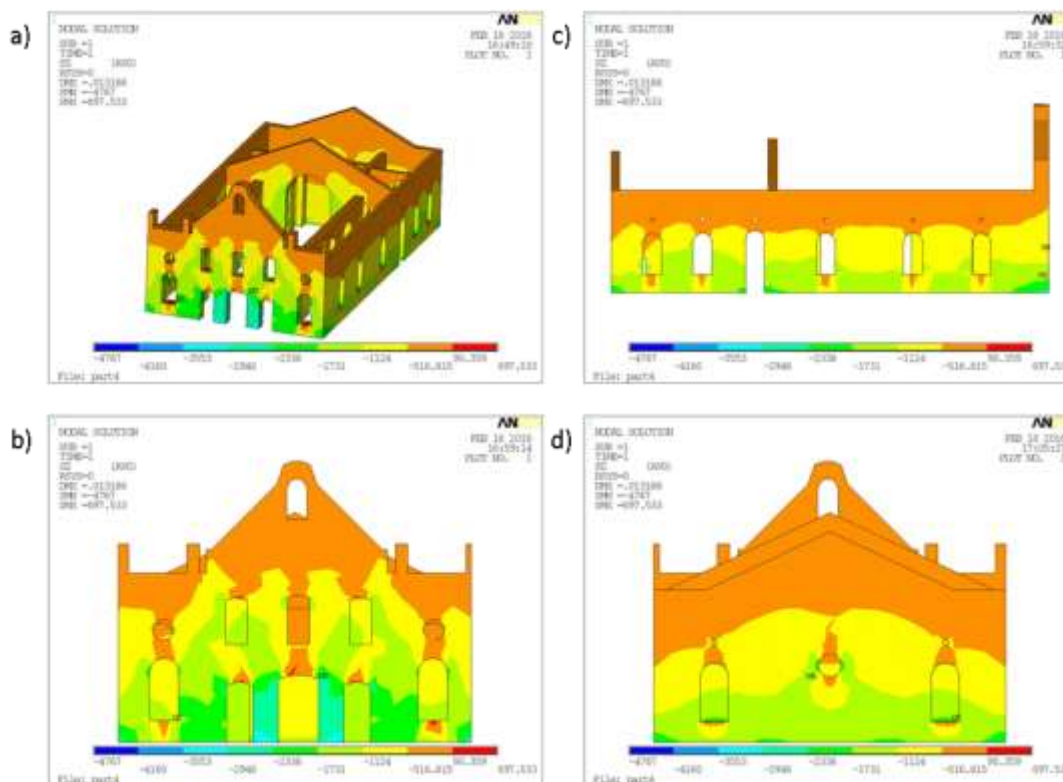


Figura 8: Tensões verticais (Unidades em kPa: a) Vista Geral b) Fachada Frontal c) Fachada Lateral d) Fachada Posterior

O resultados em das tensões máximas de tração (primeira tensão principal) estão plotados na Figura 9. Mostrando uma valor médio em praticamente toda a edificação, 0,05 MPa de compressão, excetuando-se pelas regiões proximas as aberturas, com valores entre 0,1 e 0,5 MPa de tração, chegando até 1,1 MPa de tração na meio dos vãos arqueados. Na base das ligações das paredes ortogonais apresentam-se também picos de tensões de compressão por volta de 0,7 MPa. Adicionalmente, na Figura 10, está plotados os valores referente a tensão máxima de compressão, (terceira tensão principal), onde se pode observar uma tração máxima de 0,29 MPa e uma compressão média de 3 MPa, porém com um pico de aproximadamente 5 MPa em pouquíssimos pontos que pode ser explicado pelo refinamento da malha. Por último mostra-se na Figura 11 mostra-se os valores das deformações referentes a primeira deformação principal, nas quais pode se observar valores máximos de 0,786 mm.

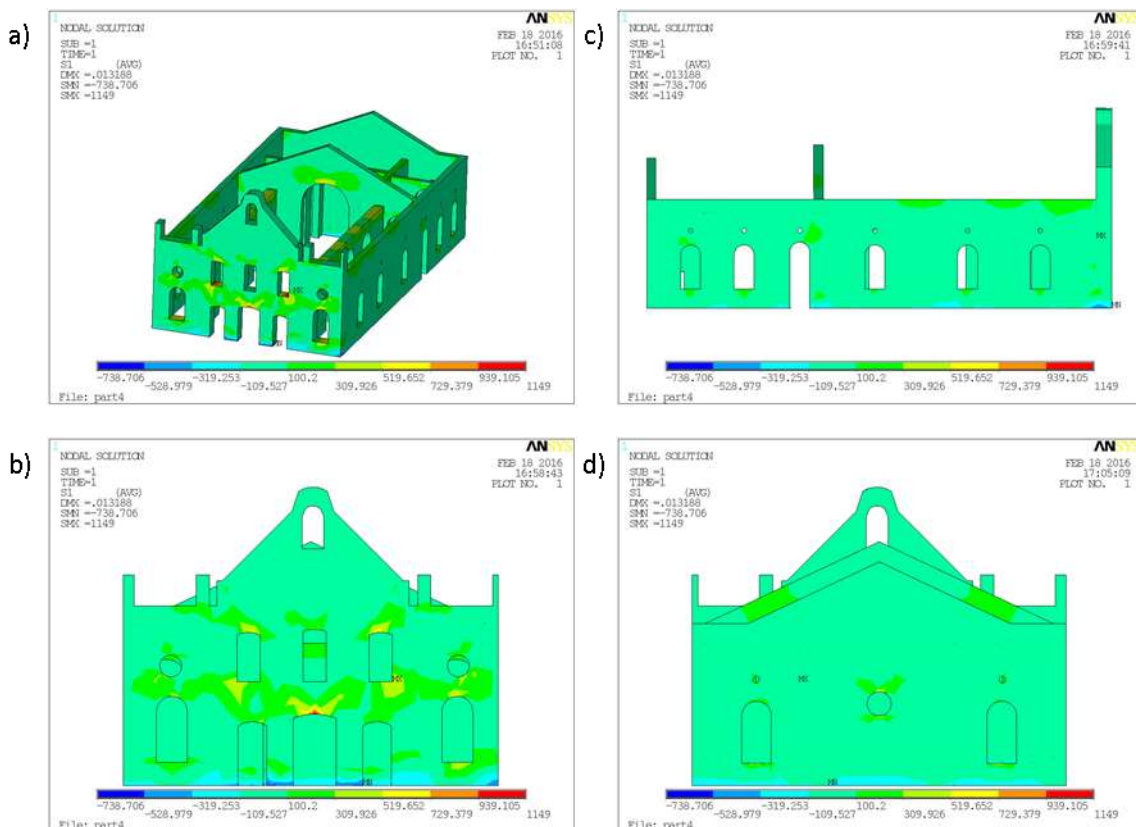


Figura 9: Tensões máximas de tração (Unidades em kPa: a) Vista Geral; b) Fachada Frontal; c) Fachada Lateral; d) Fachada Posterior

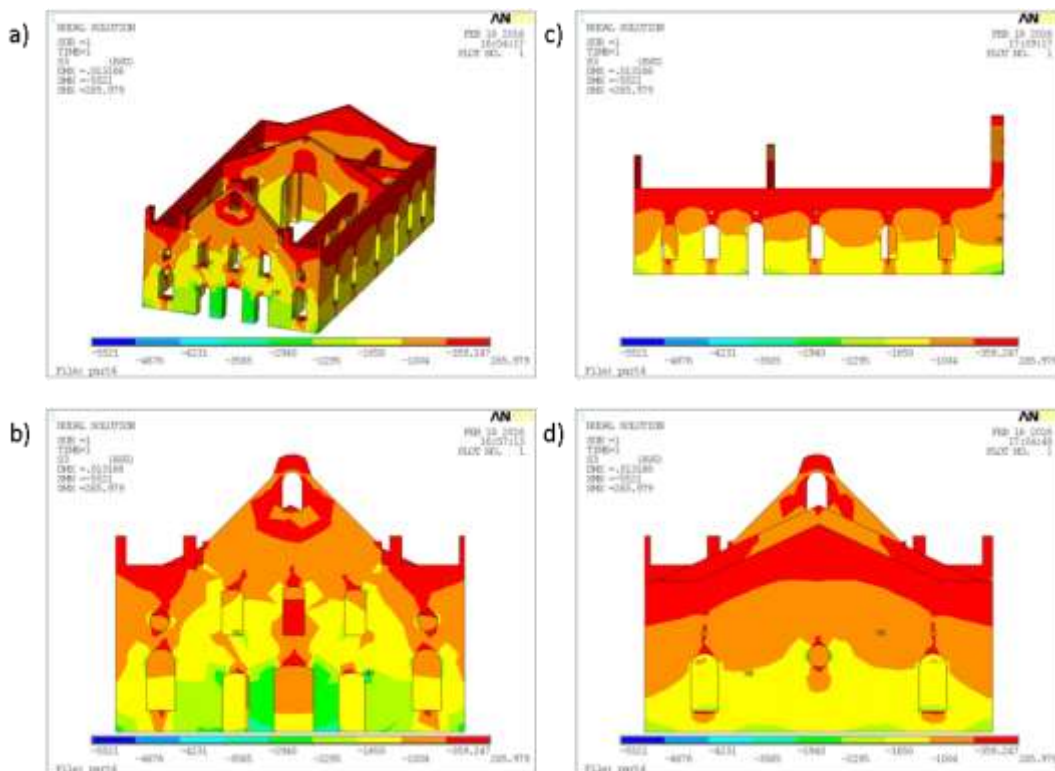


Figura 10: Tensões máximas de compressão (terceira tensão principal):(Unidades em kPa: a) Vista Geral; b) Fachada Frontal; c) Fachada Lateral; d) Fachada Posterior

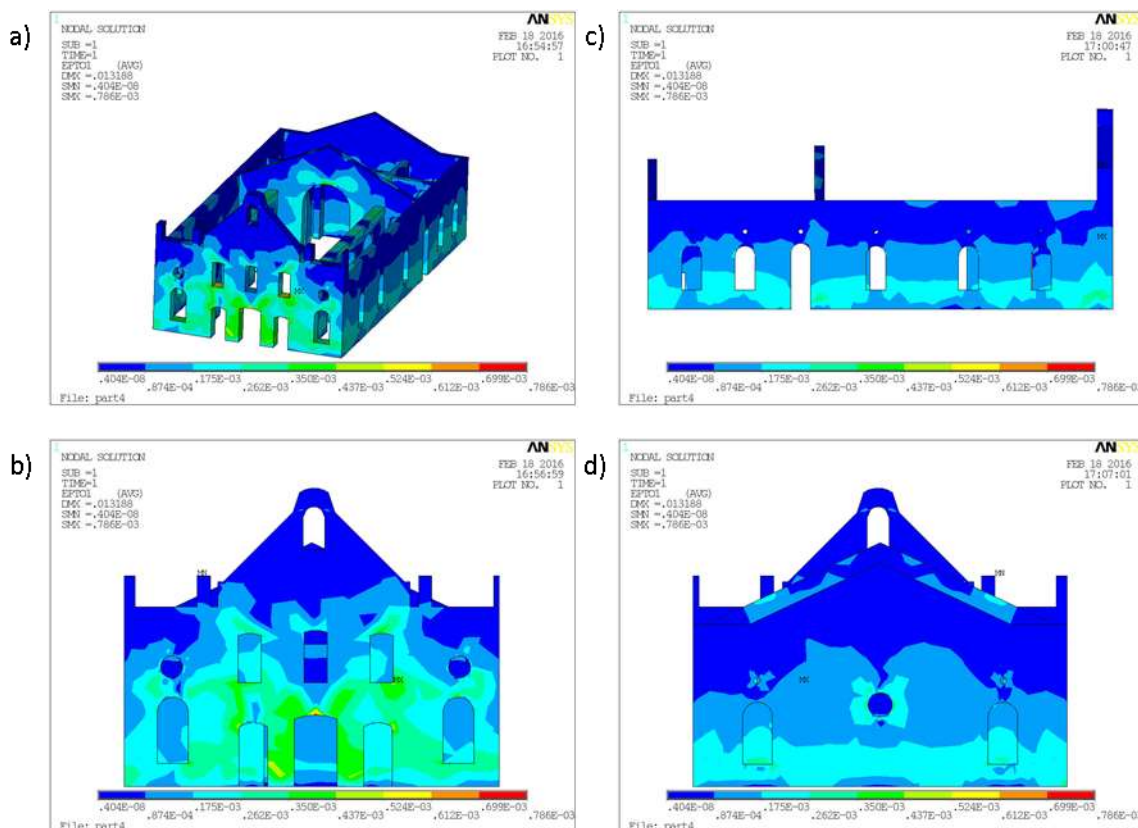


Figura 11: Primeira deformação principal (unidades em metro): a) Vista Geral; b) Fachada Frontal; c) Fachada Lateral; d) Fachada Posterior

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou um análise estrutural da Igreja de Nossa Senhora do Rosário dos Pretos, situada em Sobral, uma edificação histórica do século XVIII. O estudo de edificações históricas envolve um grande numero de icógnitas tais como: propriedades dos materias, geometria da estrutura, danos, conexão entre elementos entre outros. Esta grande variedade de dados a serem investigados resulta em um processo multidisciplinar, complexo e oneroso, requerindo assim uma etapa de planejamento. Uma das etapas adequadas é a utilização de modelos simplificados, os quais podem oferecer indicações para melhorar a investigação *in situ* e propor soluções preliminares adequadas a investigação.

A análise estática mostrou que a configuração estrutural da igreja é adequada para suportar os efeitos do carregamento vertical (marjoritriamente peso próprio), o que é usual para prédios históricos de alvenaria. Foi possível também observar as regiões mais tensionadas da estrutura, além de sugerir as regiões mais vulneráveis. Em conclusão, esse tipo de análise é uma ferramenta é eficiente para a contribuição ao estudo da conservação estrutural. Na qual é sugerida para uma grande variedade de edifícios patrimoniais, tenho em vista a sua adaptabilidade e eficácia.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN, pelo suporte necessário à realização deste trabalho. Esequiel Mesquita agradece à Fundação CAPES, Ministério da Educação do Brasil pela Bolsa de Doutorado Pleno no Exterior, Processo nº 10023/13-5.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



7. REFERÊNCIAS

- [1] P. B. Lourenço, “The ICOMOS methodology for conservation of cultural heritage buildings : concepts , research and application to case studies,” in *International Conference on 13 Preservation, Maintenance and Rehabilitation of Historic Buildings and Structures.*, 2014.
- [2] ICOMOS, “Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage.” 2001.
- [3] P. B. Lourenço, *Computational strategies for masonry structures*, vol. 70, no. 08. 1996.
- [4] S. Ahmad, R. A. Khan, and H. Gupta, “Seismic Performance of a Masonry Heritage Structure,” no. 4, pp. 335–340, 2014.
- [5] P. B. Lourenço, K. J. Krakowiak, F. M. Fernandes, and L. F. Ramos, “Failure analysis of Monastery of Jerônimos, Lisbon: How to learn from sophisticated numerical models,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 14, no. 2, pp. 280–300, 2007.
- [6] R. Cardoso, M. Lopes, and R. Bento, “Seismic evaluation of old masonry buildings . Part I : Method description and application to a case-study,” vol. 27, pp. 2024–2035, 2005.
- [7] R. Bento, M. Lopes, and R. Cardoso, “Seismic evaluation of old masonry buildings. Part II: Analysis of strengthening solutions for a case study,” *Eng. Struct.*, vol. 27, no. 14, pp. 2014–2023, 2005.
- [8] A. Taliercio and L. Binda, “The Basilica of San Vitale in Ravenna: Investigation on the current structural faults and their mid-term evolution,” *J. Cult. Herit.*, vol. 8, no. 2, pp. 99–118, 2007.
- [9] M. Betti, G. Bartoli, and M. Orlando, “Evaluation study on structural fault of a Renaissance Italian palace,” *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 7, pp. 1801–1813, 2010.
- [10] M. Betti, M. Orlando, and A. Vignoli, “Static behaviour of an Italian Medieval Castle : Damage assessment by numerical modelling,” *Comput. Struct.*, vol. 89, no. 21–22, pp. 1956–1970, 2011.
- [11] SECULT, “Igreja de Nossa Senhora do Rosário.” [Online]. Disponível: <http://cultura.sobral.ce.gov.br/espaco/id:19/>. [Acessado: 05-Jan-2016].
- [12] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.” Rio de Janeiro, Brazil; 1980.
- [13] IPHAN, “Inventário Nacional de Bens Brquitetônicos – IBA.” Sobral, 2005.
- [14] “Ansys Manual.” [Online]. Disponível: http://www.ansys.stuba.sk/html/elem_55/chapter4/ES4-92.htm. [Acessado: 01-Jan-2016].



ANÁLISE QUANTITATIVA DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DAS FACHADAS DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL – ESTUDO DE CASO

C. PACHECO

Mestranda em Eng. Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Espírito Santo; Brasil
clari1512@hotmail.com

G. VIEIRA

Professora Doutora
Universidade Federal do Espírito
Espírito Santo; Brasil
geilma.vieira@gmail.com

R. PACHECO

Doutorando em Eng. Materiais
Universidade de São Paulo
São Paulo; Brasil
ronaldopacheco@usp.br

RESUMO

A perda de desempenho dos revestimentos externos é significativa quando não há um projeto correto, uma execução adequada com materiais de qualidade e a ausência de manutenções e reformas realizadas por profissionais habilitados. Todos esses fatores associados ao fato das fachadas serem um dos locais que mais sofrem com as agressões do meio externo contribuem para o aparecimento das manifestações patológicas. Com isso, o objetivo deste artigo é apresentar os resultados das análises das manifestações patológicas das fachadas de um edifício comercial localizado na cidade de Vitória – ES. As fachadas avaliadas são de revestimento cerâmico, mas originalmente possuíam a pintura como acabamento. Para realizar o levantamento de dados foram realizadas vistorias para quantificação visual das manifestações patológicas. Realizou-se o teste de percussão em parte das fachadas no qual também foi possível detectar características do revestimento. E como complemento, foram obtidas informações referentes ao edifício através de entrevistas e análises de projetos. Concluiu-se que a troca de revestimento foi um fator determinante para a incidência das principais manifestações patológicas no revestimento cerâmico deste edifício: o descolamento e pontos de perda de aderência detectados pelo som cavo no teste de percussão e as principais regiões da fachada atingidas são as paredes contínuas e a transição entre pavimentos.

Palavras-chave: Manifestação patológica, fachada, revestimento cerâmico.

ABSTRACT

The loss of performance of external cladding is significant when there is a correct design, proper execution with quality materials and the absence of maintenance and renovations carried out by qualified professionals. All these factors associated with the fact that the facades are one of the places most affected by the attacks of the external environment contribute to the onset of pathological manifestations. Thus, the purpose of this article is to present the results of analysis of the pathological manifestations of the facade of a commercial building located in the city of Vitória - ES. The facades are evaluated ceramic coating, but originally owned the painting and finishing. To perform data collection surveys were conducted to visual quantification of pathological manifestations. We carried out the test drum of the facades in which it was also possible to detect coating characteristics. And in addition, information was obtained concerning the building through interviews and project analysis. It was concluded that the exchange of coating was a determining factor in the incidence of major pathological manifestations in the ceramic lining of the building: the detachment and loss of adhesion points detected by the dull sound on percussion test and the main regions affected facade are continuous transition between walls and floors.

Keywords: Pathological manifestation, facade, ceramic coating.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

As fachadas e a cobertura das edificações são as partes que mais sofrem com a exposição às intempéries naturais como, como radiação solar, umidade, temperatura, vento, chuva, as quais possuem agentes agressivos que diminuem a vida útil destes locais [1]. Outros fatores externos também atuam como mecanismos de degradação das fachadas, como a movimentação estrutural, movimentações térmicas e a sobrecarga [2]. Com isso, é importante entender o funcionamento do revestimento externo, assim como da cobertura, e analisar as manifestações patológicas que ocorrem para aprimorar estes sistemas de forma a minimizar a ocorrência destes problemas.

O local definido para este estudo foi a cidade litorânea de Vitória, no Espírito Santo, na qual os edifícios possuem em sua maioria três tipos predominantes de revestimento externo de fachadas: cerâmico, pintura e rochas ornamentais. Sendo que estes três são utilizados em conjunto ou não. Outro fator é que o revestimento cerâmico é predominante nos edifícios por agregar maior valor à construção, mesmo sendo o revestimento que mais causa danos quando ocorre o seu desprendimento da estrutura. Outro tipo de revestimento externo que está se tornando notável na cidade, principalmente nos edifícios comerciais, é o ACM (Alumínio Composto). O ACM é uma tecnologia recente no mercado de fachadas, quando comparada aos antigos revestimentos, que precisa ser melhor estudada e analisada para garantir sua estabilidade, segurança e vida útil.

Muitas fachadas da cidade já apresentam manifestações patológicas tanto em edificações novas ou antigas pois podem ter sido originados desde a concepção do projeto até a forma de manutenção utilizada no local. Com isso o objetivo deste artigo é apresentar uma análise quantitativa das manifestações patológicas observadas em um edifício comercial, localizado em Vitória, com fachadas em revestimento cerâmico.

1.1 Manifestações patológicas em fachadas

A manifestação patológica é uma irregularidade que surge a partir de falhas no projeto, na fabricação, na instalação, na execução, no uso, na manutenção ou em função do envelhecimento natural [3]. Pode ser de origem congênita, construtiva, adquirida ou acidental: as congênicas ocorrem por erros de projeto e desconhecimento de normas técnicas; as construtivas ocorrem na etapa de construção por erro de execução, utilização de materiais inapropriados e mão de obra desqualificada; as adquiridas surgem durante a vida útil ocasionada pela exposição da edificação à agressividade do meio; as acidentais por ocorrência de algum fenômeno atípico [4]. As adquiridas e acidentais estão diretamente relacionadas aos agentes de degradação aos quais as fachadas estão expostas. Agente de degradação pode ser definido como um grupo de fatores que afetam o desempenho de um material de construção, componente ou sistema (Fatores climáticos, biológicos, de uso, ações mecânicas, vibrações e outros) [5].

Nas fachadas com revestimento cerâmico as principais manifestações patológicas são: deslocamento do revestimento, fissuras no revestimento, eflorescência, manchamento, deterioração dos rejuntas e juntas, alteração nas placas cerâmicas (gretamento, mudança de cor, perda de brilho), vegetação por transposição eólica e outras. Entre estes danos, o deslocamento cerâmico é o mais observado nas fachadas da cidade de Vitória e além de contribuir para a redução da vida útil do edifício é um fator de risco para pedestres e carros que circulam nas proximidades dos edifícios.

Em estudo [6] apresentado na cidade do Recife concluiu-se que quando o deslocamento cerâmico ocorre por falhas de especificação dos materiais, projeto ou produção essa manifestação é observada nas idades iniciais das edificações. Os locais de maior incidência são panos fechados, trechos curvos, fachada voltada para o lado oeste e onde possui cerâmica com cor escura. Outros fatores que influenciam significativamente para o aparecimento deste problema são a ausência de juntas de dilatação que geram elevados esforços no revestimento [7] e a falha de preenchimento do tardo. Antunes [2] destaca que os fatores climáticos influenciam em quase todas as manifestações patológicas identificadas nas fachadas e o descolamento e deslocamento cerâmico são os que estão mais associados a estes fatores.

O deslocamento cerâmico pode ocorrer por diversas causas, atuando em conjunto ou separadamente. Para ajudar na análise é importante observar a forma do deslocamento, ou seja, em qual camada do revestimento houve o desprendimento. Se a argamassa de fixação da cerâmica descolou junto com a peça significa que pode ter ocorrido retração da base, expansão das peças cerâmicas, preparação incorreta do substrato, material de fixação impróprio, erro de execução durante o assentamento e/ou movimentações térmicas. Mas caso a argamassa de fixação descole junto com a cerâmica, o problema não está relacionado com a cerâmica, mas sim com a aderência da argamassa à base [8].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2. METODOLOGIA

Esta pesquisa consiste nas seguintes etapas: I Seleção do edifício a ser inspecionado; II Entrevistas com os proprietários e registro das informações técnicas das fachadas; III Detalhamento gráfico do edifício, com croquis da planta baixa e das fachadas; IV Inspeção visual das fachadas com registro das manifestações patológicas e suas áreas; V Teste de percussão no revestimento cerâmico de parte das fachadas; VI Análise e apresentação dos resultados. A seguir, essas etapas serão detalhadas.

2.1 Etapa I

O edifício selecionado para realização da vistoria está localizado na cidade de Vitória-ES em um bairro residencial e próximo à praia. É um prédio comercial que possui as fachadas visíveis (frente e laterais) em revestimento cerâmico e a fachada fundos (inacessível para vistoria) com acabamento em pintura. Os critérios de seleção deste prédio foram o tipo de revestimento externo (predominantemente cerâmico), a visível ocorrência de manifestações patológicas nas fachadas e a facilidade de acesso para realização das vistorias e do teste de percussão.

2.2 Etapa II

A entrevista com os proprietários foi realizada a partir de um formulário elaborado (Ficha de vistoria de fachadas). O objetivo era obter informações sobre a construção do edifício, alterações realizadas no prédio, mudanças nas fachadas, tipo e periodicidade de manutenção e existência de laudos técnicos. Nesta Ficha também foram registradas as informações técnicas das fachadas, como a presença de juntas e artifícios de proteção (peitoril, rufos, jardineiras, toldos) e os tipos de revestimentos cerâmicos existentes. A estrutura do formulário foi baseada no check list detalhado no Quadro 1.

Quadro 1 – Check list

Check list	Observações
Autorização para a vistoria	Solicitar, por escrito, uma autorização ao responsável pelo edifício para realizar o levantamento de dados e a publicação dos mesmos.
Nome e endereço do edifício	-
Projetos	Verificar a existência dos projetos, principalmente executivo, estrutural, arquitetônico, de fachadas, de juntas.
Histórico da construção	Verificar se houve algo relevante (como problemas na fundação, alterações no projeto, manutenções corretivas antes do previsto e outras) durante as etapas de projeto, execução e uso da edificação.
Idade	As datas de início e entrega da obra.
Número de pavimentos	Quantidades e tipos de pavimentos (se há cobertura, subsolo, área de lazer outros).
Tipo de uso	Para qual tipo de uso o edifício foi construído, se ainda possui esta finalidade ou não.
Orientação cardinal das fachadas	Verificar as orientações cardiais de todas as fachadas.
Sistema Construtivo	Descrever o sistema construtivo estrutural.
Tipo de acabamento da fachada	Quais os tipos de acabamento existentes nas fachadas e se já tiveram alguma alteração.
Projeto de revestimento	Verificar se há este tipo de projeto, se não, tentar junto à construtora como foi o processo de definição dos elementos das fachadas.
Intervenções anteriores	Se houve algum tipo de intervenção em algum local da edificação. Se sim, verificar os locais e o porquê destas alterações.
Frequência de manutenção	Verificar se existe algum tipo de plano de manutenção. Se já foi feita alguma ou se há previsão de executar. Analisar se é realizado de acordo com a norma de manutenção de edificações (ABNT NBR 5674: 2012).
Laudos de Inspeção Predial	Verificar se já foi feito algum laudo de inspeção predial na edificação desde a sua construção e se já, analisar as informações obtidas.
Áreas	Registrar todas as áreas das fachadas de cada edifício. Esta etapa deve ser feita de acordo com a forma de vistoria.

2.3 Etapa III

Após a entrevista e o levantamento dos dados técnicos do edifício, foi realizada a medição *in loco* do perímetro do prédio, das aberturas e detalhes existentes para elaboração dos croquis da planta baixa e das fachadas. Os desenhos foram feitos durante a medição e redesenhados no programa AutoCAD® para visualização da orientação das fachadas, medição das áreas e levantamento de dados.

2.4 Etapa IV

A metodologia para inspeção visual das fachadas foi baseada no método de Silvestre e Brito [9] no qual serão classificadas as manifestações patológicas em função da tabela adotada pelos pesquisadores e elaborada a ficha de ensaio do Teste de Percussão. O estudo também será baseado na metodologia de Antunes [2] para definição das regiões das fachadas, determinação das áreas, produção dos croquis, da ficha de inspeção e apresentação dos resultados através de gráficos de incidência de manifestação patológica por região da fachada e cálculo da ocorrência dos danos.

As regiões da fachada que serão avaliadas neste estudo foram definidas por Gaspar e Brito [10] e adaptada por Antunes [2] para localizar os danos identificados, pois se percebe que nas fachadas da cidade de Vitória estes locais também são críticos: (1) próximo ao nível do solo; (2) paredes contínuas; (3) em torno das aberturas (janelas, portas, etc.); (4) no topo (platibanda, abaixo beirais); (5) em sacadas ou varandas; (6) nos cantos e extremidades; (7) em torno das juntas; (8) na transição entre pavimentos. A Figura 1 mostra uma representação esquemática destas regiões:

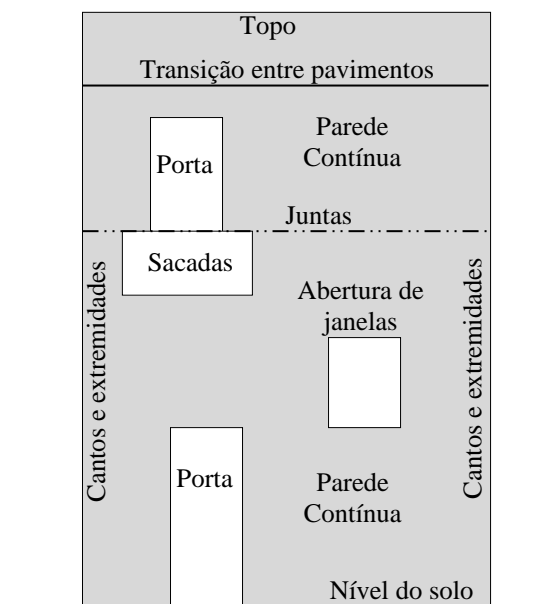


Figura 1 - Representação esquemática da fachada. [10][2]

Para o registro dos danos observados nas fachadas, foi elaborada uma Ficha de Manifestações Patológicas na qual são especificadas as oito regiões para cada andar do edifício. Essa ficha foi utilizada para cada fachada identificada no croqui elaborado no AutoCAD®. Foram identificadas as manifestações patológicas de acordo com os Quadros

Quadro 3 e **Quadro 2** e determinou-se a área ou comprimento do dano.

Destaca-se que houve a necessidade de incorporar as manifestações patológicas e suas respectivas siglas do Quadro 2, pois a tabela criada por Silvestre e Brito [9] não contemplava todos os danos observados nos edifícios da cidade de Vitória – ES.

Quadro 2 - Manifestações patológicas não abordadas na tabela de RCA.

M - Manchas e sujeiras	DC - Desagregação do concreto
EQ - Elementos quebrados	D.p – Revestimento que apresenta som cavo pelo Teste de percussão
C - Corrosão	O - Outros

Quadro 3- Classificação das anomalias no Revestimento Cerâmico Aderente (RCA). [9]

D.1_a – Descolamento na camada exterior	
D.s – Descolamento do sistema RCA	
D.s1 na interface material de assentamento/camada de regularização da base	D.s3 na própria base
D.s2 no seio da camada de regularização da base	
F.1_a – Fissuração na camada exterior	
F.s – Fissuração do sistema de RCA	
F.s1 fissuração da base propagada para o revestimento	F.s3 em zonas de concentração de tensões na base
F.s2 nas juntas de dilatação da base	
Dt.1 – Deterioração das placas cerâmicas	
Dt.11 esmagamento ou lascamento das bordas	Dt.13 eflorescências / criptoflorescência
Dt.12 desgaste ou risco	Dt.14 pequenas crateras sobre a superfície
Dt.j – Deterioração das juntas	
Dt.j1 eflorescência/ criptoflorescências	Dt.j4 descolamento
Dt.j2 alteração de cor	Dt.j5 organismos vegetais
Dt.j3 fissura/ perda de massa no seio do material de preenchimento das juntas	Dt.j6 consistência pulverulenta
E.s – Manifestações patológicas estéticas	
E.s1 deficiência de planeza ou existência de irregularidades na superfície do revestimento	E.s3 fissuração ou gretamento do esmalte das placas cerâmicas
E.s2 manchas, alteração de cor ou alteração de brilho das placas cerâmicas	

2.5 Etapa V

O teste de percussão foi realizado com intuito de complementar a vistoria visual e fornecer informações de revestimentos que apresentam som cavo e aparentemente estão em bom estado. Este teste foi realizado em parte das fachadas frontal e laterais, com auxílio de funcionários qualificados para utilização de cadeira suspensa e execução do ensaio. Silvestre e Brito [9] em sua metodologia destacam a elaboração de Fichas de Ensaio, nas quais os ensaios são detalhados para auxiliar na execução. Para o Teste de Percussão foi elaborada a ficha descrita no Quadro 4.

Quadro 4 - Ficha do ensaio Teste de Percussão

Nome do ensaio	Teste de Percussão	
Referência	Citado na norma ABNT NBR 13749: 2013. [11]	
Destruutivo/ Não Destruutivo	Não Destruutivo	
Técnica/ material necessário	Martelo de madeira ou outro instrumento rijo.	
Necessidades especiais	Para verificação da aderência em revestimentos externos é necessário que um profissional qualificado execute o ensaio com a utilização de cadeira suspensa para análise das fachadas.	
Vantagens	Ensaio conclusivo a respeito da aderência do revestimento, com baixo custo e não destrutivo.	
Modo de execução	O ensaio consiste em determinar falhas de aderência através de impactos leves com martelo de madeira ou outro instrumento rijo no revestimento. A cada 100 m ² de área de parede de fachada deverá ser realizado o teste em uma amostra de 1 m ² . Se nesta amostragem de 1 m ² apresentar som cavo, toda a área de 100 m ² do revestimento deverá ser integralmente percutidos para estimar a área total a ser reparada. Este procedimento deverá ser realizado a cada 100 m ² de parede de fachada até que todas as fachadas estejam vistoriadas.	
Objetivo	Estimar a área total que apresentou perda de aderência para realizar manutenção.	

É importante ressaltar que neste edifício não foi possível seguir rigorosamente o que está descrito na ficha de ensaio. Isso porque só foi viável a realização do ensaio em parte da fachada frontal, na qual era permitida a instalação da cadeira suspensa de forma segura. E nas fachadas laterais no pavimento térreo (nível do solo), acessível sem o auxílio da cadeira suspensa. A marcação dos locais que apresentam som cavo foi realizada com fita adesiva, assim após a marcação, levantamento fotográfico e registro das áreas e locais danificados, as fitas foram retiradas para não prejudicar a estética do edifício. O registro das áreas com revestimento cerâmico fofo também foi feito como na Etapa IV: por região da fachada, por andar e por fachadas.

2.6 Etapa VI

Com as etapas anteriores concluídas, obtêm-se os dados do edifício, o histórico, informações técnicas, croquis das fachadas e da planta baixa, registro dos tipos e áreas das manifestações patológicas por região da fachada. Com todas essas informações calculou-se a porcentagem de ocorrência das manifestações patológicas e os resultados foram expostos em formato de tabela. Também foram elaborados gráficos com a porcentagem de ocorrência de cada manifestação patológica por região de fachada. Para determinadas manifestações patológicas foi realizado o cálculo da porcentagem de ocorrência por orientação cardeal da fachada.

3. RESULTADOS

Os resultados serão apresentados na ordem de execução das etapas metodológicas com análise integrada das informações obtidas.

3.1 Dados Técnicos - EDC

Para preservar a a identificação do edifício, o mesmo receberá a sigla EDC (Edifício Comercial) e as fachadas analisadas serão denominadas de acordo com sua orientação cardeal: Fachada Lés-Nordeste (Frente), Fachada Sudeste (Lateral esquerda) e Fachada Norte (Lateral direita). EDC como descrito na metodologia está localizado em uma bairro residencial da cidade de Vitória – ES e foi selecionado por possuir grande parte de suas fachadas em revestimento cerâmico, apresentar manifestações patológicas visíveis (queda do revestimento) e fornecer autorização para levantamento e divulgação dos dados coletados. Após contato com o responsável pelo edifício, foi feita a entrevista e análise das informações técnicas das fachadas e verificou-se que o edifício foi inaugurado em 1977 (há 39 anos) e seu uso foi exclusivo para fins comerciais. Possui um subsolo utilizado como garagem e três pavimentos, sendo o primeiro com duas salas comerciais com acesso independentes e a portaria para acesso aos demais pavimentos, o segundo e o terceiro pavimento são compostos por salas comerciais e a laje de cobertura é composta pelo telhado, caixa d'água e abriga um refeitório.

As três fachadas visíveis do edifício (frente e laterais) são compostas por revestimento cerâmico com dimensão 20x10cm e nas sacadas 10x10, sem juntas de movimentação e há nas fachadas laterais jardineiras em concreto abaixo de todas as janelas. A fachada fundos faz parcialmente divisa com o edifício vizinho e a outra parte possui como acabamento a pintura, mas é em local de difícil acesso para vistoria, visto que está há um metro próximo do outro edifício vizinho. Segundo o entrevistado, até o ano de 1995 o edifício possuía todas as fachadas em pintura até realizar a reforma com finalidade estética na qual todos o revestimento foi substituído. Outra alteração nas fachadas foi a abertura de dois vãos (3,20 x 1,97m cada) para funcionar como vitrine das salas localizadas no 1º pavimento (Figura 2). Ele ainda destacou que a manutenção que ocorre nas fachadas é apenas corretiva, com a retirada do revestimento com risco iminente de queda e que nunca foi realizado um laudo de inspeção predial desde a construção do edifício para análise técnica do mesmo.

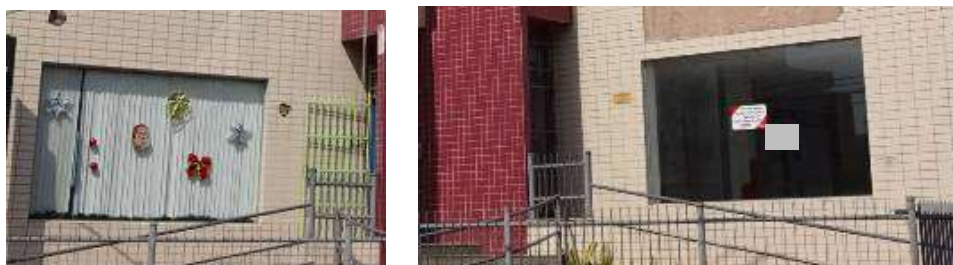


Figura 2: Aberturas inseridas nas fachadas.

Após este levantamento, realizaram-se as medições do edifício para o desenho do croqui da planta baixa no AutoCAD® (Figura 3) e dos croquis das fachadas para obtenção das áreas brutas e líquidas e das áreas líquidas onde foram realizados os testes de percussão (Tabela 1). A área bruta foi obtida considerando toda a fachada e a líquida foi apenas da área de revestimento cerâmico (descontou-se as aberturas e jardineiras).

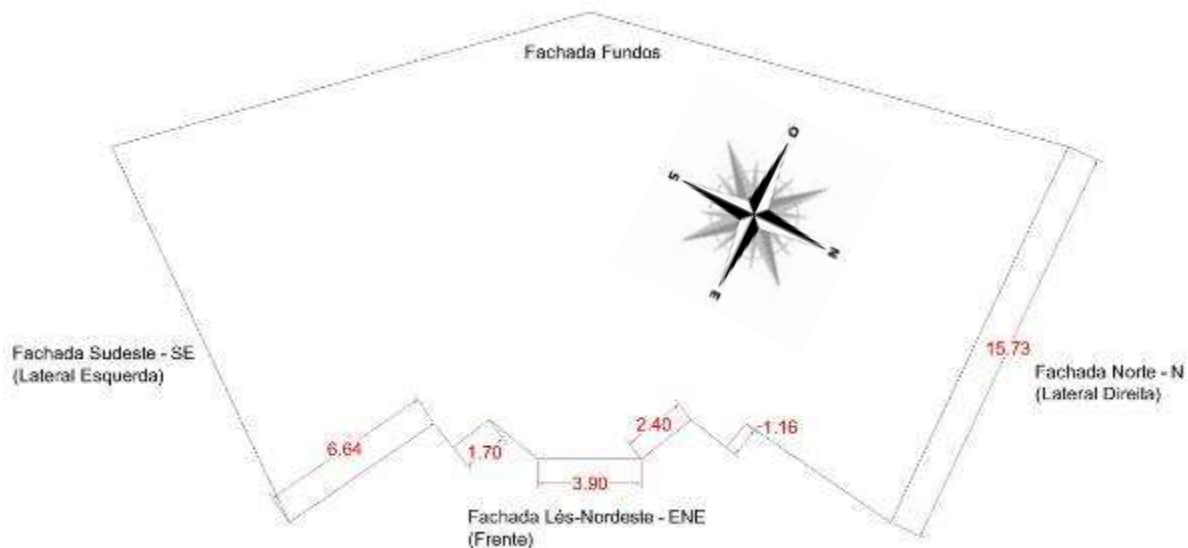


Figura 3: Croqui da planta baixa de EDC.

Tabela 1 - Áreas das fachadas, em metro quadrado (m²).

Fachada	Área Bruta	Área Líquida	Área do Teste de Percussão
Lés-Nordeste	286,79	235,54	128,37
Sudeste	184	71,5	27,7
Norte	184	70,86	26,01

Ao analisar a Figura 3 que mostra a Carta Solar da Cidade de Vitória em relação à posição das fachadas do edifício, constata-se que o sol nasce entre as fachadas Sudeste e Lés-Nordeste, variando ao longo do ano, e se põe sempre na fachada dos fundos. Com isso, enfatiza-se que a fachada que sofre menos incidência direta da luz solar é a fachada Norte (Lateral direita).

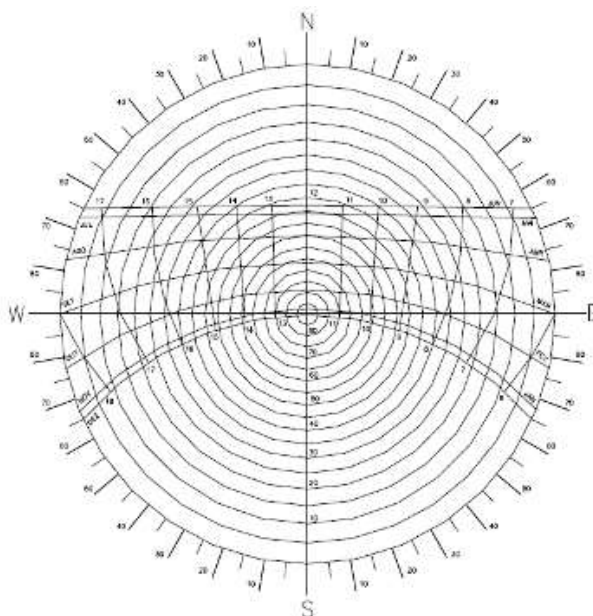


Figura 3: Carta Solar de da cidade de Vitória – ES. [12]

3.2 Manifestações patológicas – EDC

Após a vistoria foram detectadas nove tipos de manifestações patológicas, descritas a seguir com as nomenclaturas definidas nos Quadros 2 e 3: (1) Descolamento na camada exterior; (2) Descolamento do sistema RCA na interface material de assentamento/base; (3) Deterioração das juntas: fissura/ perda de massa no seio do material de preenchimento das juntas; (4) Deterioração das juntas: organismos vegetais; (5) Manifestações patológicas estéticas: deficiência de planeza ou existência de irregularidades na superfície do revestimento; (6) Manifestações patológicas estéticas: manchas, alteração de cor ou alteração de brilho das placas cerâmicas; (7) Manifestações patológicas estéticas: fissuração ou gretamento do esmalte das placas cerâmicas; (8) Manchas e sujeiras; (9) Revestimento que apresenta som cavo pelo Teste de Percussão. A Figura 5 mostra algumas destas manifestações patológicas observadas no edifício e a Tabela 2 mostra a porcentagem de ocorrência. Percebe-se maior ocorrência de manchas e sujeiras seguido por deslocamento cerâmico e revestimentos que apresentam som cavo.

Tabela 2 – Ocorrência de manifestações patológicas

Tipo	Porcentagem de Ocorrência
(1) Descolamento na camada exterior	0,9%
(2) Descolamento do sistema RCA na interface material de assentamento/base	13,8%
(3) Deterioração das juntas: fissura/ perda de massa no seio do material de preenchimento das juntas	0,3%
(4) Deterioração das juntas: organismos vegetais	0,1%
(5) Manifestações patológicas estéticas: deficiência de planeza ou existência de irregularidades na superfície do revestimento	0,3%
(6) Manifestações patológicas estéticas: manchas, alteração de cor ou alteração de brilho das placas cerâmicas	0,3%
(7) Manifestações patológicas estéticas: fissuração ou gretamento do esmalte das placas cerâmicas	2,6%
(8) Manchas e sujeiras	57,0%
(9) Revestimento que apresenta som cavo pelo Teste de Percussão	24,7%



Figura 5 – Manifestações patológicas observadas em EDC.

3.2.1 Descolamento do revestimento cerâmico

Foram observados dois tipos de descolamento do revestimento cerâmico: o primeiro na camada exterior que é caracterizado pelo desprendimento entre a cerâmica e a argamassa de assentamento e o segundo que é o descolamento do revestimento cerâmico na interface material de assentamento/camada de regularização da base. Entre os dois, o de maior incidência é o desprendimento entre o material de assentamento e a camada de regularização da base, correspondendo a 92% do total de revestimento descolado. Na camada exterior equivale apenas a 8% do total. Com relação à ocorrência destas manifestações patológicas por fachada observa-se: 3% da área da Fachada Lés-Nordeste com esses dois tipos de danos, 13% da área da Fachada Sudeste e 1% da área da Fachada Norte.

A Figura 6 mostra dois gráficos com a porcentagem de ocorrência dos dois tipos de deslocamento cerâmico observados nas fachadas (D.1_a: deslocamento entre a cerâmica e o material de assentamento - D.s1: deslocamento entre o material de assentamento e o reboco).

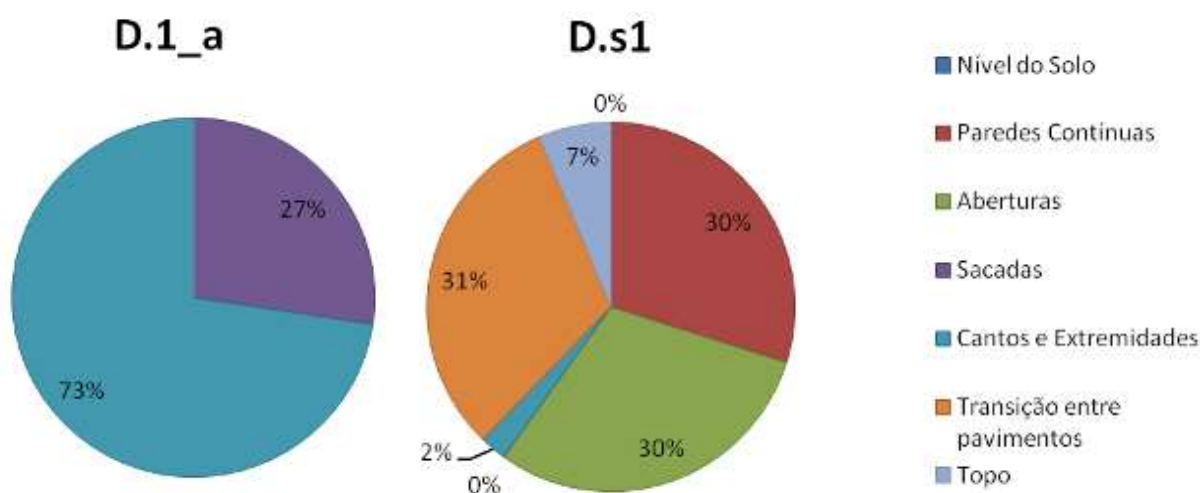


Figura 6 – Porcentagem de ocorrência de D.1_a e D.s1 por regiões das fachadas (D.1_a: deslocamento entre a cerâmica e o material de assentamento - D.s1: deslocamento entre o material de assentamento e o reboco).

As regiões de maior incidência de D.1_a são nos cantos e extremidades e de D.s1 são a transição entre pavimentos, aberturas e paredes contínuas. Uma das causas da ocorrência nestes locais é a ausência de juntas, tanto de movimentação como de dessolidarização que propiciariam a absorção de tensões e contribuíram para redução destes deslocamentos.

O Teste de Percussão foi realizado no primeiro pavimento das fachadas laterais e em quase toda a fachada frente. Não foi possível realizar em todas as fachadas devido a dificuldade de instalação da cadeira suspensa que danificaria o telhado existente. Após as marcações foi realizado o levantamento das áreas que apresentaram som cavo por região da fachada e o resultado está detalhado no gráfico da Figura 7.

Observa-se que, assim como no deslocamento, os locais de maior incidência são as paredes contínuas e a transição entre pavimentos. Em relação às áreas que foram reavaliadas os testes em cada fachada, obteve-se 17% da área da Fachada Lés-Nordeste testada com revestimento fofo, 23% da área da Fachada Sudeste e 7% da área da Fachada Norte.

Os resultados do teste de percussão corroboram com os da ocorrência de deslocamento cerâmico pois mostram uma relação com a posição do sol (detalhada na Carta Solar da Figura 3), na qual a Fachada Norte é a que menos recebe influência da radiação solar. E esta fachada foi a que apresentou menor porcentagem de ocorrência de revestimento fofo e deslocado.

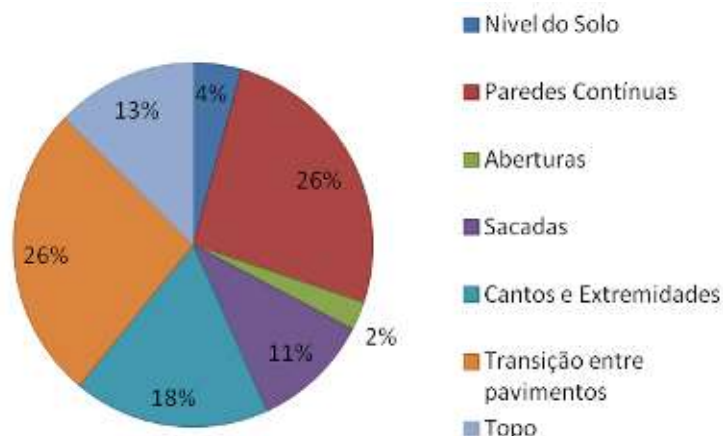


Figura 7 – Gráfico da porcentagem de ocorrência de revestimento que apresenta som cavo pelo Teste de percussão, por região de fachada.

Outra análise importante é sobre a forma de ocorrência do deslocamento. Como destacado, a maior parte do deslocamento ocorre entre a argamassa de assentamento da cerâmica e a argamassa de regularização da base (reboco). Ou seja, há uma má aderência entre as argamassas neste local. Ao observar nas fachadas é possível perceber restos de pintura sobre o reboco. Isto somado ao fato do edifício possuir no passado todas as fachadas em pintura mostra que não houve uma boa aderência da argamassa de assentamento, pois não houve um correto preparo da base (com remoção total da pintura). Este fato pode ser constatado também no momento de execução do teste de percussão: havia uma área de cerâmica com risco iminente de queda que foi retirada por um funcionário que realizava o teste para preservar a segurança das pessoas que circulam no local. A retirada destas cerâmicas foi acompanhada e percebia-se a facilidade com que o revestimento se desprendia (apenas com as mãos e pequenas batidas) e foi observado no local (Figura 8) a permanência da pintura sobre o reboco.



Figura 8 – Retirada de revestimento com risco de queda iminente.

3.2.2 Danos nos rejuntas

A fissura e a perda de massa no seio do material dos rejuntas foram observadas apenas no nível do solo da fachada Lés-Nordeste no perímetro de uma região que apresentou revestimento cerâmico fofo (Figura 9). O que pode ser atribuída uma das causas desta fissura e perda de massa ao estufamento das cerâmicas.



Figura 9 – Rejunte com fissura e perda de massa.

A presença de organismos vegetais nos rejuntas do revestimento cerâmico foi detectada apenas na região do nível do solo, ou seja, neste local há maior presença de umidade que pode ser um fator que propiciaria este aparecimento.

3.2.3 Manifestações patológicas estéticas

Foram observadas quatro tipos de manifestações patológicas estéticas no revestimento cerâmico: existência de irregularidades na superfície do revestimento (E.s1); alteração de cor ou brilho nas placas cerâmicas (E.s2); fissuração ou gretamento do esmalte das placas cerâmicas (E.s3); manchas e sujeiras (M).

A manifestação patológica E.s1 foi percebida apenas em um local na fachada Sudeste (na região de cantos e extremidades) e ocorreu devido à falta de cuidado no momento do assentamento neste local. A E.s2 só foi detectada em um pequeno local da sacada da fachada Lés-Nordeste. Já a E.s3 apareceu em maior quantidade: a fissuração foi detectada em apenas duas placas cerâmicas e o gretamento em grande quantidade, principalmente na região do nível do solo como mostra o gráfico da Figura 10.

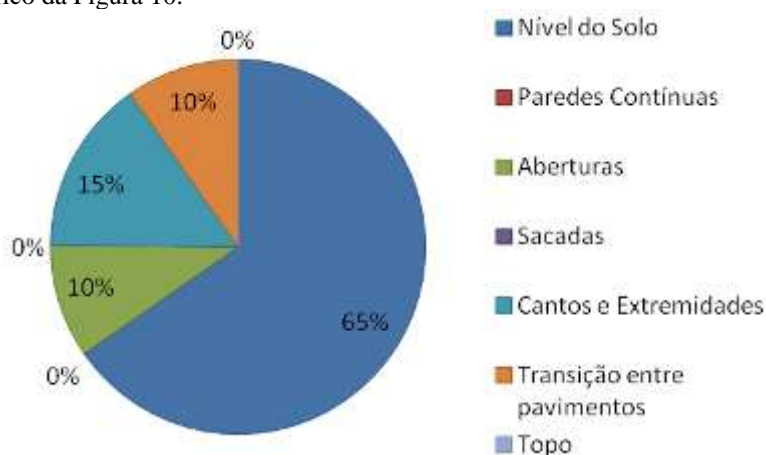


Figura 10 – Porcentagem de ocorrência de fissuração ou gretamento do esmalte das placas cerâmicas por região das fachadas.

As manchas e sujeiras observadas estão associadas ao estado de conservação e limpeza das fachadas. Foi levantado um percentual de 18% de área das fachadas afetadas com pó preto e pichação. O pó preto pode ser proveniente de duas indústrias, uma siderúrgica e outra mineradora, que fazem o armazenamento e a movimentação de minério e carvão e estão localizadas próximas ao edifício. Já a pichação é ocasionada por vandalismo.

4. CONCLUSÕES

No edifício EDC foram detectadas manifestações patológicas relacionadas ao descolamento do revestimento cerâmico, à presença de revestimento fofo, à deterioração dos rejuntas e à estética da cerâmica e das fachadas. Dentre estes danos, os de maior ocorrência são as manchas e sujeiras seguido por deslocamento cerâmico e revestimentos que apresentam som cavo.

Com relação ao deslocamento, foram observados dois tipos: o desprendimento entre a cerâmica e o material de assentamento e entre o material de assentamento e o reboco. Mas este último ocorreu com maior incidência, o que demonstra que a má aderência ocorre neste local. Um dos fatores constatados para isso foi a presença de pintura por cima do reboco (resquícios do antigo acabamento da fachada), que pode ter ocasionado a perda de aderência do revestimento cerâmico com a base.

A incidência de deslocamento e de revestimento apresentando som cavo à percussão por orientação cardinal da fachada demonstra que a fachada que sofre menos incidência de sol (Norte) é a de menor ocorrência destes tipos de dano. E quando analisa-se as regiões de maior incidência de deslocamento verifica-se que as paredes contínuas, os cantos e extremidades e a transição entre pavimentos são os locais mais críticos e para revestimento fofo as paredes contínuas e a transição. Isto pode ser justificado pela falta de juntas de movimentação e dessolidarização nestes locais.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A fissura, perda de massa e presença de organismos vegetais nos rejuntas foram observadas em pouca quantidade, assim como a deficiência de planeza e alteração de cor das cerâmicas. Já o gretamento foi percebido em maior quantidade e para sua análise deverão ser feitos ensaios na cerâmica para verificar a causa. E por fim, as manchas e sujeiras que foram as de maior ocorrência nas fachadas, são oriundas da poluição da cidade de Vitória e por atos de vandalismos, mas podem ser evitadas com manutenção periódica das fachadas.

5. REFERÊNCIAS

- [1] BARBOSA, A. S. - *Estudo Numérico-Computacional e Analítico do Choque Térmico em Fachadas de Edificações*. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de tecnologia. Distrito Federal: 2013. 275p.
- [2] ANTUNES, G - *Estudo de Manifestações Patológicas em Revestimentos de Fachada em Brasília – Sistematização da Incidência de Casos*. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Distrito Federal: 2010. 178p.
- [3] CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção. *Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575:2013*. Fortaleza: 2013.
- [4] LOPES, C. A. S - *Durabilidade na construção: estimativa da vida útil de revestimentos cerâmicos de fachadas*. Dissertação de Mestrado - Universidade do Porto. Porto: 2009
- [5] MASTERS, L. W.; BRANDT, E., “Systematic methodology for service life. Prediction of building materials and components”, *RILEM Recommendations*, CIB W80/RILEM 71-PSL/FINAL REPORT, vol 22, 1989, 23p
- [6] JUST, A - *Descolamentos dos revestimentos cerâmicos de fachada na cidade do Recife*. Boletim Técnico. Universidade de São Paulo - Escola. São Paulo: 2001.
- [7] CHAVES, A. M. V. A. – *Patologia e Reabilitação de Revestimentos de Fachadas*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho – Portugal, 2009. 176p
- [8] GEYER, R. M. T. – *Influência do choque térmico na aderência de azulejos ao substrato*. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Rio Grande do Sul: 1994.120p
- [9] SILVESTRE, J e BRITO, J, “Inspeção e diagnóstico de revestimentos cerâmicos aderentes” *Revista Engenharia Civil*, Universidade do Minho, Portugal, 2008. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/revista/n30/Pag%2068.pdf>>. Acesso em: 22 de mar. de 2015.
- [10] GASPAR, P.; BRITO, J. De, “Mapping Defect Sensitivity in External Mortar Renders” In: *JOURNAL OF CONSTRUCTION AND BUILDING MATERIALS*, v. 19(8), 2005, p.571-578.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - *NBR 13749: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Especificação*. Rio de Janeiro, 2013.
- [12] ALVAREZ, C. E.; G. G. PANETO, M. R. F. M. - *Apostila de Conforto I e II: Térmico, Acústico, Lumínico, Ar Condicionado*. Vitória: Ufes, 2007.



ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP ATRAVÉS DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

SYLLAS FERREIRA DE SOUSA

Estudante, Engenharia Civil Bacharelado
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará, Brasil
syllas.f.sousa@gmail.com

CARLOS VALBSON DOS SANTOS ARAÚJO

Estudante, Estruturas e Construção Civil Mestrado
Universidade de Brasília
Brasília - DF, Brasil
carlosvalbson@hotmail.com

RICARDO JOSÉ CARVALHO SILVA

Professor Doutor, Engenharia Civil Bacharelado, Orientador
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará, Brasil
ricardo.carvalho222@gmail.com

RESUMO

Uma das causas para se precisar reforçar peças de concreto armado, como pilares, por exemplo, é quando a peça é submetida a uma carga maior do que aquela para a qual foi projetada, uma vez que o reforço pode aumentar a sua capacidade resistente. Assim, este trabalho tem como objetivo fazer uma avaliação do comportamento de pilares reforçados com fibras de carbono (CFRP). Para isso, foram ensaiados à compressão axial centrada cinco pilares, sendo um de referência e os outros quatro reforçados com CFRP, variando-se a área de aplicação. Os pilares reforçados tinham faixas de fibras ao seu redor, sendo um deles com uma faixa no meio, outro com duas faixas, outro com três faixas e outro quase todo confinado. Nos ensaios fez-se o uso de transformadores lineares diferenciais variáveis (LVDT), que mediram a deformação longitudinal dos pilares. Os resultados dos ensaios foram analisados de duas maneiras: na primeira, fez-se uma análise através da Resistência dos Materiais e, na segunda, utilizou-se o Modelo de Bielas e Tirantes. Os dados de deformações coletados serviram para a construção de gráficos carga-deformação, podendo-se assim comparar o aumento de resistência entre os pilares. Através do Modelo de Bielas e Tirantes, foi possível a construção de um modelo simplificado para a análise da propagação das tensões nos pilares. Através desta pesquisa, e dos métodos citados, visou-se compreender a ação do reforço, sua eficiência e influência na resistência dos pilares ensaiados.

Palavras-chave: Pilar, Fibra, Ensaio, Reforço.

ABSTRACT

One of the causes to reinforce parts of reinforced concrete, such as pillars, for example, it is when the part is subjected to a load greater than that for which it was designed, since the reinforcement can increase its resistant capacity. Thus, this study aims to evaluate the behavior of RC columns strengthened with carbon fiber (CFRP). To this, five columns were submitted to axial compression centered, being one referential and the other four strengthened with CFRP, varying the area of application. The strengthened columns had fiber strips around, one of them with a strip in the middle, the other with two strips, other with three tracks and the other almost all confined. In the tests was made use of linear variable differential transformers (LVDT), to measured the longitudinal deformation of the columns. The tests results were analyzed in two ways: first, was made an analysis by Mechanics of Materials and second, was used the Strut-and-Tie Model. The strain data listed were used for the construction of load-strain graphs, allowing to compare the increase of resistance between the columns. Through Strut-and-Tie Model, it was possible to construct a simplified model for analyzing the propagation of stress in the columns. Through this research, and of the aforementioned methods, sought to understand the strengthening behavior, its efficiency and influence on the resistance of the tested columns.

Keywords: Column, Fiber, Test, Strengthening.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Durante a vida útil de estruturas de concreto armado é bastante comum os materiais que a compõem ficarem sujeitos a patologias e agentes que contribuem para sua degradação, são exemplos desses agentes forças além das previstas em projeto, erros de projeto, corrosão das armaduras, variação da umidade, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, entre outros [1]. O trabalho apresentado envolve pilares de concreto armado. Essas peças são também suscetíveis a patologias, mas reagem diferentemente de outros elementos estruturais, como vigas e lajes, que têm boa ductilidade na ruptura. Ou seja, não há como prever quando um pilar irá à ruína. Este estudo consiste em explicar primeiramente como os pilares de concreto armado são reforçados e quais os tipos de reforço. Traz ainda a metodologia empregada na pesquisa e como foram realizados os ensaios e as análises empregadas para a compreensão dos resultados obtidos. O objetivo deste trabalho foi fazer ensaios em cinco pilares de concreto armado, sendo um de referência e quatro reforçados, analisando-os e comparando-os, e vendo quais os seus ganhos e vantagens. Para o reforço foi utilizado polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP), que possui vantagens que serão úteis ao estudo. Os objetivos específicos deste trabalho consistem em um estudo do procedimento de reforço dos pilares e na observação, através de equipamentos próprios, do comportamento, referente às deformações, dos pilares durante os ensaios, além de compreender através do Modelo de Bielas e Tirantes como se comportam as tensões nos pilares. A justificativa para o referido trabalho está no uso do tipo de reforço, que vem sendo utilizado nos últimos anos e que consiste em uma fácil aplicação, boa resistência aos esforços suportados pelas peças e o uso de um material que vem ganhando espaço entre os compósitos usados na construção: a fibra de carbono.

2. REFORÇO PARA PILARES DE CONCRETO ARMADO

Os pilares são elementos de grande importância na estrutura, pois recebem cargas de vigas ou das lajes e as conduzem para as fundações [2]. A norma brasileira [3] define pilares como elementos lineares de eixo reto, ou seja, seu comprimento na vertical é maior ou igual a três vezes a maior dimensão de sua seção transversal, e sobre quais as forças normais de compressão são preponderantes. O reforço para pilares de concreto armado possui uma elevada importância, pois erros técnicos, não cumprimento das normas, ou qualquer desastre que venha comprometer a estrutura, pode levar toda a estrutura ao declínio. As técnicas de reforço também podem ser necessárias para corrigir falhas nos elementos estruturais, ocorridas por deficiências na dosagem do concreto, cura inadequada, ou ainda erros cometidos, em projeto, na consideração das ações atuantes [4]. Por isso nos últimos anos tem se elevado a importância em estudos para o avanço em pesquisas com reforços para estruturas de concreto, e após o colapso de grandes estruturas em todo mundo, foi percebida a necessidade de aumentar os estudos para a prevenção desse tipo de problema.

Elementos estruturais como pilares de concreto armado, diferentemente de vigas e lajes, não apresentam boa ductilidade antes da ruptura. A precaução e as medidas preventivas tomadas para que a estrutura não venha à ruína são procedimentos como o encamisamento do pilar, onde a peça é confinada por uma estrutura adicional que transmitirá seus esforços ao pilar, essa estrutura, que junta com o pilar é chamada estrutura mista, e esse reforço adicional, que é calculado pelo responsável técnico do projeto, tem por finalidade aumentar a resistência do pilar, ou seja, aumentando assim a sua capacidade para receber cargas. A estrutura adicional utilizada no encamisamento pode ser com concreto armado, estruturas metálicas ou polímeros reforçados com fibras. O reforço com concreto armado consiste na aplicação de uma armadura adicional no entorno do pilar, que será concretada logo em seguida. O reforço metálico é descrito como a adição de elementos como cantoneiras ou braçadeiras de aço, soldadas ou simplesmente coladas com adesivo estrutural em torno do pilar. O reforço com polímeros reforçados com fibras, que são materiais compósitos, é utilizado para suprir a falta de esforço contra flexão ou para confinamento de pilares, que irão receber cargas adicionais ou que foram danificados. O mecanismo de confinamento de concreto pode ser considerado o que traz mais benefícios a pilares reforçados, pois aumenta-se consideravelmente a capacidade resistente e a ductilidade do pilar preexistente, aumentando muito pouco as seções transversais desses elementos.

2.1 Reforço CFRP para pilares de concreto armado

Um tipo de reforço que vem emergindo no cenário da construção civil é o reforço por polímero reforçado com fibras (FRP). Existem diversos materiais que podem constituir um FRP, como é o caso da fibra de vidro e da fibra de carbono. Entre as vantagens dos polímeros reforçados estão a fácil aplicação do reforço e a facilidade para manusear o material. Entre as características mecânicas das fibras estão a elevada resistência à tração, possuindo um módulo de elasticidade longitudinal superior ao do aço e a baixa densidade. Mas devido aos baixos valores das deformações na ruptura e à ausência de um patamar de escoamento, e que os compósitos são muito sensíveis a concentração de tensões em cantos vivos são destacadas como desvantagem desse material [5].

A fibra de carbono é obtida do poliácridonitril (PAN), que é um material oriundo da indústria de refinaria, ou de derivados do petróleo e do carvão (PITCH). A oxidação do poliácridonitril (PAN) em torno de 1500°C resulta em um

material com os átomos de carbono bem alinhados, proporcionando à fibra uma elevada resistência à tração, como diz [6]. A maneira de aplicação do reforço começa pelo seguinte: primeiro o local no concreto, onde se aplicará a fibra, é lixado e limpo para que fique livre de material inadequado, logo após é colocado o primer, que é uma substância com a finalidade de saturar os poros do concreto, resultando em uma superfície propícia para aderir o polímero e as fibras ao concreto. Na aplicação das fibras, antes de colocar-se a manta, faz-se o uso de um saturante, uma resina polimérica que irá “colar” as fibras no concreto. Em seguida a fibra é aplicada sobre o devido local em cima do polímero e é então colocada uma segunda camada de saturante. As fibra de carbono são responsáveis pela resistência mecânica do sistema, cabendo a matriz polimérica a transferência de tensões do substrato de concreto ao sistema compósito. A Tabela 1 [7] mostra as especificações da fibra de carbono utilizada no ensaio [7].

Tabela 1- Especificações da fibra de carbono

Característica	Especificação	Unidade
Gramatura	300	g/m ²
Espessura da Manta	0,166	mm
Resistência Máxima de Tração	4900	MPa
Módulo de Elasticidade	230	GPa
Alongamento na Ruptura	2,1	%

3. METODOLOGIA, ENSAIO E MATERIAIS

3.1 Ensaio de compressão dos pilares

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade Estadual Vale do Acaraú, com uma prensa hidráulica adaptada para o ensaio à compressão de pilares, com uma chapa de aço espessa, que serviu para distribuir a carga na face superior do pilar. Nos ensaios fez-se uso de transdutores de deslocamento linear (LVDT), que consiste em uma haste metálica presa a um eletroímã e ligada a um display digital. As hastes metálicas foram postas em pontos da chapa de aço e da prensa, nas hastes há um medidor de deslocamento diferencial, que através de um campo eletromagnético que fica dentro do medidor, calcula a variação de campo que é provocada pelo deslocamento diferencial das hastes, e esse valor é convertido em milímetros e mostrado no display digital. Através desses deslocamentos foi possível obter dados de deformações pontuais durante o ensaio. Ao todo foram utilizados 8 aparelhos LVDT's que forneceram dados sobre a deformação pontual dos pilares, eles foram posicionados em pontos na chapa e na prensa, equidistantes do centro das secções transversais do pilar. O ensaio consistiu em três etapas, na primeira foi realizado o reforço dos cinco pilares com o CFRP, na segunda etapa foram realizados os ensaios de compressão dos pilares e em seguida, na terceira etapa, foram feito os ensaios com os corpos de prova para obtenção das resistências de compressão e tração do concreto utilizado nos ensaios. Durante os ensaios, foram coletados os dados dos medidores diferenciais e foi possível observar o comportamento dos pilares e do reforço durante a aplicação de carga. A Figura 1 mostra o ensaio de compressão dos pilares.



Figura 1: Prensa adaptada ao ensaio de compressão com os LVDT's

O processo de reforço dos cinco pilares foi feito da seguinte maneira: em cada pilar, no local do reforço, foi feito o lixamento e o arredondamento dos cantos vivos para que não haja concentrações de tensão nesses lugares. A preparação do primer, que consiste na mistura de suas duas resinas, componente A e componente B, respectivamente, na proporção 2:1, por um período de 5 minutos manualmente para a homogeneização dos componentes até adquirir uma cor amarelada. Logo em seguida foi feita a imprimação nos pilares com um rolo de pelos curtos, e para que o primer endurecesse foi necessário em torno de 4 horas de espera. Durante a espera para o endurecimento do primer realizou-se o processo de corte da manta de fibra de carbono, detalhando as medidas dos locais de aplicação, pois as mesmas estariam confinando os pilares em seus respectivos lugares. Para a aplicação da fibra é necessário o uso de um saturante, que consiste em uma resina polimérica. Para fazer o saturante é preciso misturar os dois componentes do saturante, A e B, também na proporção 2:1. A mistura dos componentes do saturante foi feita manualmente por um período de 5 minutos até que a composição adquirisse uma cor azulada e homogênea. O saturante foi colocado nas faces de concreto, com um rolo de pelos curtos e após sua aplicação as fibras foram postas nos locais onde estariam reforçando o pilar. Após ser posta no local, é necessário a aplicação de mais uma camada de saturante, para que as fibras de carbono estejam em contato direto com a resina polimérica. A Figura 2 mostra as etapas do processo de reforço dos pilares.



Figura 2: Processo de reforço dos pilares

Os pilares P1, P2, P3, P4 e P5, são todos iguais possuindo uma base quadrada de dimensões 10 cm x 10 cm, e uma altura de 55 cm. O pilar P1 foi escolhido como pilar de referência, que seria ensaiado sem o reforço de fibra. Os demais pilares foram reforçados com a fibra através do seguinte critério: o pilar P2 foi reforçado apenas com uma faixa de 10 cm x 50 cm confinada no meio do pilar, equidistante das pontas superior e inferior; o pilar P3 possuía duas faixas de 10 cm x 50 cm que o confinavam, separadas equidistantes das pontas e entre si; o pilar P4 tinha três faixas de confinamento de 10 cm x 50 cm igualmente espaçadas das pontas e entre si; e o pilar P5 foi confinado por apenas uma faixa de 40 cm x 50 cm que cobria grande parte das faces de concreto do pilar. A Figura 3 ilustra como ficou a disposição do reforço em cada pilar.

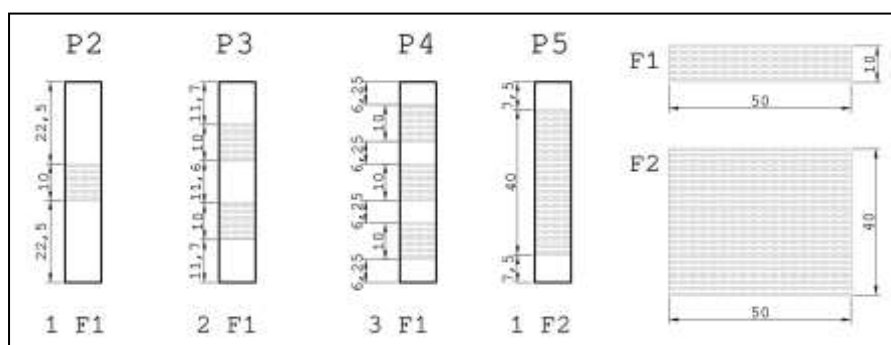


Figura 3: Detalhamento do reforço utilizado

A seguinte etapa do ensaio ocorreu duas semanas após o procedimento de reforço dos pilares, que constituiu na realização do ensaio de compressão dos cinco pilares. No início do ensaio de cada pilar, foi aplicada uma carga de 5 kN para a acomodação da estrutura, e em seguida foram aplicadas as cargas continuamente aumentando de 20 em 20 kN, de

maneira gradativa, e a cada parada de 20 kN, anotou-se a medição mostrada nos LVDT's e observou-se o comportamento da estrutura e do reforço. A Figura 4 mostra os pilares ensaiados, tanto o de referência como os reforçados, e a Tabela 2 mostra os resultados das cargas de ruptura dos respectivos pilares com seu reforço.



Figura 4: Pilares ensaiados, sendo 1 de referência e 4 reforçados

Tabela 2 - Carga de ruptura, com especificação do reforço

Pilar	Carga de Ruptura (kN)	Reforço
P1	350	Referência
P2	395	1 Faixa (10cmx50cm)
P3	420	2 Faixas (10cmx50cm)
P4	495	3 Faixas (10cmx50cm)
P5	500	1 Faixa (40cmx50cm)

3.2 Resistência à compressão axial e à tração do concreto

A resistência à compressão do concreto foi obtida através de um ensaio de quatro corpos de prova, moldados e ensaiados de acordo com a norma brasileira [8]. Dos resultados obtidos do ensaio de compressão axial dos corpos de prova, dois valores apresentaram um desvio maior em comparação à média geral, um maior e outro menor. Para determinar a resistência de compressão média, foram usados na fórmula os dois valores com menor desvio. Os resultados dos 4 corpos de prova e a resistência média estão na Tabela 3, e o ensaio é ilustrado na Figura 5.

Tabela 3 - Resistência à compressão dos corpos de prova

Corpo de Prova	Carga de Ruptura (kN)	Diâmetro (mm)	Resistência à Compressão (MPa)
CP1	212	100	26,99
CP2	208	100	26,48
CP3	124	100	15,79
CP4	262	100	33,36

Resistência à compressão média do concreto: 26,74 MPa



Figura 5: Ensaio de compressão axial dos corpos de prova

O valor da resistência à tração média foi obtido utilizando-se a equação (1) de acordo com a norma brasileira [3], substituindo o valor da resistência à compressão característica pelo valor da resistência à compressão média, onde obteve-se um valor de 2,68 MPa.

$$F_{ct,m} = 0,3.(F_{ck})^{2/3} \quad (1)$$

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Análise dos resultados através da resistência dos materiais

Quando um corpo é submetido a uma carga axial, espera-se que esta carga seja distribuída no entorno da secção transversal desse corpo, essa distribuição recebe o nome de tensão. Quando o carregamento aplicado nesse corpo tende a comprimi-lo, temos uma tensão de compressão estabelecida nesse corpo. Ao analisarem-se as deformações, espera-se que haverá, obviamente, uma diminuição no comprimento do corpo, mas também é observado que quando as tensões de compressão são aplicadas axialmente no corpo, na secção transversal aparecem tensões de tração que tendem para que o corpo se expanda lateralmente. A relação entre a deformação lateral e a deformação axial é denominada *Relação de Poisson*, e através dessa relação é calculada o coeficiente de Poisson dos materiais. A Figura 6 ilustra como ocorre a formação dessas tensões nos pilares ensaiados.

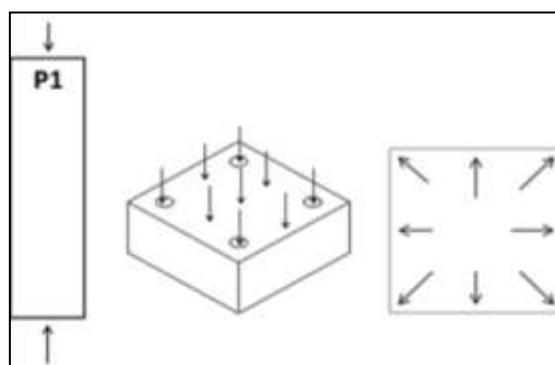


Figura 6: Distribuição de tensões em um pilar

Como os pilares foram submetidos a um ensaio de compressão, o esperado seria que os esforços axiais seriam transmitidos aos reforços de fibra de carbono que teriam uma reação contrária, controlando assim as deformações laterais sofridas pelos pilares, e conseqüentemente aumentando a sua capacidade para receber cargas maiores em comparação a um pilar sem reforço. Nos ensaios foram coletados dados de deformações de cada um dos cinco pilares. Através desses dados é possível construir um gráfico carga-deformação de cada um dos pilares, e através desses gráficos foi feita uma comparação de cada pilar com o pilar de referência. A Figura 7 mostra os cinco gráficos de carga-deformação específica dos cinco pilares.

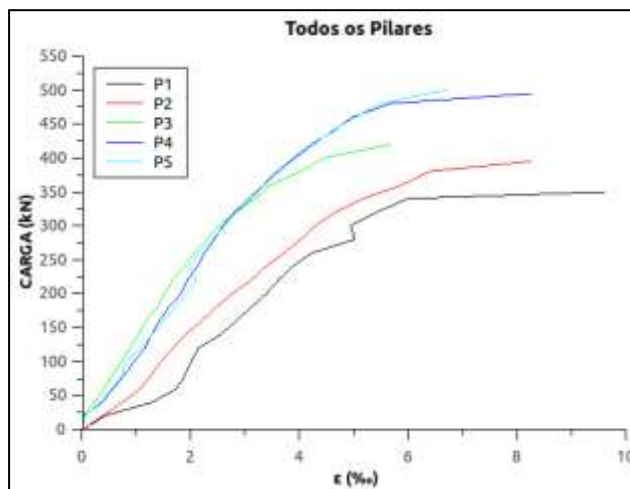


Figura 7: Gráficos carga-deformação dos cinco pilares.

O alto índice de deformação na ruptura, superior aos 3,5‰ do concreto, teoricamente, pode ser explicado pelo elevado número de armadura transversal. Na comparação com o pilar de referência foi possível observar que houve um grande aumento na resistência dos pilares. Esses valores são explicitados na Tabela 4.

Tabela 4 - Comparativo entre o ganho de resistência dos pilares

Pilar	$N_{rupt.}$ (kN)	Aumento de Resistência (f %)	Deformação de Rupt. (ϵ)
P1	350	35 MPa (Referência)	9,60‰
P2	395	12,80%	8,24‰
P3	420	20,00%	5,67‰
P4	495	40,00%	8,25‰
P5	500	42,90%	6,70‰

Pelas observações, e dos dados obtidos, constatou-se de que a presença do reforço, em comparação ao pilar de referência, pode gerar um ganho superior à marca dos 40%, e pela análise do gráfico, pode-se perceber uma ascendência nos gráficos dos pilares. Tais observações podem demonstrar, que na medida em que aumenta-se a área de reforço usada, também há um aumento na resistência do pilar.

4.2 Análise através do Método de Bielas e Tirantes

A norma brasileira [3], diz que elementos que apresentam descontinuidade generalizada ou descontinuidade geométrica podem ser dimensionados através do método de bielas e tirantes. O Método de Bielas e Tirantes é caracterizado como uma generalização da analogia da treliça clássica de Mörsch, possibilitando uma análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado. O modelo de bielas e tirantes teve um grande avanço em meados dos anos 80, quando os pesquisadores alemães Schlaich e Schäfer, pesquisadores de Stuttgart, passaram a utilizar o modelo para vários elementos de concreto com um trabalho científico mais refinado e criaram uma generalização para a treliça clássica. Este método consiste em idealizar estruturas de concreto armado como treliças, onde os campos de tensões são tratados como forças agindo em uma treliça. O modelo sugere a interação dos campos de zona comprimida (bielas) com os campos onde o concreto sofre tração (tirantes), que podem ser absorvidos por barras da armadura da estrutura, e a região de encontro das bielas com os tirantes ou com cargas aplicadas é denominada de nó. Este modelo permite ao engenheiro uma análise geral da estrutura, inclusive em zonas de descontinuidade estática [9]. O Modelo de Bielas e Tirantes tem tomado a atenção dos pesquisadores atualmente, pois a fácil idealização da treliça é comprovada experimentalmente, inclusive, muitas das normas de dimensionamento de estruturas de concreto vêm se reinventando para considerar também esse modelo.

Para o presente trabalho, adotou-se um modelo de bielas e tirantes mais simplificado, para uma análise mais didática, e melhor compreensão e visualização do problema. O modelo utilizado representava a aplicação da carga, nos extremos dos pilares, e com a aplicação, pode-se idealizar como acontece a propagação das tensões ao longo dos pilares. A Figura 8 apresenta o modelo utilizado no trabalho.

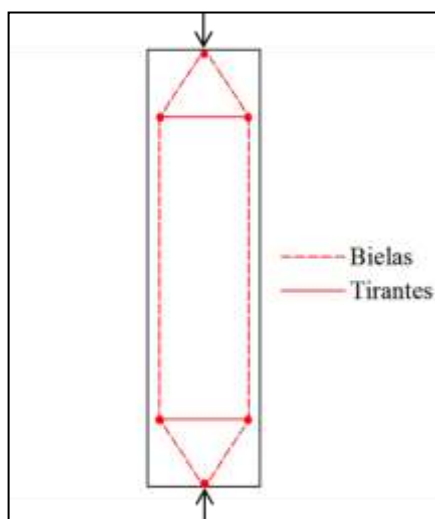


Figura 8: Modelo simplificado de bielas e tirantes utilizado neste trabalho

Em um modelo de bielas e tirantes existem basicamente dois tipos de nós. No encontro onde há apenas bielas ou tirantes é denominado nó contínuo, onde há o encontro de bielas, tirantes e a carga é chamado nó simplificado. Para a determinação da intensidade das bielas e dos tirantes podemos pegar o nó simplificado onde há a aplicação da carga e obter esse valor pelas equações de equilíbrio do nó. O ângulo entre a biela e o tirante pode ser determinado usando valores tabelados em várias normas usadas pelo mundo. Nesse trabalho, adotaremos o ângulo de 45°. Pelo equilíbrio encontramos as equações que relacionam a carga, a biela e o tirante. As equações são mostradas a seguir.

$$B \text{ (biela)} = - N \text{ (carga)} / 2 \text{ sen } 45^\circ \quad (2)$$

$$T \text{ (tirante)} = N \text{ (carga)} / 2 \quad (3)$$

No modelo utilizado, as bielas, que são zonas de compressão, podem ser compreendidas como a reação do concreto à compressão aplicada pelos carregamentos, e os tirantes, como as forças que tentam tracionar o concreto em seu eixo transversal. Pelo equilíbrio pode-se entender que a reação realizada pelo reforço, tende a ter a mesma intensidade em módulo do tirante no concreto. Através dessa relação pode-se obter uma análise do reforço comparando-a com a área de distribuição do reforço no concreto. Através dessa análise, foi feito um comparativo entre a relação tirante de ruptura de cada pilar reforçado pelo tirante de ruptura do pilar de referência e a distribuição de reforço em cada pilar. A Tabela 5 mostra o comparativo anteriormente descrito.

Tabela 5 – Comparativo entre o tirante e a distribuição de reforço

Pilar	$N_{rupt.}$	$N_{rupt.}/N_1$	$T_{rupt.}$	$T_{rupt.}/T_1$	$A_{reforço}$	$A_{concreto}$	$A_{ref.}/A_{conc.}$
P1	350	1,00	175,0	1,00	0	2200	0
P2	395	1,13	197,5	1,13	400	2200	0,18
P3	420	1,20	210,0	1,20	800	2200	0,36
P4	495	1,41	247,5	1,41	1200	2200	0,55
P5	500	1,43	250,0	1,43	1600	2200	0,73

Os valores dispostos na tabela foram postos em um gráfico de dispersão e foi feita uma análise estatística para poder-se criar uma curva de tendência, onde os valores estão próximos à linha, demonstrando que é possível fazer uma estimativa de reforço por área de concreto. A Figura 9 mostra o gráfico e a linha de tendência.

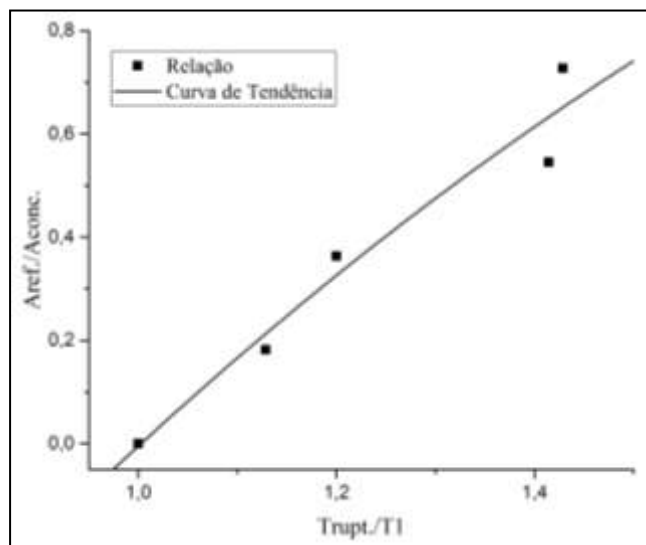


Figura 9: A em função de T

Através dos pontos do gráfico a linha de tendência pode ser equacionada, obtendo-se assim, um modelo matemático para a estimativa da distribuição de reforço em um pilar. O modelo matemático obtido fornece a distribuição de reforço em função da taxa de carga útil que será aplicada no pilar. A equação (4) é a equação que descreve o comportamento da linha de tendência.

$$(A_{ref./Aconc.}) = -0,5399(T_{rupt./T1})^2 + 2,8417(T_{rupt./T1}) - 2,3065 \quad (4)$$

Para encontrar a taxa de carregamento que uma dada distribuição de reforço poderá suportar, foi calculada outra linha de tendência, agora com a taxa de carregamento em função da distribuição de reforço. O gráfico dessa linha de tendência é ilustrado na Figura 10, e a equação (5) mostra a lei cuja linha obedece.

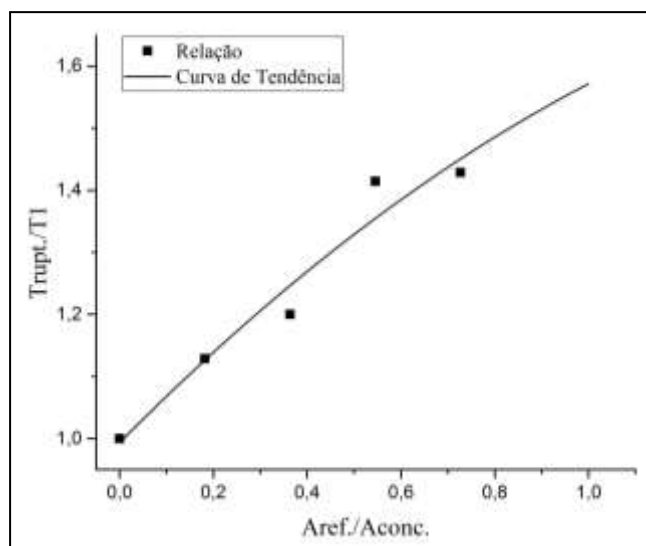


Figura 10: T em função de A

$$(T_{rupt./T1}) = -1852(A_{ref./Aconc.})^2 + 0,7633(A_{ref./Aconc.}) + 0,9935 \quad (4)$$

Esta análise concluiu que na medida em que se aumenta o reforço, há uma reação maior contra o desprendimento do concreto, através da tração (tirantes). O modelo de bielas e tirantes adotado para o presente trabalho foi feito através das observações obtidas experimentalmente, porque foi visto que os pilares tiveram um esforço maior nas pontas devido,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



claramente, à presença dos tirantes. Nos locais mais próximos das pontas dos pilares foi visto um esforço maior da fibra e, em alguns casos, por atuar apenas em uma direção, pôde-se notar aberturas no sentido longitudinal das faixas, mas sem rompimento das fibras.

5. CONCLUSÃO

O reforço apresentado neste trabalho se torna vantajoso por causa da fácil aplicação para diferentes tipos de problemas que ocorrem nos pilares, onde podem ser reforçados sem alteração alguma na estrutura do pilar. Através das análises foi possível compreender que o reforço atuou de maneira significativa, possibilitando aos pilares receber cargas maiores do que aquele sem o reforço. Pelas análises das deformações, o reforço deu aos pilares uma resistência maior, como pode ser visto ao se observar a Figura 7, onde todas as curvas estão acima da curva do pilar de referência. No que concerne às deformações, não se pode pôde chegar a uma conclusão mais abrangente, por conta de não ser possível controlar as deformações, já que a prensa utilizada no ensaio não permite esse controle. A alta ductilidade dos pilares deve-se ao fato de que a fibra atuou para conter a deformação lateral dos mesmos, e apresentou deformações no regime elástico, possibilitando aos pilares um aumento pouco significativo na área das suas secções transversais. No entanto, não houve rompimento da fibra, visto que os pilares romperam de forma que não podiam receber mais cargas, provando a eficiência do reforço para esse tipo de caso.

Dentre as vantagens da fibra, a fácil aplicação é notável, pois não precisa de uma mão-de-obra qualificada para o serviço, desde a imprimação até a aplicação da fibra, todos os estágios dos processos são simples e de fácil execução. Dentre outras vantagens para a fibra destaca-se também a estética, pois a mesma pode ser facilmente escondida com uma camada de tinta. O reforço de fibra de carbono mostrou ser eficiente, mediante as conclusões obtidas, mas ainda insuficientes para o esclarecimento de todas as dúvidas, pois aos esforços solicitados o reforço suportou bem. Compreende-se então que há uma necessidade de que haja estudos adicionais para encontrar outros meios alternativos para o uso deste reforço.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O aprimoramento desta pesquisa é de elevada importância, pois os trabalhos com esse tipo de reforço ainda são escassos no Brasil. O reforço mencionado anteriormente apresenta boa ductilidade, podendo haver trabalhos sobre a atuação do reforço, através de métodos numéricos e experimentais. O presente trabalho atuou apenas com quatro distribuições de reforço diferentes, assim sugere-se que para trabalhos futuros possa haver outros tipos de distribuição e confinamento de pilares ou vigas. Neste trabalho o reforço foi usado para solicitações de compressão e deixando uma margem para pesquisas que trabalhem para solicitações de tração na flexão em pilares. A análise estatística através do Modelo de Bielas e Tirantes proporcionou a criação de um modelo matemático para estimativa de reforço e de carga atuante, sendo utilizada uma expressão polinomial. Logo, a sugestão para outros trabalhos seria de que fosse usado um modelo matemático que usasse uma expressão logarítmica para uma estimativa ao cálculo da resistência do reforço e do pilar.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Viapol, empresa patrocinadora desta pesquisa, por fornecer as mantas de fibras de carbono e assim incentivar o desenvolvimento de conhecimento tecnológico e o aperfeiçoamento de técnicas de reforço estrutural, sempre contribuindo para o engrandecimento da Engenharia Civil.

Agradecem também à Construtora Cameron, pelo custeio dos materiais e mão de obra empregados na confecção dos pilares, e pelo apoio de sempre às pesquisas realizadas pelo GEM, mostrando ser uma empresa que se preocupa com o futuro da Construção Civil.

8. REFERÊNCIAS

- [1] MARQUES, Eduardo Alcino de Farias. **Avaliação Numérica e Experimental de Pilares de Concreto Armado Encamisados com CFRP**. 2014. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.
- [2] CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L.M. **Cálculo e Detalhamento de Estrutura Usuais de Concreto Armado**. V. 2, 1 ed. São Paulo: PINI, 2009.
- [3] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1 ed. São Paulo: PINI, 1988.
- [5] EDWARDS, K. L. **An Overview of The Tecnology of Fibre-Reinforced Plastics for Design Puporses**. Materials and Design, V. 19, p. 1-10, 1998.
- [6] MACHADO, Ari de Paula. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. Viapol. s/d.
- [7] VIAPOL. **Viapol Carbon CFW 300 – Ficha Técnica de Produto**. Disponível em: <http://www.viapol.com.br/media/122330/ft-viapol-carbon-cfw-300-02_07_15.pdf>. Acesso em: 03 fev. 2016.
- [8] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: 2007.
- [9] SILVA, Rodrigo Farias da. **Análise de Vigas de Concreto Armado com Furos na Vertical e na Horizontal via Método de Bielas e Tirantes**. 2013. Monografia – Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, 2013. P. 26-32.
- TIMOSHENKO, Stephen P., GERE, James E., **Mecânica dos Sólidos**. Tradução e Revisão: José Rodrigues Carvalho. Rio de Janeiro: LTC, [1983].
- SANTOS, Daniel dos. **Análise de Vigas de Concreto Armado Utilizando Modelos de Bielas e Tirantes**. 2006. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. P. 28-39.



ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PILARES REFORÇADOS COM CFRP

C. V. S. ARAÚJO

Estudante
Universidade de Brasília
Brasília -DF; Brasil
carlos.valbson.araujo@gmail.com

R. J. C. SILVA

Professor Adjunto
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
ricardo.carvalho222@gmail.com

RESUMO

A construção civil é uma indústria que está em constante avanço tecnológico. A cada ano surgem materiais, equipamentos e técnicas construtivas novas. No caso das estruturas de concreto armado e protendido, as inovações buscam um melhor aproveitamento das propriedades do concreto e a garantia de durabilidade dessas estruturas. Porém, os avanços não se limitam à construção de estruturas novas. A necessidade de se recuperar elementos estruturais ou aumentar suas capacidades resistentes tem incentivado o aperfeiçoamento de técnicas de reforço estrutural. Assim, o presente trabalho traz um estudo teórico e experimental sobre o reforço de pilares por encamisamento com mantas de polímero reforçado com fibras de carbono, com o objetivo de verificar o ganho de resistência à compressão axial e contribuir para uma melhor compreensão do comportamento estrutural de pilares reforçados com esta técnica. Para isso, foram realizados ensaios de compressão axial centrada em cinco pilares curtos de concreto armado, sendo um de referência e os outros com diferentes taxas de reforço, onde se observou um considerável aumento da carga de ruptura dos pilares com o aumento das taxas de reforço. Foram feitas também simulações numéricas no *software Abaqus*, a fim de se obter a distribuição de tensões no interior dos pilares. Todos os resultados foram então analisados e, a partir destes, pôde-se obter um modelo simplificado de previsão do ganho na capacidade resistente de pilares reforçados com fibras de carbono.

Palavras-chave: Pilares de Concreto Armado, Reforço Estrutural, Polímero Reforçado com Fibras de Carbono.

ABSTRACT

The civil construction is an industry that is in constant technological advancement. Every year arises new materials, equipment and construction techniques. In the case of reinforced and prestressed concrete structures, innovations seek a better use of concrete properties and ensuring durability of these structures. However, the advances are not limited to the building of new structures. The necessity to recover structural elements or increase its resistant capabilities has encouraged improvement of structural strengthening techniques. Thus, this paper presents a theoretical and experimental study about strengthening of columns by wrapping with carbon fiber composites, in order to check the gain of resistance to axial compression and contribute to a better understanding of structural behavior of columns strengthened with this technique. For this, axial compression tests were performed on five reinforced concrete columns, where one was reference and others had different strengthening rates, and was registered a considerable increase of breaking load of the columns with the increase of strengthening rates. Were also done numerical simulations in the ABAQUS software in order to obtain the stress distribution inside the columns. All results were then analyzed and, based on these, it was possible to obtain a simplified model for prediction of gain in the resistant capacity of the columns strengthened with carbon fibers.

Keywords: Reinforced Concrete Columns, Structural Strengthening, Carbon Fiber Reinforced Polymer.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas têm-se verificado um grande avanço nas tecnologias construtivas de estruturas de concreto armado e protendido. Aliado a isso, a preocupação com a qualidade geral nas obras tem permitido a execução de obras mais duráveis, assim como mais elegantes, com recordes de altura, vãos e balanços. Entretanto, por vezes surge a necessidade de intervenções, a fim de se recuperar elementos estruturais ou aumentar suas capacidades resistentes.

Nesse caso, o conhecimento acerca de técnicas de reforço estrutural garante o desempenho e a vida útil desejados para a obra.

Dos elementos de uma estrutura, os pilares estão entre aqueles que requerem maior atenção, uma vez que sua ruptura pode levar toda a estrutura à ruína. Há diversos tipos de reforços para pilares de concreto armado, destacando-se a utilização de concreto projetado ou de alta resistência com armadura suplementar, a sobreposição de chapas de aço ao pilar preexistente, o uso de concreto com adição de fibras de aço e, mais recentemente, o encamisamento com mantas de polímeros reforçados com fibras (*FRP – Fiber Reinforced Polymer*). Dentre estes, o último apresenta inúmeras vantagens, como a rapidez e facilidade de execução e o fato de não aumentar as seções transversais dos pilares.

Com isso, visando também contribuir para uma melhor compreensão do comportamento estrutural de pilares reforçados, o presente trabalho traz um estudo teórico e experimental sobre reforço por encamisamento com mantas de fibras de carbono (*CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer*), cujo objetivo foi verificar o ganho de resistência à compressão axial de pilares curtos de concreto armado devido ao encamisamento por CFRP. Para isso, foram realizados ensaios físicos de compressão axial em um pilar de referência (sem reforço) e em outros quatro reforçados com CFRP, onde se variou a taxa de reforço aplicada em cada pilar. Foram também realizadas análises numéricas através de um *software* de modelagem estrutural, o *Abaqus*, que utiliza o Método dos Elementos Finitos para resolver diversos problemas de engenharia, a fim de se analisar a distribuição de tensões no interior dos pilares, visando entender melhor o comportamento do concreto confinado.

2. COMPORTAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP

2.1 Reforço com materiais compósitos

Gibson [1] afirma que os materiais estruturais podem ser classificados como metais, polímeros, cerâmicas ou compósitos, sendo estes últimos constituídos pela combinação dos demais, formando um arranjo estrutural macroscópico, com duas ou mais fases distintas. Assim, os materiais compósitos possuem uma matriz, feixes de barras ou fibras e, às vezes, algum aditivo. A Figura 1 ilustra as características macro e microscópicas de sistemas de FRP.

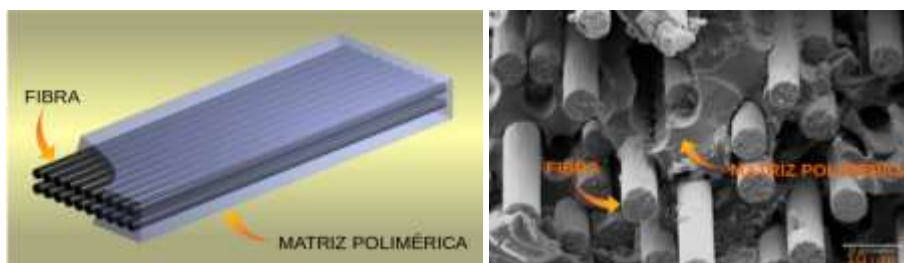


Figura 1: Características dos sistemas FRP

Atualmente, tem-se difundido o uso de compósitos reforçados com fibras para o reforço de estruturas de concreto. Entre as vantagens desse método estão sua elevada resistência mecânica e baixa densidade, grande durabilidade e pouca manutenção devido à sua resistência à corrosão, pode ser ocultado facilmente, e ainda apresenta um procedimento de aplicação bastante simples, quando comparado a alternativas tradicionais de reforço. Esse método tem como desvantagens ainda possuir um custo elevado de mercado, ser sensível a altas temperaturas e raios ultravioletas por conta da matriz polimérica e necessitar de supervisão técnica qualificada para garantir a qualidade do sistema.

As fibras de carbono resultam da oxidação de fibras precursoras orgânicas, tais como o poliácridonitril (PAN), ou com base em derivados do petróleo ou carvão (PITCH), que em seguida são processadas a elevadas temperaturas, cerca de 1000 °C a 1500 °C, podendo chegar até 3000 °C para fibras de grafite. Segundo Machado [2], após esse processo térmico, as fibras resultantes apresentam os átomos de carbono perfeitamente alinhados ao longo da fibra precursora, conferindo grande resistência mecânica ao produto final.

Nos compósitos CFRP as fibras de carbono são responsáveis pela resistência mecânica do sistema, cabendo à matriz polimérica a transferência de tensões do substrato de concreto ao sistema compósito. Para isso, a matriz deve ter um alongamento de ruptura bem maior que o alongamento das fibras, para permitir que as mesmas continuem a possuir capacidade de carga, mesmo após a tensão nas fibras ter atingido seu limite de resistência. Quanto ao processo de aplicação dos sistemas CFRP, trata-se de uma sequência bem simples. A Figura 2 apresenta essa sequência, para sistemas de fibras de carbono constituídos de mantas flexíveis.

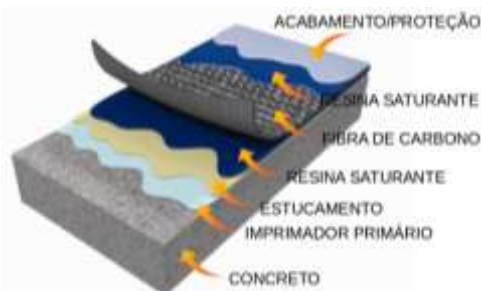


Figura 2: Sequência de aplicação de mantas de CFRP

2.2 Confinamento do concreto

Sem dúvida o mecanismo que traz maiores benefícios a pilares reforçados é o efeito de confinamento do concreto. Com esse efeito aumentam-se consideravelmente a capacidade resistente e a ductilidade do pilar preexistente, aumentando muito pouco as seções transversais desses elementos. O efeito de confinamento se dá com a aplicação de pressões transversais ao eixo longitudinal do pilar, restringindo a expansão lateral do concreto, podendo ser obtido pela aplicação de protensão transversal ou materiais expansivos confinados (confinamento ativo), ou com chapas de aço, estribos e camisas de FRP (confinamento passivo).

2.2.1 Comportamento do concreto confinado sob compressão uniaxial

De acordo com FIB [3] concretos comuns possuem cerca de 75% de agregados de vários tamanhos, sendo os agregados os componentes rígidos desse tipo de concreto (em concretos de alta resistência a pasta de cimento é mais resistente que os agregados) e as forças de compressão caminham através deles (ver Figura 3-a). Para o equilíbrio são necessárias componentes laterais, que no concreto não confinado são provenientes da coesão da pasta de cimento (ver Figura 3-b). Quando o carregamento supera a força de coesão surgem microfissuras entre os agregados e a pasta de cimento (ver Figura 3-c). Com o aumento do carregamento as fissuras crescem e, já que não há mais as componentes laterais para manter o equilíbrio, o concreto rompe com fissuração paralela à aplicação da carga. Porém, quando há o confinamento do concreto há um ganho de coesão, garantindo o equilíbrio das forças atuantes e aumentando a resistência à compressão do concreto (ver Figura 3-d).

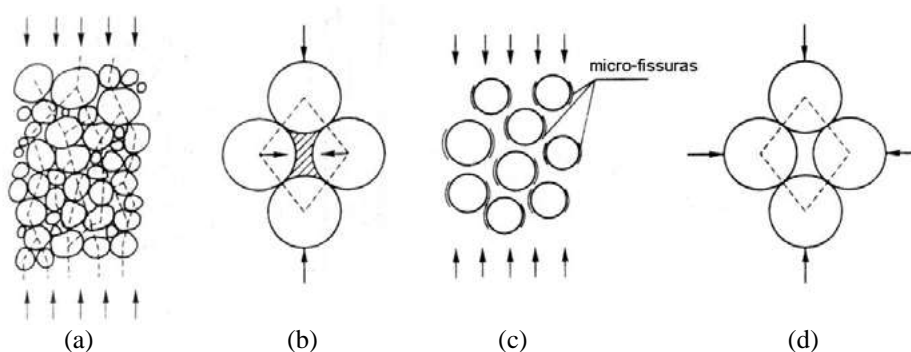


Figura 3: Mecanismo de confinamento no concreto

O ganho de coesão se deve às pressões laterais exercidas pelo confinamento. Pesquisadores como Richart *et al.* [4] e Balmer [5] realizaram ensaios de compressão axial em concreto confinado com fluidos e armaduras transversais e verificaram que a resistência à compressão axial e a deformação última do concreto crescem na presença de pressões confinantes.

2.2.3 Confinamento com camisas de FRP

Segundo Carrazedo [6], há diferenças muito grandes entre o comportamento de concretos confinados com aço e aqueles confinados com FRP. Estudos sobre concreto confinado com aço mostraram que há uma pequena suavização do diagrama tensão-deformação quando o concreto atinge sua resistência máxima f_{cc} , sendo essa resistência de pico atingida logo que a armadura transversal escoar. O diagrama segue então com um trecho descendente e apresenta uma tensão de ruptura menor que f_{cc} , coincidindo com a ruptura da armadura transversal. De acordo com Edwards [7], quando se trata de concreto encamisado com FRP, em virtude das baixas deformações de ruptura e a falta de um

patamar de escoamento, o compósito possibilita uma pressão crescente até a sua ruptura, o que resulta num diagrama tensão-deformação bilinear. A Figura 4 mostra esse comportamento, comparando com o confinamento com aço.

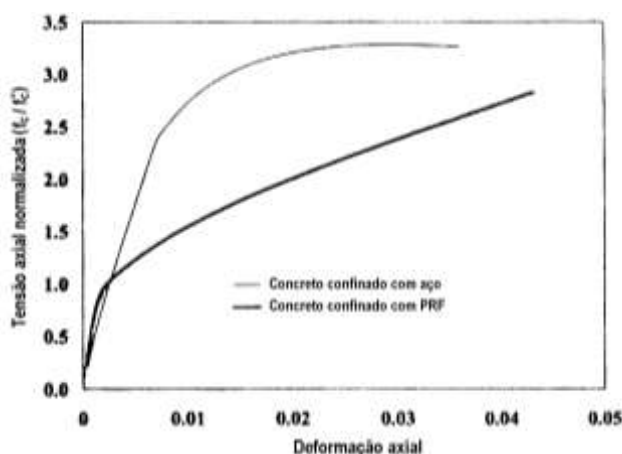


Figura 4: Diagramas tensão-deformação do concreto confinado com aço e com polímeros reforçados com fibras (PRF)

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Iniciais

O estudo experimental se deu através de ensaios físicos de compressão axial em cinco pilares de concreto armado, sendo um de referência e os outros quatro com diferentes configurações de reforço, realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas, da Universidade Estadual Vale do Acaraú, onde foram feitos também ensaios para obtenção da resistência à compressão do concreto utilizado.

3.2 Materiais

O concreto utilizado nos pilares ensaiados foi dosado e rodado em central, sendo produzido com um traço que objetivava uma resistência à compressão, aos 28 dias, de cerca de 30 MPa. A resistência média à compressão (f_c) encontrada na data dos ensaios é apresentada na Tabela 1. A resistência média à tração ($f_{ct,m}$) e os módulos de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) e secante (E_{cs}) foram estimados através das fórmulas dadas pela norma brasileira ABNT NBR:6118 [8]. Esses valores também são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Características do concreto utilizado nos ensaios

Resistência média à compressão (MPa)	Resistência média à tração (MPa)	Módulo tangente inicial (GPa)	Módulo secante (GPa)
26,74	2,68	28,96	25,20

Para a confecção das armaduras longitudinais foram utilizados vergalhões de aço tipo CA-50, com 8,0 mm de diâmetro e superfície nervurada. Já nas armaduras transversais dos pilares, foi utilizado aço do tipo CA-60, com 5,0 mm de diâmetro. Todos os vergalhões eram da marca Gerdau.

As camisas de reforço foram feitas com o sistema compósito Viapol Carbon CFW 300, que é uma manta de fibras de carbono para reforço estrutural com direção única de seus filamentos, a qual é aplicada com resinas especiais à base de epóxi e possui um módulo de elasticidade igual a 230 Gpa e resistência máxima de tração de 4900 MPa.

3.3 Instrumentação

Para a realização dos ensaios, tanto nos pilares quanto para obtenção da resistência à compressão do concreto, foi utilizada uma prensa hidráulica manual com capacidade para cargas de até 120 tf (aproximadamente 1200 kN), de marca Contenco e modelo I-3001-B, possuindo dois manômetros para leitura das cargas, um com escala de 0 – 120 tf e divisão de 200 kgf (aproximadamente 2 kN), e o outro com escala 0 – 24 tf e divisão de 40 kgf. A prensa apresenta ainda um curso máximo do pistão de 35 mm.

Utilizou-se, para a medição dos deslocamentos nos pilares ensaiados, transdutores de deslocamento linear (LVDT's - Linear Variable Differential Transformers), da marca Gefran, modelo PY-2-F-050-S01M, com curso de 10 a 50 mm, resolução infinita e velocidade de deslocamento de até 10 m/s, ligado a um indicador digital da marca Contenco, com display de 4 dígitos, memória de pico e conexão RS-232.

3.4 Metodologia

3.4.1 Produção dos Pilares

Como a finalidade da pesquisa era verificar a eficiência dos reforços com CFRP, todos os pilares foram confeccionados a partir do mesmo concreto, possuindo as mesmas características geométricas e a mesma disposição de armaduras internas, de forma que a única diferença entre eles fosse a disposição dos CFRP's. Assim, foram produzidos cinco pilares, com comprimento de 55,0 cm e seção transversal quadrada de 10,0 cm por 10,0 cm. Foram utilizadas 2 barras de 8,0 mm de diâmetro dobradas para formar as armaduras longitudinais, de modo que as seções transversais possuíssem uma barra em cada canto, e barras de 5,0 mm de diâmetro para compor as armaduras transversais (estribos). A Figura 5 mostra as dimensões dos pilares e a disposição de suas armaduras. Esse arranjo das armaduras longitudinais (parecendo estribos) foi necessário para aumentar a rigidez das extremidades das barras e melhorar o apoio das mesmas.

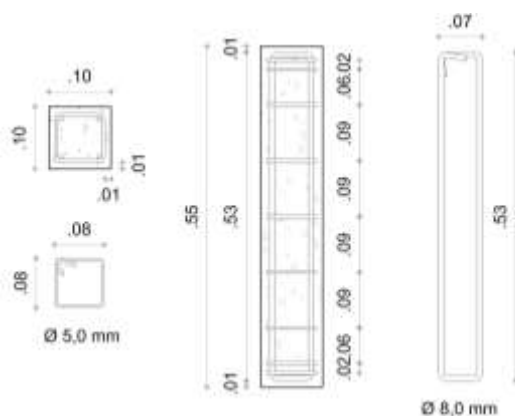


Figura 5: Detalhamento dos pilares (sem escala e cotas em metros)

Os estribos centrais foram espaçados de 9,0 cm, e nas extremidades foram colocados dois estribos próximos para aumentar a resistência, uma vez que nessas regiões as tensões não são uniformes, por conta da aplicação das cargas. Foi ainda, utilizado um cobrimento de 1,0 cm em todas as faces dos pilares.

3.4.2 Reforço com CFRP

Segundo Sudano [9], pilares com seções transversais quadradas apresentam distribuições de tensões internas de forma parabólica em cada uma de suas faces, com inclinação inicial de aproximadamente 45°, causando concentração de tensões nos cantos, o que pode provocar ruptura prematura da camisa de CFRP. Assim, para aumentar a eficiência do reforço é necessário arredondar os cantos dos pilares antes de se aplicar o sistema compósito. Seguindo então recomendações do fabricante do sistema utilizado, os cantos dos quatro pilares que receberiam reforço foram arredondados com uma lixadeira elétrica e disco para concreto, procurando-se garantir um raio de arredondamento de 1,0 cm.

Para análise da eficiência do reforço, buscou-se verificar como o comportamento dos pilares variava com o aumento da área encamisada, identificando-se em que regiões dos pilares a aplicação das fibras seria mais eficiente. Assim, cada um dos quatro pilares a serem reforçados recebeu uma disposição de faixas de fibras diferente, ficando da seguinte forma: o pilar P2 com uma faixa de 10,0 cm de largura, o pilar P3 com duas faixas de 10,0 cm de largura, o pilar P4 com três faixas de 10,0 cm de largura e o pilar P5 com uma faixa de 40,0 cm de largura. As faixas foram dispostas de modo a ficarem centralizadas e equidistantes e todas elas possuíam comprimento de 50,0 cm, sendo 40,0 cm para envolver o pilar e os outros 10,0 cm para o transpasse, necessário para garantir a ancoragem das fibras, de acordo com o fabricante. A Figura 6 a seguir mostra a configuração dos reforços usados e as dimensões das faixas de fibras.

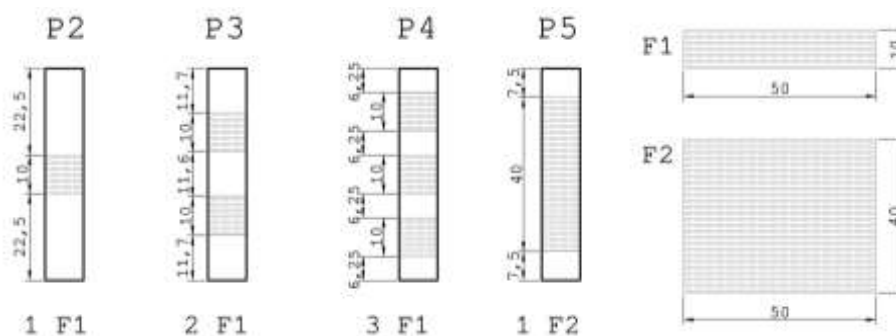


Figura 6: Disposição e dimensões das faixas de CFRP (sem escala e cotas em centímetros)

3.4.3 Ensaio de Compressão Axial

Após decorridos 15 dias da aplicação do sistema compósito CFRP nos pilares, e já estando com 104 dias desde a concretagem dos mesmos, foram realizados os ensaios para verificar a eficiência dos reforços aplicados nos modelos. O ensaio realizado para medir a capacidade resistente dos pilares consistiu em aplicar cargas centralizadas nas extremidades dos modelos, com mesma intensidade e sentidos opostos, de forma a se obter uma compressão axial. Para isso, os pilares foram posicionados na prensa, de forma centralizada, apoiados no prato inferior, e na extremidade superior dos modelos foi colocada uma chapa metálica, de modo a uniformizar a reação aplicada pelo apoio da prensa.

Como consequência da compressão, ocorre um encurtamento axial e uma expansão lateral dos pilares. Para medir o encurtamento dos modelos foram utilizados transdutores de deslocamento (LVDT's) posicionados no prato inferior da prensa e na chapa metálica colocada no topo dos pilares (Figura 7). A diferença entre os valores obtidos para o deslocamento da base e do topo dos pilares é igual ao encurtamento sofrido pelos pilares por causa da compressão axial. Dividindo o valor do encurtamento pelo comprimento inicial dos modelos, obtém-se a sua deformação específica, a qual é usada para avaliar o comportamento carga-deformação dos pilares.

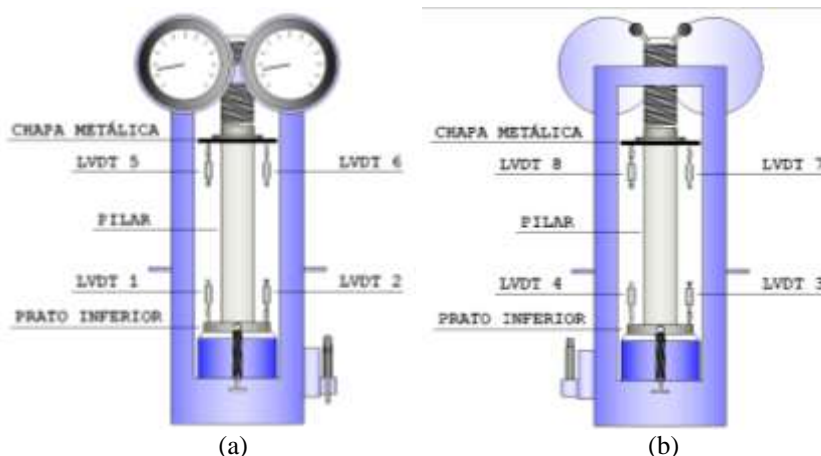


Figura 7: Esquema de montagem dos LVDT's: (a) vista frontal e (b) vista posterior da prensa

Durante os ensaios, o carregamento foi feito de forma gradual, interrompendo-se a aplicação da carga a cada incremento de 20 kN, de forma que se pudesse registrar os valores dos deslocamentos medidos pelos LVDT's. Seguiu-se com a aplicação das cargas até os pilares não suportarem mais aumento de carga, onde admitiu-se ocorrer a ruptura dos modelos.

4. PROGRAMA TEÓRICO

A análise teórica consistiu em simular numericamente os ensaios físicos realizados em laboratório, através da modelagem computacional dos pilares, realizada com o auxílio do software Abaqus (versão 6.14), que utiliza o Método dos Elementos Finitos para resolver diversos problemas de engenharia. Aliado a isso, buscou-se apresentar um modelo para interpretar o comportamento dos pilares, analisando o ganho de resistência proporcionado pelos reforços, baseando-se no Modelo de Bielas e Tirantes.

4.1 Modelagem

A geometria dos modelos foi construída no pré-processador Abaqus/CAE. Para simular o corpo de concreto dos pilares foi utilizado um sólido tridimensional deformável, obtido por extrusão, com as dimensões 10 cm x 10 cm x 55 cm, para o pilar de referência. Para os demais pilares foi utilizado um sólido com os cantos arredondados, com raio de arredondamento de 1,0 cm. As barras longitudinais e transversais foram modeladas como barras tridimensionais deformáveis, representadas apenas por seu eixo longitudinal, para simplificar o modelo e reduzir o esforço computacional necessário para as análises. E as faixas de CFRP foram modeladas como cascas tridimensionais deformáveis, obtidas por extrusão, sendo representadas pelo seu plano médio longitudinal, também por questões de simplificação.

O material Aço considerado nas armaduras foi definido com propriedades elásticas genéricas, módulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa e coeficiente de Poisson (ν) com valor de 0,3, sendo considerado também seu comportamento dúctil, através das suas resistências de escoamento. Já o material CFRP foi definido com módulo E e resistência à tração de acordo com os valores apresentados anteriormente. O material Concreto foi definido com os valores obtidos para o concreto utilizado nos ensaios físicos.

As simulações foram feitas aplicando-se a carga de ruptura de cada pilar, encontrada nos ensaios físicos, distribuída na superfície superior dos pilares, para verificar a distribuição de tensões internas nos modelos. Como condições de contorno foram restringidas as translações da superfície inferior dos modelos, nas três direções globais X, Y e Z.

4.2 Modelo de Bielas e Tirantes Proposto para os Pilares

Quando um pilar é submetido a forças concentradas de compressão há uma propagação das tensões internas de compressão, inicialmente com um ângulo próximo a 45 graus em relação à vertical, seguindo com direção paralela ao eixo longitudinal do pilar. Utilizando o processo do caminho de cargas, pode-se idealizar um modelo composto por bielas, tirantes e nós, que represente um pilar submetido a forças de compressão centrada. Esse modelo é apresentado na Figura 8, onde as bielas das extremidades têm inclinação de 45 graus e são ligadas a nós de onde partem bielas verticais e tirantes horizontais, que equilibram as componentes vertical e horizontal atuantes nos nós. Aqui, as armaduras transversais do pilar acabam absorvendo as tensões de tração dos tirantes e o concreto, juntamente com as barras longitudinais, resistem às tensões de compressão representadas pelas bielas verticais.

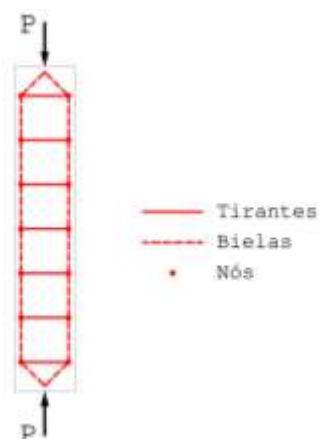


Figura 8: Modelo de bielas e tirantes para pilar sob compressão axial centrada

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Ensaios de compressão axial

O pilar P1, utilizado como parâmetro de comparação para os demais pilares, não possuía reforço e foi o que apresentou a menor carga de ruptura. Sua ruína se deu com grande fissuração do concreto. Sua carga última foi de 350 kN com deformação de 9,63 %.

O pilar P2 possuía uma faixa de CFRP de 10 cm de largura, fixada no meio do pilar. Sua ruptura se deu com considerável fissuração no concreto da parte superior, atingindo uma carga última de 395 kN, cerca de 12,86 % a mais que o pilar de referência P1. Sua deformação última apresentou o valor de 8,19 %.

O pilar P3 foi reforçado com duas faixas de CFRP de 10 cm de largura, espaçadas uniformemente ao longo do seu comprimento. Sua ruína aconteceu com uma carga de 420 kN, 20 % a mais que o pilar de referência e cerca de 6,33 % maior que o valor obtido para o pilar P2, que possuía metade da área de reforço. Já a sua deformação de ruptura chegou ao valor de 5,65 %.

O pilar P4 tinha 3 faixas de reforço de 10 cm de largura, também distribuídas uniformemente ao longo do seu comprimento. Sua carga de ruína foi de 495 kN, 41,43 % maior que a do pilar sem reforço, e sua deformação última foi de 8,24 %. Por conta das faixas de CFRP estarem mais próximas das extremidades do pilar, houve grande sollicitação nas fibras para impedir a expansão lateral do concreto, sendo que a ruína do pilar se deu com a ruptura da faixa inferior de CFRP. Porém o que rompeu foi a resina polimérica, que mantém as fibras da manta unidas, e não as próprias fibras de carbono, indicando que se a resina possuísse uma resistência maior a ruptura poderia ter sido adiada. Também houve fissuração do concreto entre a faixa de CFRP do meio e a inferior, além de fissuras no concreto da extremidade superior do pilar.

O pilar P5, que possuía a maior área de CFRP entre os modelos analisados, foi reforçado com uma faixa de 40 cm de largura, e foi o pilar que apresentou maior carga de ruptura, com o valor de 500 kN. Sua deformação de ruptura foi de 6,67 %. Apesar de ter cerca de 33,33 % a mais de área encamisada com CFRP, sua resistência foi apenas 1,01 % maior que a do pilar P4, ou seja, o reforço com faixas de CFRP distribuídas uniformemente ao longo de todo o comprimento do pilar mostrou-se ser tão eficiente quanto encamisar o pilar com faixa única, mesmo esta última cobrindo uma área maior do pilar. A Figura 9 apresenta os pilares após a ruptura.



Figura 9: Pilares após a ruptura

A Figura 10 apresenta o comportamento carga-deformação de todos os pilares. Como pode ser percebido, houve ganho na capacidade resistente com o aumento da taxa de reforço dos pilares. Porém, quanto à ductilidade, não se pode tirar uma conclusão apenas a partir dos valores de deformação última, uma vez que a prensa utilizada não permitiu realizar o ensaio com variação uniforme da deformação longitudinal, o que teria possibilitado obter o trecho do diagrama referente à ductilidade dos pilares durante o ensaio.

A Tabela 2 mostra os valores da carga de ruptura ($N_{ruptura}$) e da deformação última (ϵ_u) dos pilares. Essa tabela também apresenta a carga nos pilares ($N_{3,50\%}$) correspondente à deformação específica de 3,50%, que é considerada a deformação última para o concreto à compressão. Para essa deformação, verifica-se também um aumento na carga resistida pelos pilares, sendo que os valores para os pilares P4 e P5 são praticamente iguais, evidenciando a eficiência do reforço com faixas distribuídas em todo o pilar. Como as taxas de armadura transversal são as mesmas em todos os pilares, fica evidente o aumento na resistência do concreto por conta do confinamento gerado pelas camisas de CFRP, aumentando a capacidade resistente do pilar para uma mesma deformação longitudinal.

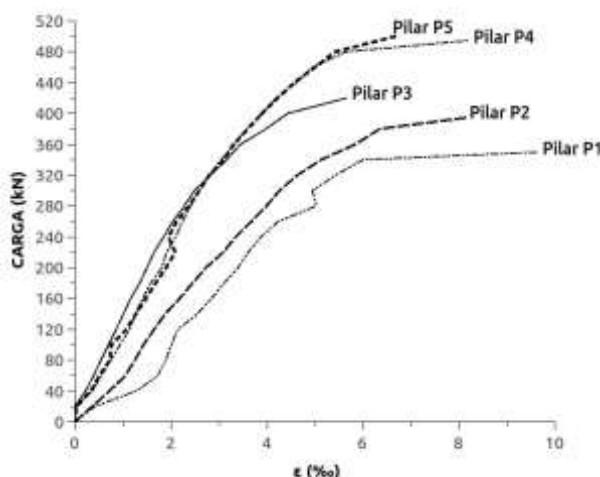


Figura 10: Comportamento carga-deformação de todos os pilares

Tabela 2 – Resultados dos ensaios

Pilar	Reforço	$N_{ruptura}$ (kN)	ϵ_u (‰)	$N_{3,50‰}$ (kN)
P1	-	350	9,63	210
P2	1 F1	395	8,19	249
P3	2 F1	420	5,65	362
P4	3 F1	495	8,24	374
P5	1 F2	500	6,67	373

Dividindo-se a área de reforço aplicada em cada pilar ($A_{reforço}$) pela soma das áreas das faces laterais dos pilares ($A_{concreto}$), obtêm-se os valores das taxas de reforço ($A_{reforço}/A_{concreto}$) em cada modelo. A Tabela 3 mostra os valores dessas taxas. Dividindo-se também a carga de ruptura ($N_{ruptura}$) de cada pilar pelo valor da carga última do pilar sem reforço ($N_{rup. P1}$), tem-se o aumento da capacidade resistente gerado pelo encamisamento com CFRP, como mostrado na última coluna da Tabela 3.

Tabela 3 – Taxas de reforço e aumento da capacidade resistente dos pilares

Pilar	$A_{reforço}$ (cm ²)	$A_{concreto}$ (cm ²)	$A_{reforço}/A_{concreto}$	$N_{ruptura}$ (kN)	$N_{ruptura}/N_{rup. P1}$
P1	0	2200	0	350	1,0
P2	400	2200	0,182	395	1,128
P3	800	2200	0,364	420	1,20
P4	1200	2200	0,545	495	1,414
P5	1600	2200	0,727	500	1,428

Relacionando-se os valores das taxas de reforço com o aumento da capacidade resistente observado nos ensaios, tem-se a distribuição crescente apresentada na Figura 11. Fazendo-se então uma regressão não linear a partir desses dados, pode-se obter uma função polinomial de segundo grau que represente a linha de tendência dos pontos desse gráfico. Essa função e sua linha de tendência são mostradas na Figura 11.

Assim, tendo-se o valor da taxa de reforço aplicada no pilar (variável x), pode-se obter o ganho na capacidade resistente desse pilar reforçado (valor de $f(x)$). E também, pode-se obter a taxa de reforço necessária para se alcançar determinado ganho na capacidade resistente do pilar, resolvendo-se a equação de 2º grau para x .

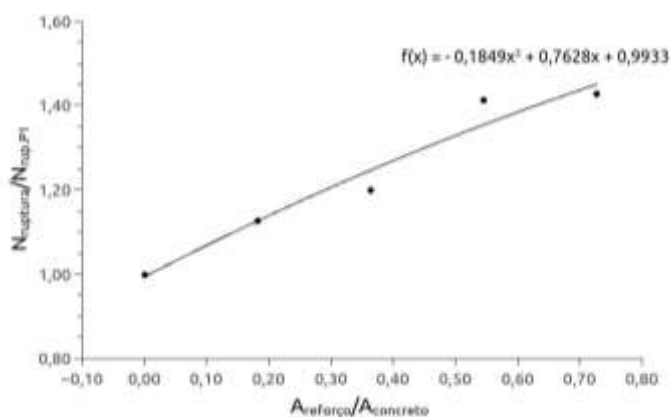


Figura 11: Linha de tendência para a relação taxa de reforço versus ganho de resistência

Conforme apresentado anteriormente, a partir de um modelo simplificado de bielas e tirantes pode-se obter a capacidade resistente de um pilar submetido a compressão axial centrada. Porém, esse modelo não considera o ganho na resistência do pilar devido ao confinamento do concreto. Assim, utilizando-se a função da linha de tendência apresentada na Figura 11, obtém-se um coeficiente k , a partir da Equação 1 a seguir, para a correção da capacidade resistente do pilar calculada com o modelo simplificado de bielas e tirantes ilustrado na Figura 8. Ou seja, após encontrada a carga P , resistida pelo pilar, basta multiplicar seu valor pelo coeficiente de correção k , e será obtida uma estimativa da carga máxima suportada pelo pilar reforçado com CFRP.

$$k = -0,1849\eta^2 + 0,7628\eta + 0,9933 \quad (1)$$

Sendo η o valor da taxa de reforço aplicada no pilar, ou seja, a área de faixas de CFRP utilizada dividida pela soma das áreas das faces laterais do pilar.

5.2 Análises no Abaqus

A Figura 12 mostra a distribuição de tensões de compressão no pilar de referência P1. Pode-se perceber que nas faces desse pilar o valor da compressão varia em torno 0,0 MPa e 35,0 MPa, já nas barras longitudinais, no interior do pilar, os valores chegam a 260,0 MPa, isso porque o aço das armaduras tem um módulo de elasticidade bem maior que o concreto. Já a Figura 13 ilustra a variação das tensões de compressão no concreto do interior desse pilar, onde se pode notar tensões que variam entre 13,0 e 19,0 MPa na maior parte do centro do pilar, chegando a valores próximos de 28,0 MPa na extremidade superior, onde foi aplicada a carga. Esse valor se assemelha ao da resistência média à compressão do concreto utilizado, o que pode explicar o esmagamento do concreto nessa região, como mostrado na Figura 9.

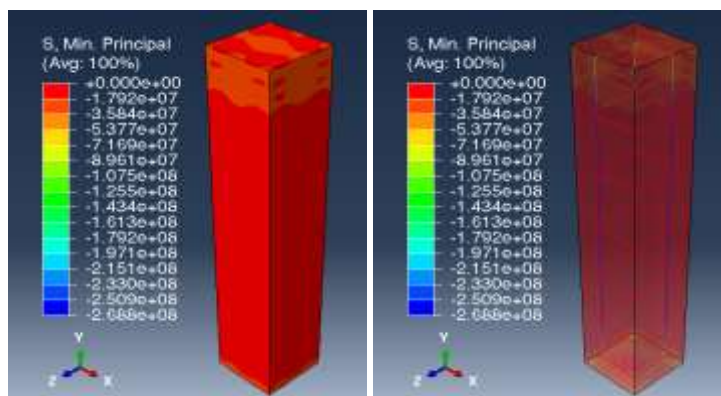


Figura 12: Tensões de compressão no pilar P1 (valores em Pa)

A Figura 14 mostra as tensões de compressão nos modelos dos pilares P2, P3, P4 e P5, onde se percebe uma grande semelhança entre eles. Porém, pode-se perceber uma ligeira diminuição no valor máximo da tensão de compressão. Esse valor é a máxima tensão atuando nas barras longitudinais, no interior dos pilares. Isso indica um pequeno aumento na mobilização do concreto com o aumento das taxas de reforço, ou seja, o aumento no confinamento modificou, ainda que ligeiramente, para as análises realizadas, a distribuição de tensões no interior dos pilares.

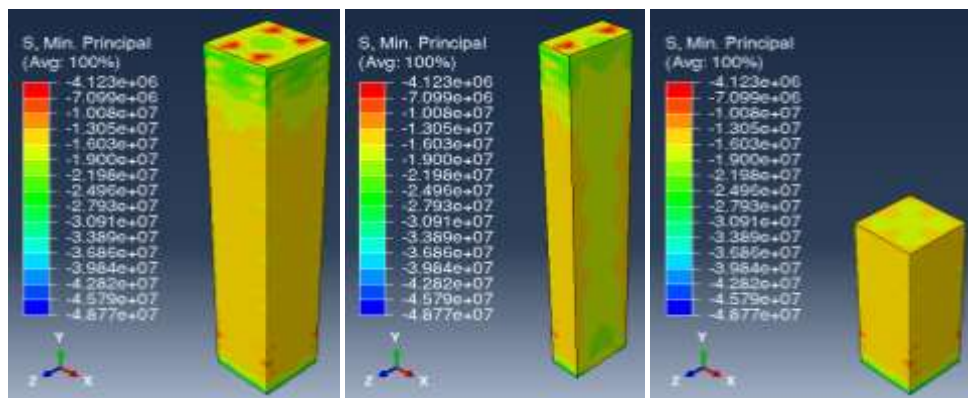


Figura 13: Tensões de compressão no concreto do interior do pilar P1 (valores em Pa)

A Figura 15 mostra a distribuição das tensões no interior do concreto dos pilares reforçados, evidenciando essa ligeira alteração na distribuição das tensões, como pode ser percebido pelos valores máximos e mínimos apresentados nas legendas. Essa semelhança entre os modelos, apesar do aumento da área de reforço, se deve a simplificações na modelagem do material CFRP e na configuração do comportamento da interface concreto-CFRP. Porém, comparando as Figuras 15 e 13, percebe-se que a presença das faixas de CFRP altera consideravelmente a distribuição das tensões de compressão no interior do concreto. Pode-se ver que o confinamento mobiliza o concreto da região central dos pilares, suportando uma faixa maior de tensões, o que explica o aumento na capacidade resistente dos pilares reforçados em relação ao de referência.

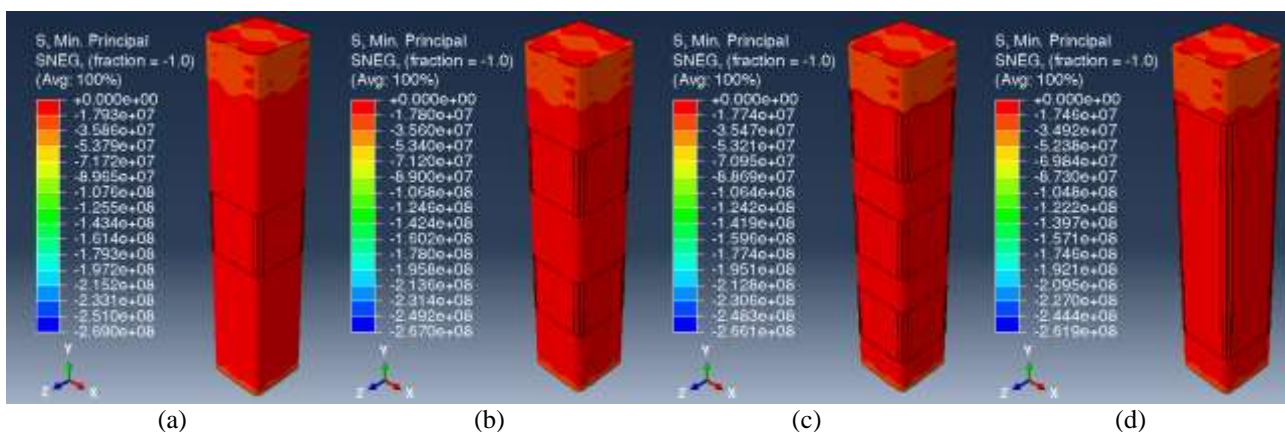


Figura 14: Tensões de compressão nos pilares: (a) P2, (b) P3, (c) P4 e (d) P5 (valores em Pa)

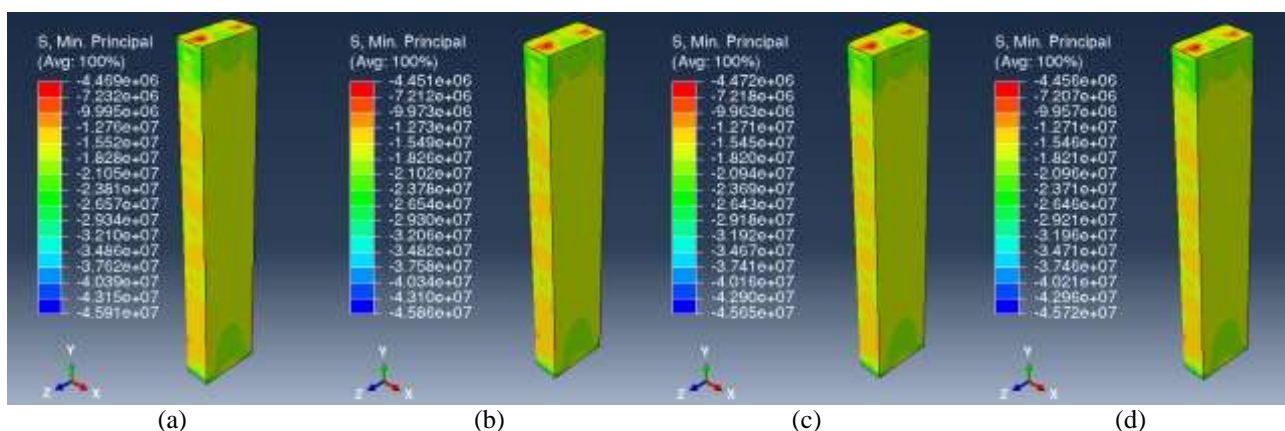


Figura 15: Tensões de compressão no concreto do interior dos pilares: (a) P2, (b) P3, (c) P4 e (d) P5 (valores em Pa)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O reforço dos pilares por encamisamento com CFRP foi muito eficiente no aumento da capacidade resistente dos pilares submetidos à compressão axial. Pôde-se perceber também que o ganho nessa capacidade é diretamente proporcional ao valor da taxa de reforço utilizada.

Verificou-se que o reforço com faixas de CFRP distribuídas em todo o comprimento do pilar, como feito com o pilar P4, é tão eficiente quanto o reforço utilizado no pilar P5, que consistiu de uma única faixa cobrindo quase todo o pilar, mesmo este último tendo uma maior taxa de reforço.

Pôde-se perceber que as armaduras transversais causam um confinamento no concreto, aumentando a ductilidade dos pilares, fazendo com que eles apresentem deformações últimas bem maiores que a deformação de ruptura do concreto sob compressão.

O uso do Modelo de Bielas e Tirantes, aliado ao Método dos Elementos Finitos, é uma forma bastante confiável de se prever o comportamento de pilares submetidos a cargas de compressão. Assim como tem sido demonstrado sua eficiência para o dimensionamento de diversos elementos estruturais, podem-se utilizar estes modelos também em pilares.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Viapol, empresa patrocinadora desta pesquisa, por fornecer as mantas de fibras de carbono e assim incentivar o desenvolvimento de conhecimento tecnológico e o aperfeiçoamento de técnicas de reforço estrutural, sempre contribuindo para o engrandecimento da Engenharia Civil.

Agradecem também à Construtora Cameron, pelo custeio dos materiais e mão de obra empregados na confecção dos pilares, e pelo apoio de sempre às pesquisas realizadas pelo GEM, mostrando ser uma empresa que se preocupa com o futuro da Construção Civil.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Gibson, R. F. *Principles of composite material mechanics*. McGraw-Hill, 1994.
- [2] Machado, A. P. *Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*. Viapol. s/d.
- [3] Fédération Internationale du Béton – FIB. *Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance*. Bulletin 1, v. 1, p. 35-37, p. 206-212, 1999.
- [4] Richart, F. E.; Brantzaeg, A.; Prown, R. L.; *A study of the failure of concrete under combined compressive stress*. Urbana: Engineering Experimental Station, University of Illinois. Bulletin n. 190, 1928.
- [5] Balmer, G. G. *Shearing Strength of Concrete Under High Triaxial Stress-Computation of Mohr's Envelope as a Curve*. Structural Research Laboratory Report No. SP-23. Bureau of Reclamations, United States Department of the Interior, 1949.
- [6] Carrazedo, R. *Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono*. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.
- [7] Edwards, K. L. *An overview of the technology of fibre-reinforced plastics for design purposes*. Materials and Design, v. 19, p. 1-10, 1998.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. ABNT: Rio de Janeiro, 2014.
- [9] Sudano, A. L. *Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibra de carbono)*. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.



**ANÁLISES DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO DE SUB-ESTAÇÕES DE ENERGIA ELÉTRICA (SUBESTAÇÃO JOAIRAM)**

L. BARRETO

Estudante
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
lydia_barreto@hotmail.com

J. L. M. RAMOS

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
j_114@hotmail.com

R. A. BERENGUER

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

F. L. CARNEIRO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
fabiocarneiro14@hotmail.com

P. F. S. CHAVES

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
prychaves@hotmail.com

E. C. B. MONTEIRO

Dr.^a Professora
Universidade Católica de Pernambuco e
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

A presente pesquisa foi motivada pelo largo uso do concreto armado em obras de médio e grande porte no Brasil, especificamente subestações de energia elétrica. Sabendo dos diferentes climas existentes em nosso país, a exposição desse concreto não é uniforme, existindo peculiaridades climáticas que podem interferir diretamente em sua vida útil. Sendo aliado a uma cultura de descaso com manutenções preventivas em estruturas de concreto armado possibilita o surgimento de indicadores de manifestações patológicas com diversos graus de severidade. Além do clima, um fator previsível, mas pouco controlável, o ser humano também é um fator que afeta diretamente as estruturas de concreto. Ao avaliar peças de concreto armado existentes em uma subestação de energia localizada na Região Metropolitana do Recife, construída a pouco mais de cinco anos, foram observados de maneira clara os efeitos da carbonatação nestas peças e de maneira subjetiva os danos causados pelos cloretos, além de propor correlação de características climáticas do local com as manifestações patológicas observadas. Desta forma, foi possível realizar o diagnóstico e prognóstico das estruturas de concreto da SE (Subestação de Energia) Joairam e propor melhorias aos futuros projetos.

Palavras-chave: Concreto armado, Manifestações patológicas, Clima.

ABSTRACT

This research was motivated by the widespread use of reinforced concrete in medium and large projects in Brazil, specifically electrical substations. Knowing of the different climates in our country, the exposure of this concrete is not uniform, existing climatic peculiarities that can directly interfere in lifespan. This combined with a neglect of culture with preventive maintenance of reinforced concrete structures allows the emergence of indicators of pathological manifestations of varying degrees of severity. Besides the climate, a predictable factor, but little controllable, the human being is also a factor that directly affects concrete structures. When evaluating existing pieces of reinforced concrete in a power substation located in the Metropolitan Region of Recife, built just over five years, were observed clearly the effects of carbonation in these parts and subjectively the damage caused by chlorides, as well as propose correlation of climatic characteristics of the site with the pathological manifestations observed. Thus, it was possible to perform the diagnosis and prognosis of the SE (Power Substation) Joairam concrete structures and propose improvements to future projects.

Keywords: reinforced concrete, pathological manifestations, Climate.



1. INTRODUÇÃO

A Região Metropolitana do Recife (RMR) têm características peculiares quanto ao seu clima e construções executadas, sendo sua classe de agressividade ambiental III [1], e, com edificações de idade superior a 40 anos, tornando o concreto armado (CA) alvo das diversas manifestações patológicas, criando diversas oportunidades para profissionais de engenharia.

Com aproximadamente 1300 peças estruturais de concreto, independentes e ao ar livre, a Subestação Joairam (SE JRM) apresenta-se como um grande laboratório a céu aberto, onde serão realizados diversos ensaios para caracterização de eventuais manifestações patológicas.

Foram realizados para detecção de manifestações patológicas ensaios, com rigoroso controle de temperatura e umidade no momento da realização. Através da realização do ensaio de profundidade de carbonatação, detecção com nitrato de prata da presença de cloretos, do ensaio de potencial de corrosão, além da inspeção visual.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Profundidade de carbonatação

Para a realização deste ensaio segundo o método [2], é necessário a quebra de parte da peça de concreto, preferencialmente em um local que apresente alguma manifestação patológica. Após a retirada do pedaço, o suficiente para expor a armadura, aspergir solução de fenolftaleína no local da retirada do pedaço e avaliar com a ajuda de um paquímetro, uma escala ou régua a maior distância carbonatada em relação à face exterior da peça (parte que não tiver coloração modificada para vermelho carmim). Toda a superfície que apresentar coloração vermelha carmim apresenta valores de pH suficientes para proteção da armadura entre 9 a 15. Durante a realização deste ensaio é verificado os valores do cobrimento existente das peças.

2.2 Detecção de cloretos por nitrato de prata

Este ensaio será realizado utilizando-se o pedaço de concreto destacado da peça no ensaio de profundidade de carbonatação. Neste pedaço será feita a aspersão de nitrato de prata. Após a aspersão, caso haja, cloretos livres haverá uma reação fotoquímica, surgiram precipitados de cor branca de cloreto de prata. No caso de eventuais cloretos combinados ou não havendo cloretos surgirão precipitados de cor escura de óxido de prata [2]. A proposta deste trabalho é apenas avaliar a existência ou não de cloretos não sendo realizados ensaios quantitativos de níveis de cloretos. Considerando que este ensaio apenas indica a presença de cloretos livres, além de não quantificar os cloretos existentes, seus resultados são complementares aos ensaios de carbonatação e potencial de corrosão.

2.3 Potencial de corrosão

Deve-se realizar limpeza prévia no concreto e na armadura que será ensaiada e depois realizar conexão do eletrodo de cobre sobre uma esponja molhada na superfície do concreto e a agulha do multímetro em contato com o aço. Então será feita a medição de potencial de corrosão (E_{corr}) com multímetro de alta impedância e eletrodo de sulfato de cobre. Os valores encontrados serão comparados com tabela de parâmetros [3].

Tabela 1 Probabilidade de corrosão

E_{corr} (mV) – Cu / CuSO ₄	PROBABILIDADE DE CORROSÃO
> -200	< 5%
Entre -200 e -350	50%
< -350	> 95%

2.4 Meio ambiente

Em grandes regiões metropolitanas, a poluição é um dos componentes da degradação. Poluentes das mais diversas categorias estão disponíveis para ataque as obras correntes, assim caracterizando diversos ambientes com determinados graus de agressividade com características bem definidas. Conforme visto na Tabela 2 e na Tabela 3, temos 4 classes de agressividade que determinam os riscos de deterioração da estrutura, bem como classifica o meio ambiente e determina

inclusive a resistência característica a compressão (fck), fator a/c e os cobrimentos mínimos de armadura. Todas essas determinações são para garantir o mínimo de proteção a estrutura [1].

Tabela 2 Classe de agressividade e requisitos de concreto ABNT NBR 6.118/2014

CLASSE DE AGRESSIVIDADE	AGRESSIVIDADE	AMBIENTE	RISCO DE DETERIORAÇÃO	a/c fck (Mpa)	
				CA	CPr
I	Fraca	Rural, Submersa	Insignificante	$\leq 0,65$ $\geq C20$	$\leq 0,60$ $\geq C25$
II	Moderada	Urbana, Marinha	Pequeno	$\leq 0,60$ $\geq C25$	$\leq 0,55$ ≥ 30
III	Forte	Marinha, Industrial	Grande	$\leq 0,55$ $\geq C30$	$\leq 0,50$ $\geq C35$
IV	Muito forte	Industrial, Respingos de maré	Elevado	$\leq 0,45$ $\geq C40$	$\leq 0,45$ $\geq C40$

Tabela 3 Cobrimentos mínimos em relação à classe de agressividade ABNT NBR 6.118/2014.

TIPO DE CONCRETO	ELEMENTO	CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL			
		I	II	III	IV
		COBRIMENTO NOMINAL (mm)			
ARMADO	LAJE	20	25	35	45
	VIGA/PILAR	25	30	40	50
PROTENDIDO	TODOS	30	35	45	55

2.5 Corrosão

A corrosão metálica pode ser definida como a depreciação dos materiais metálicos pela ação química ou eletroquímica do meio, associada ou não a uma ação física [4].

Qualquer reação de corrosão necessita de um eletrólito (concreto), por onde os íons resultantes das reações transitam a parte que oxida e reduz na pilha eletroquímica que vem a ser o ânodo, a parte que recebe os elétrons da pilha eletroquímica o cátodo e uma ligação metálica entre todos. Este é o processo do aço nas armaduras, tendo o ferro como ânodo e o oxigênio como cátodo. O produto da reação dos dois migra um em direção ao outro e em uma região intermediária precipita na forma de hidróxido ferroso ($Fe(OH)_2$) [5].

Dependendo do tipo de ataque sofrido pela peça, os produtos da corrosão podem variar, mas de forma geral os produtos ocupam o volume no interior do concreto em até 10 vezes o volume original do aço existente na armadura, gerando tensões do interior para o exterior da peça. Com a continuação do processo de corrosão estes produtos acumulados na superfície da armadura expandem criando fissuras paralelas a barra de aço até o destacamento de parte do cobrimento. Pode ocorrer em algumas situações em que a umidade do concreto esteja muito elevada, antes do aparecimento de fissuras, surgem manchas cor de ferrugem indicando alta velocidade de corrosão.

2.5.1 Corrosão por carbonatação

A carbonatação ocorre da superfície da peça para o interior, formando a frente de carbonatação, definindo duas zonas com pHs distintos, com $pH > 12$ e outra com $pH < 8$, avançando de forma progressiva ao interior da peça e atingindo a armadura, proporciona a despassivação da mesma, sendo considerado o início da corrosão. Os fatores ambientais são determinantes para ocorrência de carbonatação, o meio ambiente, a concentração de CO_2 na atmosfera e a umidade relativa no ambiente são os mais determinantes [6].

A velocidade da carbonatação aumenta consideravelmente em ambientes com elevadas concentrações de CO_2 . Garagens, indústrias e rodovias, pela emissão de CO_2 constante, proporcionam ambientes mais agressivos a peças de concreto. O tipo e a quantidade de cimento que integram o concreto, pozolanas já estão consagradas como aumento da proteção, interferem de maneira direta. Este fator aliado a baixa relação a/c e cuidados com a produção do concreto,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



principalmente no tocante ao adensamento, indicam prognóstico de pequena profundidade de carbonatação, que em outras palavras aumenta a vida útil da peça.

2.5.2 Corrosão por cloreto

As corrosões de armaduras pela ação de íons cloreto são frequentes nas literaturas no que se diz respeito a manifestações patológicas, diminuindo sua vida útil e sua durabilidade. Em várias normas vigentes no mundo, limitam a quantidade de cloretos na composição do concreto, sendo um parâmetro para apresentar um diagnóstico, esclarecendo o real motivo da corrosão, restringindo ao Brasil esses parâmetros estão limitados em [7].

Considerando que todo o mecanismo de penetração é semelhante à carbonatação, a umidade e a água têm papel importante no ataque por cloretos.

Outro fato importante para prevenção ao ataque de cloretos é a composição do cimento. Os Cimentos ricos em C_3A apresentam maior resistência à difusão de cloretos em função da combinação de ambos, resultando em cloroaluminato de cálcio hidratado (CACH), um sal insolúvel [8].

Além dos aspectos relacionados ao cimento, deve existir rigoroso controle dos agregados e da água de amassamento, garantindo que os mesmos não apresentem teores acima do máximo limitados. Menor fator a/c implica em concreto mais denso, menos poros e com menor quantidade de vazios. Deve-se prevenir e controlar o aparecimento de fissuras que possibilitam ingresso mais rápido de cloretos ao interior da peça.

Existe a possibilidade de ocorrer uma combinação de carbonatação e ataque de cloretos, caracterizada por altíssimas velocidades de corrosão. Um concreto que sofre carbonatação oferece um clima mais amigável aos cloretos, já que o concreto já está despassivado a corrosão será iniciada mais rapidamente. Além disso, alguns cloretos que estavam combinados no cimento podem ficar livres, aumentando a quantidade dos mesmos e assim criando mais um vetor.

2.6 Lixiviação e Eflorescência

Eflorescência é o resultado da dissolução dos sais presentes na argamassa, provenientes de contaminações externas e seu posterior transporte pela água através dos materiais porosos. Geralmente se apresenta com manchas brancas, também podem se apresentar com a cor castanha ou de ferrugem, porém as mais predominantes são embranquecidas. Se, durante esse transporte, a concentração dos sais na solução aumentar (por perda de água ou aumento da quantidade de sais), eles poderão entrar em processo de cristalização e dar origem ao fenômeno [9].

Na lixiviação do concreto, ocorre a dissolução e o arraste do hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$ da massa endurecida, pela ação do fluxo contínuo da água através da estrutura do material. O potencial hidrogeniônico (pH) do concreto é diminuído, dando lugar à decomposição de outros hidratos, aumentando sua porosidade e facilitando a desintegração [10]. Surgem como resultado da lixiviação as formações do tipo estalactites e estalagmites.

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Carbonatação

Na Subestação Joairam (SE JRM) todas as peças que foram objeto de ensaio figura 1 apresentam sinais de carbonatação. Este fato sozinho não quer dizer muita coisa, já que a SE JRM está localizada em uma zona urbano-industrial com elevadas concentrações de CO_2 na atmosfera. Nas bases de concreto, as profundidades de carbonatação variaram de 8mm a 37mm, com as peças apresentando cobertura média de 30mm, variando ± 3 mm em todas as peças da amostra, e como poderá ser visto a partir da seção 3, esta faixa comprometeu poucas peças. Já na figura 2, o problema é bem mais sério, as profundidades variaram entre 5mm e 20mm com o cobertura médio em torno de 11mm.



Figura - 1 Profundidade de carbonatação (base de concreto)

3.2 Cloretos livres

Na SE JRM foi verificada apenas a existência de cloretos livres no concreto, não sendo possível determinar categoricamente a influência dos cloretos nas manifestações patológicas verificadas, mas em função da quantidade de elementos com indicação positiva para cloretos livres nas duas amostras, é possível de maneira subjetiva afirmar que no mínimo existe uma co-autoria junto com a carbonatação, na causa das manifestações patológicas observadas.

3.3 Lixiviação e eflorescência

Na SE JRM, foram detectados alguns pontos de eflorescência, justamente nas fissuras observadas. Mais comuns nas peças que têm indicativo de carbonatação e cloretos simultaneamente.



Figura - 2 Bases de concreto com pontos de eflorescência

3.4 Dados construtivos da edificação

Estas peças são em concreto aparente, o que significa que estão diretamente expostas as intempéries, com apenas algumas edificações possuindo aplicação de tintas à base de água no concreto aparente. O concreto utilizado foi fornecido por empresa conceituada tecnicamente em pernambucana com fck de 25 MPa e pequenos volumes de concreto realizados na obra através de betoneira objetivando o mesmo fck. Foi realizado controle tecnológico do concreto, com auxílio de empresa certificada em Recife [7], com a ressalva que à época a NBR12.655 vigente era a do ano de 1996.

Como resultado, a resistência estimada do concreto na SE JRM para este estudo será de 28,0MPa, com exceção das peças pré-moldadas, postes com 30MPa (processo produtivo a parte com fornecimento externo) e tampas de canaletas com 25MPa, tampas fornecidas por empresa de pré-moldados não identificada, terceirizada pelo consórcio que realizou a obra, não sendo possível determinar o processo de fabricação das mesmas nem assegurar que ocorreu algum tipo de controle tecnológico.

O cobrimento mínimo utilizado na construção das peças moldadas no local é de 30mm e como verificado durante os ensaios, este valor de cobrimento foi seguido, pois os cobrimentos variaram entre 27mm e 33mm. Desta forma a análise e classificação das condições das peças moldadas no local e postes da amostra, foram em função destes valores, considerando-se como “PEÇAS COMPROMETIDAS” (peça em que a profundidade de carbonatação seja igual ou superior ao cobrimento) aquela que apresente profundidade de carbonatação igual ou superior a 27mm. Serão consideradas “PEÇAS EM OBSERVAÇÃO” aquelas que apresentem profundidade de carbonatação inferior a 27mm e



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



potencial de corrosão com valor igual ou inferior a -315mV . Para as tampas de canaletas, o cobrimento mínimos de projeto é de 25mm ., mas nas amostras consideradas, não foi observado nenhum cobrimento de 25mm . O valor médio de cobrimento foi de aproximadamente 11mm . Assim, no caso específico das tampas de canaletas, serão consideradas “PEÇAS COMPROMETIDAS”, as peças onde a profundidade de carbonatação seja igual ou superior ao cobrimento observado. Serão consideradas “PEÇAS EM OBSERVAÇÃO” aquelas que apresentem profundidade de carbonatação inferior ao cobrimento observado e potencial de corrosão com valor igual ou inferior a -315mV .

3.4 Influência do clima e da localização nos resultados dos ensaios

A disposição dos elementos de concreto em planta é um fator que indica a possibilidade do elemento desenvolver manifestações patológicas. Dependendo da localização da instalação, a influência das chuvas e ventos pode expor elementos de concreto da mesma a condições completamente distintas. Em Recife, o vento predominante, com chuvas, provém do sudeste (SE), conforme dados obtidos junto ao CPTEC e [8]. Assim é razoável supor que manifestações patológicas com orientação SE, serão mais comuns.

Todas as peças comprometidas por carbonatação e corrosão de armaduras mais as peças consideradas em observação (valores próximos aos limites), estão localizadas nos extremos SE e SO da SE JRM, fato que se alinha aos dados climáticos da RMR. Outro dado importante são os baixos valores (carbonatação e potencial de corrosão) observados nos quadrantes NO e NE.

4. RESULTADOS E ANÁLISE

A tabela 4, apresenta os resultados das análises realizadas com os dados e determinação de valores característicos para os critérios analisados, desta forma possibilitando um diagnóstico das instalações de concreto da SE JRM bem como possibilitar um prognóstico para a mesma.

Tabela 4 - Análise de dados das bases de concreto e tampas de canaletas

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS / RESULTADOS	BASES DE CONCRETO			TAMPAS DE CANALETAS		
	DADOS EXPANDIDOS – PADRONIZADOS N95%			DADOS EXPANDIDOS – PADRONIZADOS N95%		
	69kV	230kV	SE JRM	69kV	230kV	SE JRM
MANCHAS*	75,40%	86,80%	85,90%	33,20%	84,30%	71,50%
ABRASÃO*	22,10%	27,70%	29,40%	8,20%	20,80%	23,20%
FISSURAS*	25,10%	44,00%	42,10%	8,20%	38,40%	34,90%
FISSURAS EM FORMA DE MAPA*	34,00%	30,20%	32,20%	0%	0%	0%
LIXIVIAÇÃO / EFLORESCÊNCIA*	0,10%	24,10%	19,00%	0%	0%	0%
PRESENÇA DE CLORETO LIVRES	34,00%	36,40%	38,10%	19,80%	15,50%	23,20%
PROBABILIDADE DE CORROSÃO >95%	2,20%	1,80%	3,90%	32,90%	39,80%	30,90%
PROBABILIDADE DE CORROSÃO 50%	27,60%	33,20%	32,70%	20,90%	34,00%	23,20%
PEÇAS COMPROMETIDAS – CARBONATAÇÃO	2,60%	3,80%	5,00%	33,20%	38,40%	43,20%
PEÇAS EM OBSERVAÇÃO	0,01%	3,80%	4,20%	0%	0%	0%

Após a realização dos ensaios, foram obtidos resultados que foi possível determinar com bastante segurança as condições de todos os elementos de concreto (bases e postes) e tampas de canaleta, da SE JRM.

Com esses dados compilados, foram determinados valores limites para todas as bases de concreto e tampas de canaletas, ver tabela 5, além de parâmetros base para determinação da vida útil do empreendimento, como potencial de corrosão, profundidade de carbonatação, coeficiente de carbonatação e tempo mínimo necessário para a frente de carbonatação atingir a armadura de aço.

Tabela 5 - Parâmetros das bases de concretos e tampas de canaletas

PARÂMETROS	BASES DE CONCRETO			TAMPAS DE CANALETAS		
	DADOS EXPANDIDOS – PADRONIZADOS N95%			DADOS EXPANDIDOS – PADRONIZADOS N95%		
	69kV	230kV	SE JRM	69kV	230kV	SE JRM
POTENCIAL DE CORROSÃO – mV	-174	-176	-186	-170	-246	-248
PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO – mm	15,3	14,1	14,6	9,4	10,3	10,9
COEFICIENTE DE CARBONATAÇÃO – mm/ano ^{-0,5}	6,8524	6,3027	6,5279	4,197	4,5873	4,8608
TEMPO MÍNIMO PARA CARBONATAÇÃO COMPLETA – ANOS	14	18	16	-1	-2	-1

Considerando os resultados obtidos nos ensaios para as manifestações patológicas, podemos fazer as seguintes análises para toda a SE JRM:

- Manchas e abrasão: Para as duas amostras, esta manifestação patológica, podendo ser considerada estética, é bem característica, considerando que praticamente todos estão expostos ao tempo. As manchas se mostram mais frequentes que a abrasão, 85,9% e 29,4% respectivamente para as bases e 71,5% e 23,2% para as tampas de canaleta. A discrepância de ocorrência destas manifestações patológicas nas amostras pode ser justificada pela qualidade do concreto utilizado nas peças, superior nas bases dos pilares e no uso das peças. As tampas de canaleta são mais sujeitas ao desgaste superficial em função de seu uso corrente;
- Fissuras: Como já explicado, as bases de concreto tiveram a inspeção visual em todos os elementos, diferente das tampas de canaletas, onde só foram inspecionadas as 25 peças ensaiadas. Com os resultados, pode-se afirmar para toda a SE JRM que em torno de 42,1% das peças (bases de concreto) apresentam algum tipo de fissura e 34,9% das tampas de canaleta apresentam algum tipo de fissura. Mais uma vez as amostras apresentam considerável discrepância na ocorrência, sendo tal discrepância justificada pelas dimensões das peças. As tampas de canaletas são de pequenas dimensões (volume máximo de 0,02m³);
- Fissuras em forma de mapa: Foi visualizada apenas nas bases de concreto, em 32,2% das peças e foi constatado que não é indício de RAA. No momento da realização dos ensaios, foi constatada a superficialidade das fissuras, uma faixa de capeamento da base, não sendo observada a ocorrência de fissuras após a retirada da referida capa de revestimento;
- Lixiviação e eflorescência: Observada em pequena quantidade, 19% das bases de concreto e nenhuma ocorrência nas tampas de canaletas;
- Presença de cloretos livres: Para as duas amostras foi observado o quanto as instalações poderiam estar afetadas por cloretos livres, objeto do ensaio realizado. Com valores de 38,1% e 23,2% para as bases de concreto e tampas de canaletas respectivamente. Apesar deste ensaio de cloretos não ser conclusivo, das 9 peças comprometidas por carbonatação e conseqüente corrosão, 8 apresentam cloretos livres. Nas tampas de canaletas esta relação foi de 15 peças comprometidas com 6 apresentando cloretos livres. Assim a influência de cloretos nas bases de concreto são mais significantes que nas tampas de canaletas;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Carbonatação e potencial de corrosão: Os dois ensaios são apresentados conjugados em função do teor do resultado dos mesmos, são complementares. Considerando valores absolutos, nas bases de concreto foram identificados 9 elementos comprometidos por carbonatação do concreto e corrosão da armadura. Extrapolando para toda a instalação, pode-se afirmar com grau de confiabilidade de 95% que 5,0% dos elementos da instalação foram afetados, de acordo com o ensaio de potencial de corrosão em sua probabilidade de ocorrência. Para as tampas de canaleta, com o mesmo grau de confiabilidade, temos 43,2% das peças comprometidas. No caso, a discrepância de ocorrência também é justificada pela qualidade do concreto utilizado (composição e produção), além de carência no processo produtivo das tampas de canaleta;
- Meio ambiente e localização: É evidente a influência da localização das peças na SE JRM para a ocorrência de manifestações patológicas, pode-se constatar que a 54,8% das peças da SE JRM, classificadas nos níveis 1 e 2, além de todas as peças consideradas comprometidas, estão localizadas nos quadrantes SE e SO, justamente os mais afetados pelos altos valores de DRI. Esta análise é aplicada as duas amostras. A concentração de CO₂ no ambiente da SE JRM no período avaliado é de 0,325%.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas bases de concreto e postes o conjunto teve seus elementos compostos por peças em operação há pelo menos 5 anos, com fissuras e trincas em algumas peças, manchas, fungos e sinais de abrasão:

- A causa da corrosão eletroquímica das peças comprometidas é carbonatação, com influência de penetração de cloretos;
- As manifestações patológicas mais significantes pela inspeção visual são as manchas (85,9%) e fissuras (42,1%). As demais manifestações patológicas aparentes, apesar dos valores observados, não indicam problemas relevantes. As manchas observadas indicariam apenas problemas estéticos, mas seu papel na facilitação da penetração de ácidos, cloretos e CO₂ nas peças é relevante. As fissuras são forte indicativo de comprometimento das peças (carbonatação e corrosão);
- Forte indicativo de cloretos livres, 38,1% das peças. Justificado pela exposição ao tempo das peças e proximidade da SE JRM da costa (RMR). Das peças que foram constatados processos corrosivos 89% apresentaram cloretos livres e 78% das peças consideradas em observação apresentam cloretos. Mesmo o ensaio realizado sendo qualitativo, se pode determinar o forte influência da deterioração por cloretos;
- A profundidade de carbonatação média dos elementos é 15,5mm sendo que 95% das profundidades são superiores a 14,6mm, lembrando que o cobrimento das peças é 30mm. Com estes parâmetros o tempo restante para o processo de carbonatação atingir a armação pode ser estimado em 16 anos;
- As margens de classificação do potencial de corrosão são bem elásticas, indicando grande incerteza. Com os dados obtidos para as bases de concreto, pode-se afirmar que 95% das peças apresenta um valor igual ou inferior a -186mV como potencial de corrosão (menos de 5% de probabilidade de corrosão). Ainda assim 3,9% dos elementos da SE JRM apresentam corrosão;
- Fatores climáticos como chuva, velocidade e direção do vento são determinantes para a ocorrência de manifestações patológicas, majorando os danos causados;
- Elementos de concreto armado, no tocante a deterioração e surgimento de manifestações patológicas, são fortemente influenciados por sua orientação (pontos cardeais).

Nas tampas de canaletas, neste conjunto apenas as 25 peças coletadas foram inspecionadas visualmente. Desta forma têm-se as seguintes conclusões:

- A causa da corrosão das armaduras das peças comprometidas é o erro de execução das peças associado ao processo produtivo ineficiente (projeto), propiciando a carbonatação;
- Peças pré-moldadas com pequenas dimensões, executadas seguindo as mesmas especificações de concreto para execução de uma base, tendem a apresentar manifestações patológicas em menor tempo, comparando com as bases de concreto;
- Visualmente, as manifestações patológicas mais características foram às manchas (71,5%), fissuras (34,9%) e abrasão (23,2%). As demais não foram observadas. As manchas e a abrasão são problemas secundários nesta amostra. Para esta amostra a fissura pode ser encarada como causa e efeito. Devido às pequenas dimensões da peça e de seu uso, esforços atuantes podem causar fissuras, aumentando as vias de acesso de umidade no interior da peça, proporcionando corrosão;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Valor inferior ao das bases de concreto para cloretos livres (23,2%), significante mas não determina a influência de cloretos;
- A profundidade de carbonatação média dos elementos é 12,4mm sendo que 95% das profundidades são superiores a 10,9mm, lembrando que em média, o cobrimento das peças é 11,2mm. Com estes parâmetros, não existe tempo restante para o processo de carbonatação, sendo inclusive, o valor numérico negativo de -1 ano;
- O potencial de corrosão inferior a -248mV (para 95% das peças), indicando probabilidade de 50% de corrosão. Forte indicativo de corrosão generalizada, com 43,2% das tampas de canaleta com corrosão de armadura;
- Fatores climáticos como chuva, velocidade e direção do vento são determinantes para a ocorrência de MPs, majorando os danos causados.

Os resultados no geral observados, permitiram avaliar todas as estruturas de concreto armado e tampas de canaletas como entidades únicas, indicando um comportamento da deterioração destas entidades. Desta forma, têm-se algumas recomendações:

- Ambientes urbanos e industriais são mais suscetíveis a carbonatação, assim para estes ambientes, além do já previsto em NBR6.118/2014 [3], cuidados específicos com a concentração de CO₂ no ar e com a intensidade e direção das chuvas devem ser tomados;
- No caso da necessidade do concreto aparente, especificar pintura protetora e definir sua manutenção;
- Sempre utilizar a NBR-6.118/2014 [3] como ponto de partida para especificar elementos de concreto armado. Deve ser definido nas especificações que esta norma sobrepõe-se a todas as outras;
- Para peças pré-moldadas em concreto de pequenas dimensões, ter critério mais rigoroso para aceitabilidade das peças;
- Definir o processo produtivo do concreto antes do início da execução da peça, preferencialmente em projeto.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de estruturas de concreto armado, NBR 6.118. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] RILEM CPC-18. Measurement of hardened concrete carbonation depth, Materials and Structures, 1988.
- [3] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. ASTM C 876-91. Filadélfia, 1999.
- [4] GENTIL, VICENTE Corrosão. 4ªed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2003. 341p
- [5] FORTES, LYTTTELTON REBELO. Corrosão na armadura do concreto armado e sua avaliação pela técnica do potencial de eletrodo, dissertação de mestrado UFCE. Fortaleza, 1995. 228p.
- [6] FREIRE, K. R. R. Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão de armaduras do concreto. Curitiba, 2005. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto de cimento Portland – Preparo e condições de recebimento, NBR12655. Rio de Janeiro, 2015.
- [8] ISAIA, G.C. Concreto: Ciência e Tecnologia volumes 1 e 2. São Paulo: IBRACON, 2011. 1946p.
- [9] PINTAN, N. M; BERENQUER, R. A. ; JUST, Angelo ; LINS, C. M. M. S. ; MONTEIRO, E. C. B. (2015) "Pathological Manifestations and The Study of Corrosion Present on Bridges on the City of Recife". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, p. 11893-11907, 2015.
- [10] SILVA, M.A. e SOUZA, R. Gestão do Processo de Projeto de Edificações. 1ª edição, São Paulo: O Nome da Rosa, setembro de 2003.
- [11] ITEP – LAMEPE. Previsão do tempo e dados históricos sobre clima no estado de Pernambuco. Disponível em: <http://www.itep.br/LAMEPE.asp>. Acessos em 26 de junho e 06 de julho de 2011.



APLICAÇÃO DA TERMOGRAFIA NA INSPEÇÃO DE FACHADAS DE EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS EM MADEIRA

C. F. N. SOUZA

Acadêmico de Eng. Civil
itt Performance/Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
cnatus@unisinos.br

C. RISSARDI

Acadêmico de Eng. Civil
itt Performance/Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
cristyanczr@gmail.com

P. MEZZOMO

Acadêmico de Eng. Civil
itt Performance/Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
pauloemzzomo@gmail.com

R. P. de SOUZA

Eng. Civil
itt Performance/Mestrando PPGEC Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
rperico@unisinos.br

J. O. PATZLAFF

Prof. Eng. Civil, MSc.
itt Performance/Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
jefersonop@unisinos.br

RESUMO

A imigração italiana no Estado do Rio Grande do Sul permitiu a formação de um patrimônio histórico e cultural mantido até os dias atuais e que favorece a cultura italiana presente na vida dos imigrantes e de toda a população. A cidade de Antônio Prado foi o berço da imigração italiana no estado e possui o maior acervo arquitetônico em área urbana referente à imigração italiana do Brasil. Esse patrimônio é constituído por 48 edificações construídas entre o final do século XIX e início do século XX e que são tombadas pelo Instituto do Patrimônio Histórico Artístico Nacional – IPHAN. Essas edificações, compostas geralmente por madeira e alvenaria, sofrem com a ação de intempéries, principalmente as constituídas de madeira. Isso ocorre porque a madeira, quando em contato com água e umidade, torna-se suscetível ao ataque de microorganismos. Neste artigo, portanto, pretende-se identificar zonas onde há o acúmulo de água ou umidade nas fachadas dessas edificações através da inspeção utilizando a termografia infravermelha. Nas imagens termográficas é possível observar, pelas diferenças de temperatura, zonas onde há acúmulo de água, o que, conseqüentemente, facilitará a deterioração da fachada. Por se tratar de um método rápido e eficaz de inspeção, a termografia infravermelha pode-se mostrar útil para manutenção e preservação das fachadas dessas edificações, facilitando a observação de zonas suscetíveis à formação de manifestações patológicas.

Palavras-chave: patologia, patrimônio histórico, termografia infravermelha.

ABSTRACT

The Italian immigration in the State of Rio Grande do Sul formed a historic and cultural heritage, which is still present nowadays, favoring the Italian culture in the lives of not only descendants, but also the entire population. The city of Antônio Prado was the birthplace of Italian immigration in the state and it has the largest architectural heritage in urban areas related to Italian immigration in Brazil. This patrimony consists of 48 buildings constructed between the end of the XIX century and early XX century and are listed by the National Historic and Artistic Heritage Institute - IPHAN. These buildings, usually composed of wood and masonry, suffer the action of the weather, mainly the wood made ones. It occurs because the wood, when in contact with water and humidity, becomes susceptible to microorganisms attack. Therefore, this article's intention is to identify areas where there is an accumulation of water or moisture on these building's facades through inspection using infrared thermography. The difference of temperature in thermographic images shows areas where there is accumulated water, which foments the facade's deterioration. Due to the fact that this is a quick and effective method of inspection, infrared thermography may prove very useful for maintenance and preservation of the facades of these buildings, helping the observation of areas which are susceptible to the formation of pathological manifestations.

Keywords: pathology, historical heritage, infrared thermography



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Através da chegada dos imigrantes italianos no estado do Rio Grande do Sul, a sua cultura se desenvolveu em nossas cidades através de patrimônios históricos, utilizando de características, materiais e componentes utilizados pelos italianos em seu país de origem. Em Antônio Prado, a preconização dessa cultura se deu através de acervos arquitetônicos executados com sistemas de madeira. Levando em consideração que essas edificações e, mais especificamente, as fachadas fazem parte do cenário urbano, estas nem sempre recebem a atenção que necessitam quando se diz respeito a projeto, execução e manutenção. [1]

Segundo Conde [2], a madeira é um material que, devido às suas características de trabalhabilidade e de propriedades mecânicas, foi e ainda é usada como material estrutural. Porém, pela sua natureza biológica, suas propriedades podem ser afetadas e degradadas por inúmeros fatores, como organismos bióticos caracterizados como fungos e insetos. Esses ataques estão associados ao aumento de umidade influenciado pelo meio ambiente, podendo causar, dessa maneira, a perda de densidade da madeira e conseqüente diminuição da resistência da mesma.

Observando-se que grande parte dos patrimônios históricos edificados são contruídos em estrutura de madeira, pode-se analisar a qualidade e a durabilidade dos materiais empregados nas edificações, os quais resultam em referências para a sociedade, das quais os patrimônios históricos fazem parte.

Segundo Florian [8], os ambientes úmidos, e não saturados (ou ambientes que contam com períodos de inundação e seca) são ambientes propícios ao apodrecimento da madeira e ao crescimento de fungos e outros microorganismos de deterioração da madeira.

A verificação da existência de diferentes manifestações patológicas em fachadas executadas com madeira, como a deterioração de materiais e da estrutura, muitas vezes, só é revelada quando o estágio da manifestação patológica já está em um estágio avançado. A necessidade de uma manifestação exterior, inúmeras vezes, está vinculada à implicações econômicas, técnicas e sociais na qual o patrimonial histórico está inserido [3].

A identificação da umidade em fachadas, em áreas que não possuem danificações superficiais, tem permitido o experimento de diversas tecnologias para aprimorar técnicas e métodos para lidar com tais situações. Dessa maneira, o uso da termografia por infravermelho (TIV), utilizando câmera termográfica, torna-se uma técnica eficaz, por ser não destrutiva, sem contato e versátil, quando aplicada na avaliação de estruturas que contenham madeira como material de execução, resultando na possível reabilitação destas estruturas.

Segundo Cortizo [3], os resultados obtidos com a termografia se baseiam na distribuição de temperaturas superficiais do patrimônio histórico em estudo, analisados e visualizados pela medição da distribuição espacial da radiação térmica.

Segundo Silva [1], a quantidade de energia transmitida por um material está relacionada com a sua temperatura. A termografia é uma técnica simples, baseada no princípio da capacidade de todos os materiais emitirem energia, sob a forma de calor, na zona de radiação infravermelha do espectro eletromagnético. Os detectores de infravermelhos convertem a radiação em um sinal elétrico, exibindo o resultado através de imagem térmica ou termograma com a distribuição das temperaturas superficiais do corpo, correspondendo cada cor a um determinado intervalo de temperatura.

Segundo Conde [2], a termografia é baseada em um princípio físico de transferência de calor. No entanto, a câmera termográfica recebe a total radiação vinda do objeto (emissão e reflexão do calor) e, dependendo da emissividade de calor e da reflexão de temperatura do meio ambiente, calcula-se a emissão de calor do corpo, através da Equação 1.

$$Q_{\text{emitido}} = \varepsilon \cdot \sigma \cdot A_s \cdot T_s^4 \text{ (Watt)} \quad (1)$$

Onde:

ε = superfície de emissão (varia conforme temperatura, comprimento de onda e ângulo de incidência);

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ w/m}^2 \cdot \text{K}^4$ (constante de Stefan-Boltzmann);

A_s = superfície da área;

T_s = superfície de temperatura.

Para Conde [2], a técnica TIV atualmente é usada como método de avaliação e inspeção em diversas áreas. Na construção civil, essa atividade é reservada para inspeção e análise de desempenho energético de edificações. Em alguns trabalhos, essa técnica é utilizada para detectar fissuras em estruturas de concreto e também como controle de qualidade



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



de técnicas utilizadas na aplicação de materiais como, por exemplo, materiais cerâmicos. Assim, todas essas aplicabilidades geradas com o uso do TIV tornam esse método aplicável para avaliação e reabilitação de fachadas em madeira.

Desta forma, pretende-se verificar a viabilidade de análise de manifestações patológicas através do uso de TIV em fachadas de madeira. Atualmente, esse campo de pesquisa revela e apresenta os processos danosos em estruturas de madeira através de mapas de tensões apresentados por calor dissipado.[2]

Assim, nesse artigo os estudos serão sub-divididos em dois tópicos: (a) estudo do local de inserção da edificação e (b) registro de imagens com câmera fotográfica, câmera termográfica e inspeção visual a serem descritas nos itens subsequentes. Serão apresentadas duas casas tombadas pelo patrimônio histórico, com fachadas de madeira. Uma das casas encontra-se, atualmente, sem reforma desde 2006, sendo caracterizada pela fachada de cor bege com esquadrias em cor marrom, denominada Casa Marcantônio, Camilo.

A segunda casa analisada foi reformada recentemente (2014/2015) e apresenta coloração cinza claro com esquadrias em cor cinza, denominada Casa Zanella, Luciano. A escolha de casas tombadas, com características diferentes, uma apresentando reforma recente e a outra não apresentando reforma, deu-se com o intuito de analisar as possíveis diferenças de absorção de água pela fachada de madeira, quando a mesma apresenta diferenciação na integridade da qualidade de uma fachada de madeira. Ambas as casas apresentam madeira da mesma espécie, sendo caracterizada por Pinheiro Araucária, e foram pintadas com duas demãos de tinta a base d'água.

1.1 Local – Antônio Prado

O município de Antônio Prado foi a última colônia italiana criada pelo governo imperial. Em 1886, os primeiros italianos se instalam na região, dedicando-se à pequena agricultura. Atualmente, é considerada a cidade com maior influência italiana no Brasil. A cidade possui altitudes de aproximadamente 658 m acima do nível do mar. O clima da região é quente e temperado, sendo caracterizado pela grande amplitude térmica, tanto entre as estações do ano, como durante o dia. A média termométrica é de 17,2 °C. As chuvas abundantes durante o ano atingem a média anual de 1801 mm [5], [6], [7] e [9]

2. MÉTODO

2.1 Inspeção Visual

2.1.1 Inspeção e registros fotográficos com câmera fotográfica

Segundo GIL et al [4], a inspeção visual é realizada, normalmente, como um procedimento prévio, no qual se identifica possíveis componentes ou sistemas passíveis de danos, verificando com segurança o interior e o exterior da edificação, e registrando com imagens a percepção do profissional responsável pela análise. Para este estudo optou-se pelo enfoque nas casas tombadas.

2.1.2 Inspeção e registros com câmera termográfica

Sendo a movimentação de partículas de água no interior dos materiais constituintes das fachadas de madeira um dos principais agentes deletérios às estruturas, usou-se, através da TIV, a identificação de gradientes de temperatura nas fachadas da edificação em questão, com o objetivo de identificar a origem das manifestações patológicas. De modo a complementar o registro de imagens com câmera termográfica, foram fotografados os mesmos pontos de análise, possibilitando comparativos entre os danos percebidos com a imagem relacionada à temperatura e à análise visual. A câmara termográfica utilizada para realização deste estudo é da marca FLIR, modelo A325 e calibração feita pela FLIR.

Para realização das imagens o termografista posicionou a câmera termográfica à, aproximadamente, 7 metros de distância da fachada analisada. Posteriormente, houve o ajuste do foco da câmera para a melhor visualização dos gradientes de temperatura gerados nas imagens coletadas. As imagens foram analisadas posteriormente através do software FLIR Tools 5.3 15320 1002.

3. RESULTADOS

3.1 Inspeção e registros fotográficos com câmera fotográfica.

Primeiramente, foi realizada uma inspeção visual e fotográfica nas fachadas de madeira, de modo a identificar as principais manifestações patológicas, suas causas e possíveis agentes agressores, das Casas Tombadas de Antônio Prado. Entre as principais manifestações patológicas observadas nessas casas, encontram-se a degradação das madeiras utilizadas nas fachadas e descolamento das películas e revestimento da tinta a base d'água, como pode ser observado pelas Figuras 01, 02 e, posteriormente, pelas Figuras 03 e 04.



Figura 01: Fachada frontal da Casa Marcantônio, Camilo, sem reforma recente.



Figura 02: Fachada com ângulo da Casa Marcantônio, Camilo, sem reforma recente.

Através de análises visuais, identificada na Casa Marcantônio, Camilo, acredita-se que os danos averiguados nas fachadas tenham sido originados através da combinação da oscilação das intempéries diárias juntamente com a exposição à umidade direta pela ação de chuvas ao longo de todos os anos. Não houve nenhum tipo de reforma/melhorias ou tratamentos no material de madeira, considerando sua última reforma em 2006.

Em relação às esquadrias de madeira, observou-se que as mesmas também apresentavam danos, sendo necessária sua substituição e tratamentos específicos contra a ação de umidade, tal como pintura.



Figura 03: Fachada frontal da Casa Zanella, Luciano, tombada com reforma recente.



Figura 04: Fachada com ângulo da Casa Zanella, Luciano, tombada com reforma recente.

Através de análises visuais identificadas na casa Casa Zanella, Luciano, com reforma recente feita em 2014/2015, não foram constatados danos aparentes à estrutura de madeira, material empregado à fachada da residência e também às esquadrias. Acredita-se que possíveis danos futuros possam ser amenizados, pois a madeira que compõem essa fachada e também as esquadrias foi tratada recentemente com pintura específica para a madeira de espécie Pinheiro Araucária, utilizando-se duas demãos de tinta a base d'água, evitando, dessa forma, a exposição direta à umidade e intempéries diárias pela chuva.

3.2 Inspeção e registros com câmera termográfica

A avaliação das fachadas das casas tombadas com o uso da câmera termográfica teve o objetivo de identificar as zonas de distribuição heterogêneas de umidade, representadas através de gradientes térmicos, que podem representar danos na edificação. As imagens com a câmera termográfica foram registradas pela manhã, em um dia ensolarado, com temperatura ambiente de 26,2 °C (Figura 05) e umidade relativa do ar de 62,9% (Figura 06). Os dados de temperatura e umidade relativas do ar foram avaliados para o estudo através do multímetro instrutemp ITMP 600 Environment Multimeter.



Figura 05: Temperatura ambiente



Figura 06: Umidade relativa do ar

Na avaliação dos resultados termográficos, pode-se constatar que as respostas térmicas das superfícies das fachadas variam segundo alteração das condições ambientais, ou seja, o resfriamento e o aquecimento da superfície e a variação da umidade relativa do ar. Por esse motivo, as imagens termográficas para esse artigo foram feitas no mesmo dia, tentando preservar a mesma temperatura ambiente e umidade relativa do ar para a verificação dos resultados para as duas casas tombadas em análise. A superfície externa exposta à excitação térmica (radiação solar) apresenta resolução visual melhor no período de resfriamento.

Através da Figura 07, foi possível ajustar o gradiente de temperatura da câmera termográfica, de modo que as colorações mais próximas da cor vermelha indicassem maiores temperaturas, e as colorações mais próximas da cor roxa indicassem temperaturas menores. Foram então registradas imagens da fachada e de seus elementos verificando os locais de maior e menor temperatura, sendo estes com menores e maiores teores de umidade, conforme apresentado nas Figuras 08 a), b), c) e d) e Figuras 09 a) e b), apresentadas a seguir.



Figura 07: Degradação de uma fachada de madeira.



Figura 08 a) Identificação da Casa Marcantônio, Camilo.



Figura 08 b) Diferenças de coloração e indicativo de regiões sombreadas na fachada de madeira da Casa Marcantônio, Camilo.



Figura 08 c) Imagem termográfica da fachada de madeira da Casa Marcantônio, Camilo.

Observa-se nas Figuras 08 b) e c) regiões com áreas sombreadas, as quais, por possuírem menor incidência solar, apresentam temperatura abaixo do restante da área da fachada. Este é um fator que dificulta a análise dessas regiões através da termografia infravermelha. Verifica-se uma heterogeneidade na distribuição da temperatura ao longo da fachada, observando-se o acréscimo de temperatura em regiões onde houve o deslocamento da pintura. É possível identificar, também, altas temperaturas junto às esquadrias e em detalhes arquitetônicos.



Figura 09 a) Identificação da Casa Zanella, Luciano.



Figura 09 a) Identificação da Casa Zanella, Luciano.

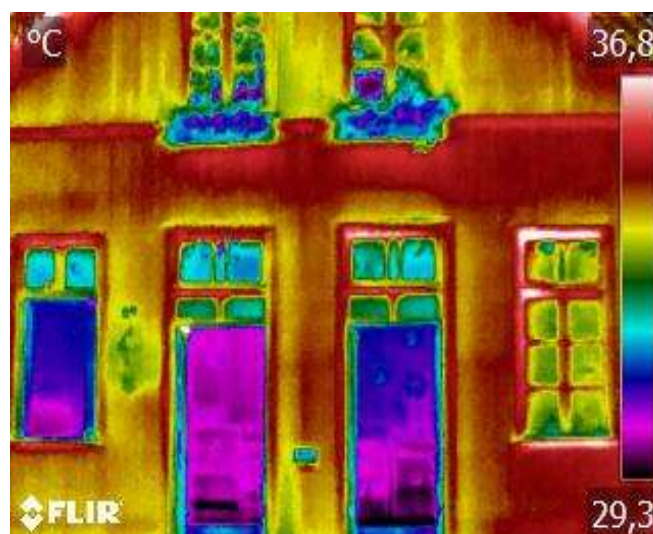


Figura 09 b):Diferenças de coloração e indicativos de umidade na fachada de madeira da Casa Zanella, Luciano.

Na Figura 09b), percebe-se, que os maiores valores de temperatura se encontram no entorno dos detalhes arquitetônicos, salientes à fachada e no entorno das esquadrias, como também pôde ser observado na casa Marcantônio, Camilo. Nessa fachada observa-se uma homogeneidade na distribuição das temperaturas, diferentemente da fachada analisada anteriormente.

4. Sugestões de recuperação e adaptação da estrutura

Através das inspeções realizadas e da análise dos registros fotográficos e registros com a câmera termográfica, é notório que medidas de recuperação devem ser tomadas nas casas tombadas que ainda não receberam manutenção recentemente, de modo a possibilitar que a vida útil da edificação seja prolongada, principalmente por se tratar de edificações do patrimônio histórico e de grande relevância para a preservação da cultura italiana no Brasil. Sugerem-se ações de recuperação e de prevenção em relação aos danos causados por ações ambientais, como chuvas e umidade. Os principais danos encontram-se nas madeiras que compunham as fachadas externas das edificações, sendo assim, recomenda-se manutenção da fachada externa através de recuperação da madeira e posterior pintura. No que se refere às esquadrias em madeira, sugere-se que estas sejam substituídas devido ao seu avançado estágio de degradação e ao fato de não se encontrarem em condições de exercer a função de vedação.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos através do desenvolvimento desse trabalho, podemos concluir que:

- (1) Nas fachadas em madeiras, regiões sombreadas são um fator limitador no desenvolvimento da inspeção utilizando TIV.
- (2) Não foi possível a identificação de zonas úmidas nas fachadas de madeira através da utilização de TIV, pois não houveram áreas nas quais pudesse ser observado um decréscimo considerável de temperatura em locais propícios ao aparecimento de umidade.
- (3) Foi observado um acréscimo de temperatura em zonas onde houve a degradação da pintura e, conseqüente, exposição da madeira. Este acréscimo pode ter ocorrido pela perda de densidade deste material devido à sua degradação.
- (4) Deve-se salientar que este estudo se trata de uma avaliação preliminar da utilização de TIV para análise de fachadas em madeira. Recomenda-se que o assunto abordado neste artigo seja aprofundado e sejam realizadas novas análises, com retirada de amostras para comprovação da degradação da madeira, por exemplo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] D.D.S.Silva, Diagnósticos de patologias em fachadas utilizado termografia, Universidade do Porto, 2012.
- [2] M. J. M. Conde, C.R.Linán, P.R. Hita, F.P. Gálvez, Infrared Thermography applied to wood – School of Architecture Seville, 2012.
- [3] E.C. Cortizo, Avaliação da Técnica de Termografia Infravermelha para Identificação de Estruturas Ocultas e Diagnóstico de Anomalias em Edificações: Ênfase em Edificações do Patrimônio Histórico, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.
- [4] A.M. Gil, G.L. Prager, B. Fernandes, F. Pacheco, B.F. Tutikian, Análise das manifestações patológicas em uma edificação de patrimônio histórico por meio de termografia infravermelha e inspeção visual – Estudo de Caso – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, 2015.
- [5] Clima regional de Antônio Prado. Disponível em <http://pt.climate-data.org/location/29212/>. Acesso em: 21.fev. 2016.
- [6] Antônio Prado. Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Ant%C3%B4nio_Prado. Acesso em 21 fev.2016
- [7] Antônio Prado. Disponível em <http://www.antonioprado.com.br/>. Acesso em 21 fev. 2016.
- [8] FLORIAN, A. (2013) Principais agentes deterioradores de madeira. Revista da madeira, edição n°134.
- [9] Antônio Prado. Disponível em <http://portal.iphan.gov.br/>. Acesso em 21 fev. 2016.



**APLICAÇÃO DE *BUILDING INFORMATION MODELING* (BIM) EM OBRAS CIVIS COM
PERSPECTIVA DE INCREMENTO DA VIDA ÚTIL (VU) ATRAVÉS DA VINCULAÇÃO AO
PROCESSO DE PLANEJAMENTO DA EXECUÇÃO DA OBRA E ROTINAS DE
MANUTENÇÃO**

A. MARCHINI

Engenheiro Civil

UNISINOS

São Leopoldo; Brasil

augustomarchini@hotmail.com

J. O. PATZLAFF

Professor Mestre; Engenheiro Civil

UNISINOS

São Leopoldo; Brasil

jefersonpatzlafl@gmail.com

RESUMO

A utilização da metodologia BIM nos processos de elaboração de projetos e planejamento de obras civis pode contribuir em todo o ciclo de vida da edificação. Nas diversas fases, o grau de assertividade tende a aumentar, pois as informações são trabalhadas em conjunto, permitindo um melhor entendimento dos detalhes a serem cumpridos. Além de favorecer a execução, este processo também pode atuar na fase pós-obra, através do auxílio ao usuário frente às necessidades de manutenção da edificação. Estas duas etapas, processo construtivo e pós obra, quando trabalhadas em conjunto, podem influenciar diretamente na Vida Útil (VU) dos sistemas que compõem a edificação. Neste contexto, este trabalho tem por objetivo demonstrar como o projeto (modelo tridimensional) pode ser trabalhado juntamente ao processo de planejamento e como as informações relativas ao processo de manutenção podem ser vinculadas ao projeto. Seu método consiste na execução do planejamento 4D de uma edificação, vinculando modelo e cronograma, além de listar as principais manutenções dos principais sistemas da edificação, vinculando-as ao projeto como informações parametrizadas. Entre os resultados, destaca-se a viabilidade do planejamento 4D e da vinculação das rotinas associadas às atividades de manutenção da edificação ao projeto. Por fim, conclui-se que a utilização de novas tecnologias para a elaboração de projetos e apoio nas fases de planejamento pode influenciar diretamente na qualidade do empreendimento e na Vida Útil (VU) das edificações, quando utilizadas de maneira correta.

Palavras-chave: BIM, gestão, planejamento, projeto, vida útil, construção, manutenção.

1. INTRODUÇÃO

A modelagem da informação da construção (BIM) tornou-se um campo promissor no que diz respeito à integração e compatibilização, tanto de projetos quanto de informações, sejam elas de planejamento, gestão, projetuais ou executivas, fornecendo suporte às etapas do processo construtivo. (EASTMAN et al., 2011) [1].

Segundo Silva (2015) [2], esta tecnologia deixou de ser vista somente como um identificador de inconformidades ou conflitos, passando a integrar os processos de gerenciamento das atividades, acarretando em um maior grau de confiabilidade e qualidade através da diminuição de erros de projeto e consequente diminuição de custos.

Para Eastman et al. (2011) [1], a tecnologia pode auxiliar também no gerenciamento de informações em um contexto onde todo o processo de implementação de edificações é baseada em papéis, gerando um volume tão grande que propicia a ocorrência de erros que trazem consequências ao projeto, normalmente associados a custos imprevistos. Alguns recursos foram incorporados à forma de comunicação em papel, como o gerenciamento de projetos em *tempo real* através da internet. A tecnologia BIM incorpora todas as informações pertinentes ao projeto em um modelo único, diminuindo a possibilidade da ocorrência de erros e aumentando a agilidade da comunicação.

Neste contexto, a possibilidade da integração de um modelo tridimensional da edificação ao seu planejamento, torna-se peça importante no processo de gerenciamento das atividades executivas, onde todos os elementos do modelo associar-se-ão a uma determinada atividade, colaborando para a sua correta execução. Este processo de vinculação, dentro da metodologia projetual, denomina-se como a quarta dimensão da metodologia BIM ou BIM 4D.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Além dos benefícios relacionados ao gerenciamento das atividades, com a consequente diminuição de falhas e aumento de qualidade, segundo Rendeiro (2013) [3], através do BIM 4D existe o melhoramento no que diz respeito à segurança necessária no decorrer da obra, devido à possibilidade de planejar-se virtualmente a logística do canteiro de obras, incluindo elementos temporários como guindastes, caminhões, gruas, cercas, elevadores de serviços, entre outros.

O gerenciamento do dia a dia da obra também pode ser melhorado e desenvolvido com a ajuda de dados fornecidos pelas ferramentas BIM, devido à capacidade de gerar quantitativos precisos de todas as etapas da obra, facilitando o planejamento de compra e estocagem dos materiais. Este processo torna a obra mais enxuta, pois otimiza o tempo e o espaço, reduzindo a estocagem dentro do canteiro. Tendo acesso ao modelo em três dimensões, dúvidas relativas a locais de estocagem ou até mesmo como executar determinada tarefa, podem ser rapidamente definidas ao verificar o modelo. Desta maneira pode ser dada maior ênfase à qualidade das etapas executivas em detrimento de tarefas de menor importância do processo de execução (EASTMAN et al., 2011) [1].

Em resumo, através de metodologias integradas de gerenciamento de projetos, incluindo-se o somatório de diversos benefícios durante todas as etapas, tende-se à diminuição de erros construtivos, ao aumento da qualidade construtiva e, conseqüentemente, ao aumento da Vida Útil (VU), atendimento da VUP (Vida Útil de Projeto) da construção e dos sistemas que a compõe.

Somando-se ao processo de planejamento da edificação 4D, as vantagens podem estender-se também ao pós obra, através do gerenciamento do ciclo de manutenção da edificação dentro da metodologia BIM, denominada a sexta dimensão do BIM, ou BIM 6D onde pode-se inserir informações relativas às garantias dos equipamentos, planejamento de manutenção dos equipamentos e dos sistemas, dados de fabricação e vida útil e até mesmo ilustrações (MATTOS, 2014) [4].

Para Rendeiro (2013), no BIM 6D, o modelo final irá conter todas as informações, pertinentes à construção, descritas no manual de operação e manutenção dos sistemas, como manutenção preventiva, garantias e especificações.

O processo de manutenção das edificações é requisito essencial para que a VU esperada da edificação e de seus sistemas seja atingida ou superada. Desta maneira, é de extrema importância que as atividades de manutenção sejam de conhecimento do usuário, seja através do manual de uso e operação ou através de modelos BIM 6D.

Frente a essa condição, a manutenção da edificação, segundo a ABNT NBR 15575:2013 (ABNT, 2013) [5], trata-se de um conjunto de atividades e intervenções que devem ser executadas na edificação durante a sua VU para que a mesma mantenha seu padrão de desempenho e/ou para recuperar a capacidade original de utilização, além da sua execução ser de responsabilidade do usuário, conforme ABNT NBR 5674:2012 (ABNT, 2012) [6].

Os modelos de sexta dimensão podem ser acessados e visualizados por usuários através de meios facilitados de visualização como o PDF ou PDF 3D, devido à necessidade de requerer conhecimento dos *softwares* BIM para sua visualização dentro da plataforma.

A relação entre a vida útil da edificação e as rotinas de manutenção de seus sistemas (ou sua inexecução) fica evidenciada através da Figura 1, que destaca sua ocorrência como imprescindível para manter o nível de desempenho requerido e, dessa forma, maximizar a sua Vida Útil (VU), atendendo às especificações da Vida Útil de Projeto (VUP).

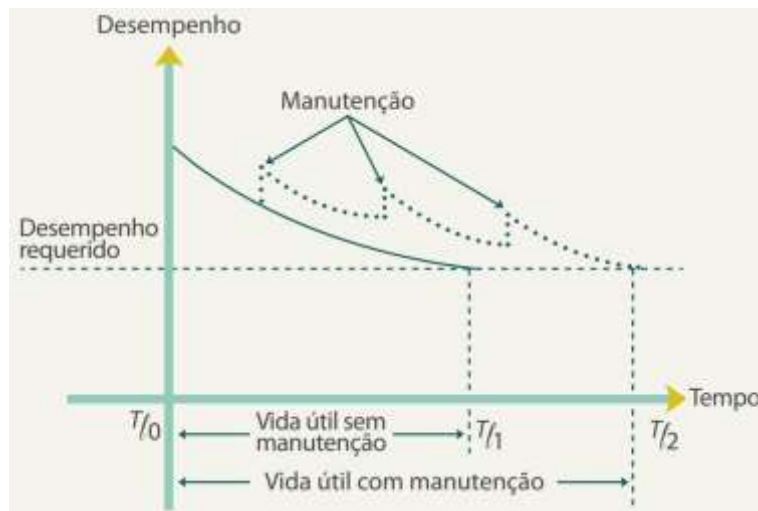


Figura 1: Recuperação do desempenho por ações de manutenção.
Fonte: CBIC [7]

2. MÉTODO DE PESQUISA

2.1 Gerenciamento de planejamento através do BIM 4D

O planejamento 4D em BIM é uma das principais aplicações desta tecnologia, pois permite aos projetistas uma nova maneira de visualizar os cronogramas gerados, através de simulações computacionais, criadas pela vinculação dos cronogramas ao modelo tridimensional, viabilizando que a obra seja executada previamente, em sua totalidade, dentro de escritório.

Esta etapa baseou-se no projeto e cronograma de um condomínio residencial multifamiliar, situado na cidade de Novo Hamburgo (RS), constituído por dezoito unidades habitacionais, de alto padrão, contendo dois pavimentos cada. O condomínio ainda é constituído por um salão de festas, playground e guarita. O projeto deste condomínio foi realizado totalmente em BIM, incluindo projeto arquitetônico, hidrossanitário e estrutural, todos elaborados com o programa Revit Architecture.

Para dar início ao desenvolvimento do planejamento 4D, buscou-se realizar dois cronogramas de sequenciamento de atividades para que, posteriormente pudessem ser comparados lado a lado em forma de vídeo. Desta maneira, foram elaborados dois cronogramas, denominados A e B, utilizando o *Microsoft Project*. O cronograma A refere-se à proposta inicial da obra, desprezando-se eventuais atrasos decorrentes de variações climáticas, da entrega de materiais e da falta de mão de obra. O cronograma B representa o cronograma supostamente executado (ao final do período de produção), contemplando todos os possíveis atrasos que possam ocorrer durante o período de execução. Os cronogramas foram criados desta maneira em virtude da impossibilidade de basear-se em um cronograma real de execução, por não ter havido nenhuma atividade deste tipo no período de desenvolvimento da pesquisa, desta maneira, ao cronograma B acrescentou-se um fator de correção de 30% para simular os possíveis atrasos durante a execução.

Para realizar a integração dos cronogramas desenvolvidos com os projetos do condomínio, utilizou-se o programa *Autodesk Navisworks*. O *software* tem a função de associar as linhas dos cronogramas ao seu respectivo item do modelo tridimensional, gerando, automaticamente, as simulações virtuais de execução da edificação.

Em uma análise prévia, focando-se somente na simulação do cronograma A, o projetista visualiza a edificação sendo construída virtualmente, conforme o cronograma proposto e analisa se as etapas pensadas inicialmente estão de acordo com o previsto, ou se é possível otimizar o cronograma através de um melhor sequenciamento de atividades.

Em uma segunda etapa, de posse das duas simulações, existe a possibilidade de realizar a comparação de ambas. Desta maneira, as simulações criadas foram comparadas e colocadas lado a lado, em forma de vídeo, possibilitando uma nova forma de visualização dos estágios de andamento dos dois cronogramas. Este procedimento tem a principal função de possibilitar a visualização e a comparação da diferença entre os cronogramas, ou seja, possibilita uma visualização física e comparativa dos estágios de andamento da obra, seja de atrasos ou de avanços, que normalmente é dada em



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



números e meses para uma visão real tridimensional, além de fornecer uma ferramenta que permita novas e diferentes análises sobre o cronograma.

2.2 Gerenciamento do processo de manutenção da edificação

A ABNT NBR 15575:2013 reforça o papel do proprietário ou usuário frente o processo de manutenção e no ciclo de vida dos sistemas da edificação, pois a sua intervenção é indispensável para que os sistemas atinjam a Vida útil de Projeto (VUP). Este processo tornou o conhecimento e a elaboração do manual de uso e operação, requisito fundamental para o desenvolvimento desta nova e crescente necessidade, buscando também novos meios de associar este tipo de informação ao projeto.

Sabe-se que a plataforma BIM permite múltiplas possibilidades de integração ao projeto, sendo a inclusão de informações sobre o programa de manutenção uma delas, a chamada sexta dimensão do BIM. O processo de inserção destes dados ao projeto visa facilitar o processo de manutenção ao usuário, além de tornar o projeto mais completo, englobando uma grande parte do seu ciclo de vida. Tendo acesso ao projeto da edificação virtual, que conterà os dados de manutenção, o usuário passa a ter uma visão global dos sistemas que compõem a edificação e suas respectivas manutenções preventivas, além de uma visão prática dos locais destas manutenções.

Com o intuito de viabilizar a vinculação das informações de manutenção ao projeto das residências do condomínio citado anteriormente, buscou-se a utilização de métodos que o próprio *software* (*Revit Architecture*) disponibiliza, neste caso, a criação de parâmetros de vinculação ou parâmetros de manutenção. O *Revit Architecture* é um *software* paramétrico, ou seja, funciona através de parâmetros que podem ser cor, tipo, forma, tamanho, espessura e qualquer outro tipo de informação e detalhe dos componentes do projeto. Assim, as informações de manutenção foram vinculadas ao projeto e aos seus respectivos sistemas através de um parâmetro em forma de texto.

Para dar início a este processo, necessitou-se criar, primeiramente, um grupo de parâmetros chamado de manutenção. Dentro deste grupo foram criados sub-parâmetros, que são os tipos de manutenção que devem ser realizados em determinada família do projeto. Posteriormente a criação dos sub-parâmetros, os mesmos foram vinculados às suas respectivas famílias, por exemplo, os sub-parâmetros do tipo Manutenção-Pintura foram vinculados à família de paredes, do tipo Manutenção-Vidros foram vinculadas à família de esquadrias. Após estas vinculações realizadas criam-se espaços (lacunas em branco) dentro das propriedades das famílias, para que as informações do programa de manutenção sejam descritas. Inseridas as informações necessárias, já pode-se dizer que as mesmas já fazem parte do projeto ou da família, ou seja, o 6D está executado.

Para este projeto, deseja-se que estas informações possam ser visualizadas no projeto, em plantas baixas, cortes, elevações ou vistas tridimensionais, assim foram criadas etiquetas identificadoras para cada tipo de sub-parâmetro, permitindo que as informações possam ser lidas no projeto e não somente dentro das propriedades das famílias.

Todas as informações referentes ao programa de manutenção dos sistemas da edificação tiveram como referência o Guia Nacional Para Elaboração do Manual de Uso, Operação e Manutenção das Edificações (CBIC, 2014). O manual da CBIC segue as orientações e disposições da ABNT NBR 14037:2011 (Manual de operação, uso e manutenção das edificações – conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação), ABNT NBR 5674:2012 (Manutenção de edificações – procedimento) e ABNT NBR 15575:2013 (Edificações habitacionais – desempenho).

Devido ao programa de manutenção, disposto no manual da CBIC, estender-se para todos os sistemas que compõem uma edificação, foram selecionados alguns sistemas para que fosse possível a demonstração da viabilidade da sua vinculação e aplicação. Deste modo, foram abordados os sistemas de esquadrias, pinturas, texturas, vernizes, vidros e cobertura.

O programa é composto por cinquenta e dois sistemas diferentes, dentre os quais escolheu-se quatro para serem vinculados ao projeto, de modo a demonstrar o processo. Os dados utilizados no projeto estão destacados em forma de quadros para cada sistema verificado. Os sistemas verificados, periodicidade e suas respectivas necessidades de manutenção são:

a) Esquadrias de alumínio (Quadro 1);

Quadro 1: Programa de manutenção para o sistema de esquadrias de alumínio

Periodicidade	Atividade
A cada 3 meses	Efetuar limpeza geral das esquadrias e seus componentes
A cada 1 ano ou quando necessário	Reapertar os parafusos aparentes de fechos, fechaduras, ou puxadores e roldanas
A cada 1 ano	Verificar a presença de fissuras, falhas na vedação e fixação nos caixilhos e reconstituir sua integridade onde for necessário

Fonte: Adaptado de CBIC (2014). [7]

b) Pinturas, texturas e vernizes (Quadro 2);

Quadro 2: Programa de manutenção para o sistema de pinturas, texturas e vernizes

Periodicidade	Atividade
A cada 2 anos	Revisar a pintura das áreas secas e, se necessário, repintá-las, evitando o envelhecimento, perda do brilho, descascamento e fissuras
A cada 3 anos	Repintar paredes e tetos das áreas secas
	As áreas externas devem ter sua pintura revisada e, se necessário repintada, evitando envelhecimento, perda do brilho, descascamento e fissura

Fonte: Adaptado de CBIC (2014). [7]

c) Vidros (Quadro 3);

Quadro 3: Programa de manutenção para o sistema de vidros

Periodicidade	Atividade
A cada 1 ano	Nos conjuntos que possuam vidros temperados, efetuar inspeção de funcionamento do sistema de molas e dobradiças e verificar a necessidade de lubrificação
	Verificar o desempenho das vedações e fixações dos vidros nos caixilhos

Fonte: Adaptado de CBIC (2014). [7]

d) Cobertura (Quadro 4);

Quadro 4: Programa de manutenção para o sistema de cobertura

Periodicidade	Atividade
A cada 6 meses	Verificar a integridade das calhas, telhas e protetores térmicos e, se necessário, efetuar limpeza e reparos, garantindo a funcionalidade. Em épocas de chuva, recomenda-se verificar semanalmente.
A cada 1 ano	Verificar a integridade estrutural dos componentes, vedações, fixações, e reconstituir e tratar onde necessário

Fonte: Adaptado de CBIC (2014). [7]

Todas as informações de manutenção constantes nos quadros, bem como as suas respectivas periodicidades, referem-se aos dados afetivamente vinculados ao projeto.

3. RESULTADOS

3.1. Gerenciamento de planejamento através do BIM 4D

Através da definição das atividades que regerão o sequenciamento da construção da edificação, desde as etapas primárias, como limpeza e regularização do terreno, até as etapas finais como limpeza e vistoria, é possível definir o tempo necessário para realização de cada umas delas, baseado na experiência de obras anteriores. Assim, é formado o Cronograma A, que ao final do planejamento das dezoito unidades, salão de festas e guarita, totalizou 468 dias úteis de construção ou vinte e dois meses corridos. O cronograma B, como explicado anteriormente, representa o cronograma conforme executado, que ao final do período totaliza 578 dias uteis de construção ou dois anos e três meses corridos.

Os dois cronogramas, realizados em *Project*, foram exportados para o *software Navisworks*, juntamente com o modelo tridimensional do condomínio, exportado do *Revit Architecture*. Conforme destacado anteriormente, o *software* tem a função de fazer a associação entre cada elemento do modelo ao planejamento, através de uma interface onde são apresentados o modelo juntamente com o planejamento, como pode ser visto na Figura 2.

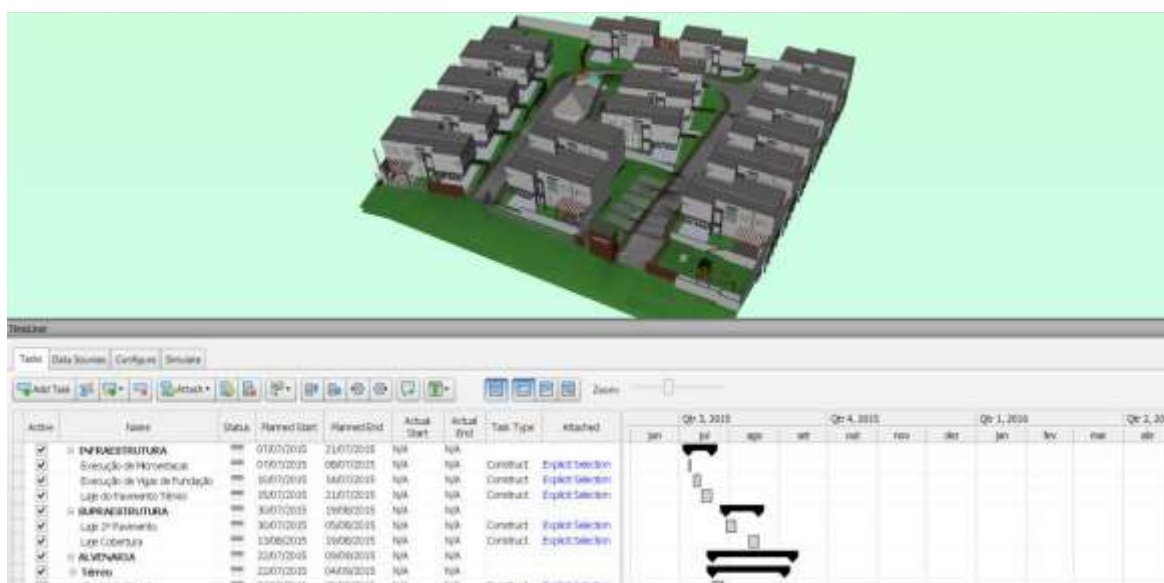


Figura 2: Vinculação do Cronograma ao Modelo Tridimensional

A integração entre o cronograma e o modelo tridimensional do condomínio é feita de maneira manual, selecionando cada elemento do modelo e vinculando à atividade desejada dentro do cronograma. Para que ocorra a vinculação, é preciso que a tarefa seja identificada como construção, demolição ou temporária, pois o *software* interpreta de maneiras diferentes dependendo do tipo escolhido.

Ao término da vinculação de todos os elementos de projeto aos cronogramas, dentro da ferramenta *Timeliner* do próprio *software*, são geradas as simulações de execução do condomínio, em forma de vídeo, separadamente para cada cronograma vinculado, possibilitando que as mesmas possam ser colocadas lado a lado e serem feitos os comparativos entre as atividades executivas, durante o mesmo dia útil de execução. A Figura 3 retrata o 510º dia de execução do empreendimento, através da qual pode ser feita a comparação por imagens das diferenças entre cada um dos cronogramas projetados, onde a coloração azul representa a atividade que está sendo executada.



Figura 3: Comparação dos cronogramas A e B durante o 510º dia

A partir da Figura 3, percebe-se que o cronograma A (à esquerda) está adiantado em relação ao B (conforme cronogramas realizados), com destaque para a vantagem da possibilidade de ter-se uma noção e uma percepção prática e real da situação em que a obra se encontra em relação ao que deveria estar, proporcionando, aos setores ligados à execução da obra, mais uma ferramenta de avaliação além do cronograma em papel ou em planilha eletrônica, fornecendo recursos que facilitem o gerenciamento das atividades. A mesma ferramenta pode ser utilizada na avaliação de diversos tipos de cronograma, definindo o que melhor se enquadra construtivamente aos padrões da empresa, ou seja, existem diversas utilizações práticas neste tipo de visualização comparativa.

3.2 Gerenciamento do processo de manutenção da edificação

As manutenções preventivas das edificações sempre foram de extrema importância para o seu ciclo de vida, pois garantem qualidade, conforto e segurança do imóvel por maior tempo. Porém, nem sempre é este o entendimento dos proprietários, que acabam não realizando os tratamentos necessários, tanto por descaso, esquecimento ou pelos custos em realizar estas manutenções. Ao longo do tempo, a preocupação com as manutenções começou a ganhar maior importância, tanto para os construtores quanto para os proprietários, através da elaboração dos manuais de uso e operação, onde devem ficar registrados os prazos de garantia e planos de manutenção.

A entrada em vigor da ABNT NBR 15575:2013 contribuiu nesse sentido, pois as manutenções são indispensáveis para que os sistemas possam atingir a VUP (Vida Útil de Projeto), tornando ainda maior a responsabilidade do proprietário e/ou usuário frente às manutenções da sua edificação, somado ao fato de ser de sua responsabilidade realiza-las, conforme ABNT NBR 5674:2012, além de atender ao disposto no manual de uso e operação do imóvel.

Dentro da metodologia BIM, existe o BIM 6D, que é uma denominação da vinculação das informações constantes do manual de uso e operação, no que diz respeito ao pós-obra, ou seja, a todo o ciclo de vida da edificação, após a entrega das chaves ao proprietário. Junto das chaves do imóvel, deve ser entregue ao proprietário o manual de uso e operação da edificação, cuja elaboração é de responsabilidade da construtora ou incorporadora. Uma das partes deste manual é o programa de manutenção, que traz uma listagem dos principais sistemas que constituem a edificação e a indicação das manutenções e prazos a serem cumpridos para cada um destes sistemas.

No *software Revit Architecture*, o projeto é constituído por famílias que devem ser inseridas ao decorrer do processo projetual. Além da forma geométrica, estas famílias são constituídas de parâmetros que as caracterizam, como material, largura, comprimento, ou seja, é tudo o que constitui um objeto. Desta maneira, o programa permite a exclusão, edição e até mesmo a criação de novos parâmetros, possibilitando a inserção de variadas características às famílias. Este processo permite também a vinculação de qualquer tipo de informação ao projeto, através da criação de parâmetros, que

serão inseridos às famílias em forma de texto, ou seja, é feita a inclusão de uma característica que não afetará a sua forma ou aparência. Por este processo, a informação torna-se parte do objeto, ficando atrelado ao mesmo em todos os locais em que for utilizado no projeto. Desta maneira, foram criados sub-parâmetros de manutenção para que as informações desejadas sejam inseridas ao projeto. Para criar os sub-parâmetro, primeiramente, criou-se um grupo de parâmetros chamado de manutenção. Dentro deste grupo de parâmetros criou-se os sub-parâmetros que referem-se a cada tipo de manutenção.

Os sub-parâmetros de manutenção foram criados com base nos nomes de cada sistema, conforme Figura 4.

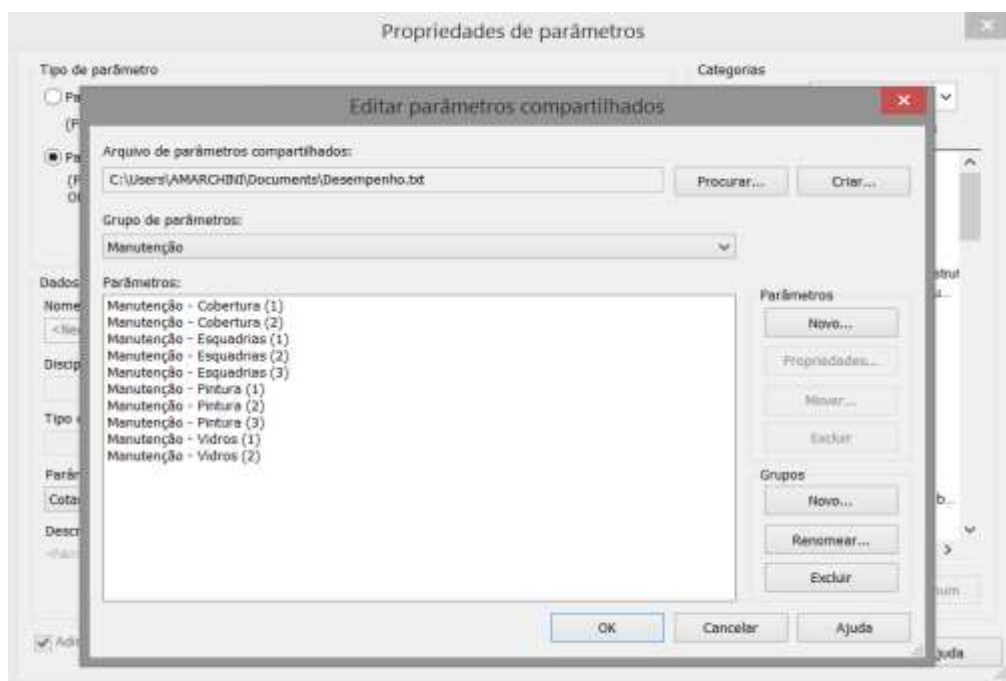


Figura 4: Criando Subparâmetros para o Programa de Manutenção

Criados todos os sub-parâmetros do projeto, informa-se ao *software* a qual família o parâmetro deve ser adicionado. Os parâmetros de cobertura devem ser adicionados à família de telhado, os de esquadrias à família de janelas, os de pintura à família de paredes e os de vidro também à família de janelas. Concluídas as inserções de parâmetros às famílias correspondentes, fica disponível, em suas propriedades, um campo em branco, ao lado de cada parâmetro criado, onde insere-se os dados de manutenção de cada sistema, conforme Figura 5.

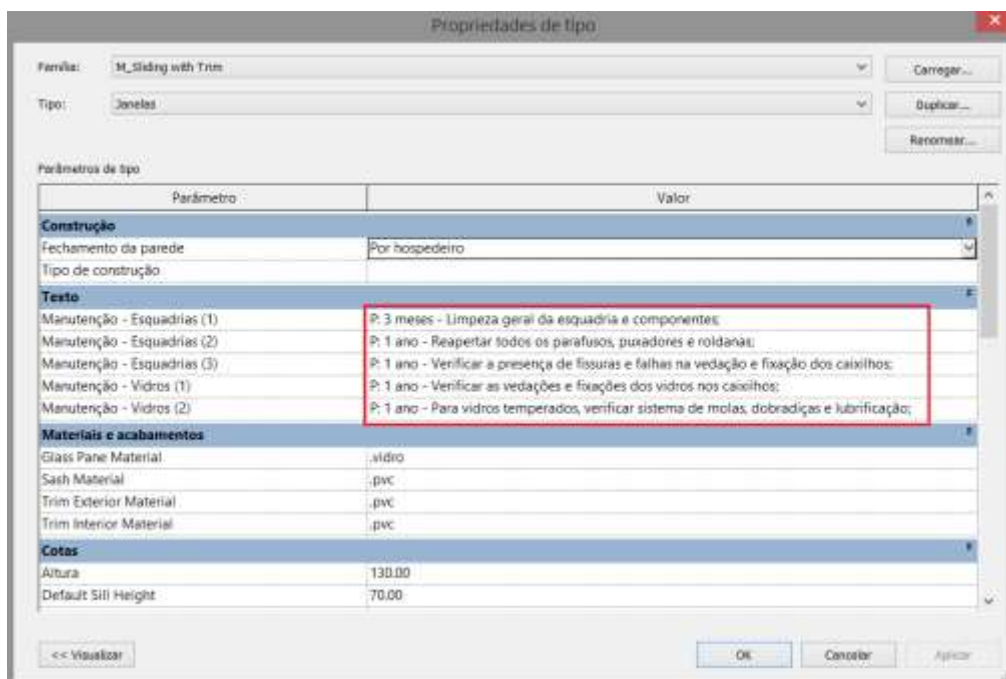


Figura 5: Inserção das especificações de desempenho aos parâmetros

Após inserir as informações para todos os parâmetros criados dentro de suas famílias correspondentes, considera-se a inserção dos dados do programa de manutenção concluída e vinculada ao projeto e ao modelo tridimensional, tornando estes dados parte das famílias que as compõem. Os dados podem ser lidos ou visualizados através das propriedades de cada sistema. A vinculação torna possível também a criação de etiquetas automáticas para a identificação das informações em plantas baixas, vistas, elevações, cortes ou vistas tridimensionais.

A etiqueta tem a função de identificar, de maneira automática, uma determinada informação dentro dos sistemas, devendo ser indicado pelo projetista qual a informação que se deseja que a etiqueta interprete, assim, basta selecionar a família no projeto e a informação será buscada automaticamente, ficando visível e indicada através de linhas ou flechas. Desta maneira, como deseja-se identificar todos os parâmetros do projeto, criou-se uma etiqueta para cada parâmetro manutenção, para que todos os dados inseridos fiquem visíveis nas vistas selecionadas, conforme Figuras 6 e 7.

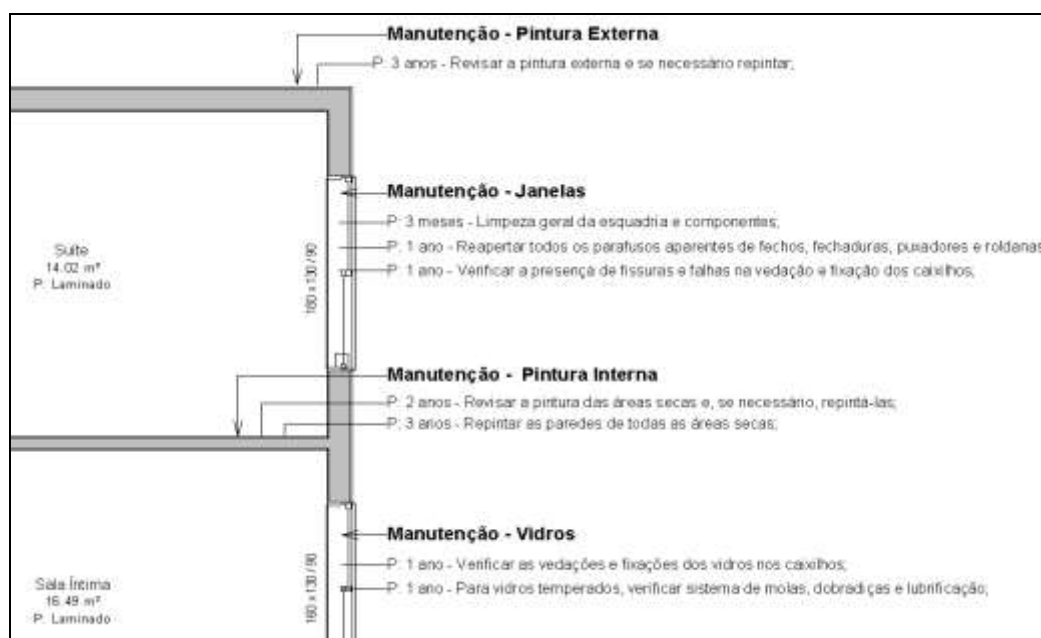


Figura 6: Demonstração da Identificação em Planta Baixa das Informações de Manutenção para os Sistemas de Paredes, Esquadrias e Vidros.



Figura 7: Demonstração da Identificação em Vista Tridimensional das Informações de Manutenção para os Sistemas de Paredes, Esquadrias, Vidros e Cobertura.

A integração do programa de manutenção ao projeto vai ao encontro dos objetivos desta metodologia projetual, que é buscar a integração de todo o tipo de informação ao projeto, dentro de um único modelo capaz de retratar todas as etapas da edificação, desde a sua concepção inicial, modelagem, construção, ciclo de vida até a sua destinação final, seja demolição ou reutilização.

Além de estar vinculada às famílias do projeto, esse tipo de identificação permite ao usuário com menor conhecimento técnico a visualização prática do local onde deve ser feita a manutenção, através de plataformas simplificadas de visualização, como o PDF ou PDF 3D. Na Figura 7, mostra-se a edificação de um ponto de vista geral, mas é possível chegar ao detalhe e posição exata da manutenção, até mesmo em sistemas hidrossanitários e elétricos, quando modelados.

O programa de manutenção dentro do BIM é o primeiro passo da busca da vinculação das informações que compõem o modelo 6D, para que se tenha um projeto mais completo dentro de uma única plataforma, e não somente em manuais ou outras fontes, facilitando as obrigações dos projetistas e dos usuários.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização de métodos mais avançados para a elaboração de projetos, neste caso referenciando-se ao *Building Information Modeling* (BIM), pode trazer algumas vantagens para o projeto, durante o processo construtivo, ao longo do planejamento das etapas de construção e para o gerenciamento pós obra, especificamente com relação à perspectiva de redução de prazos para sua execução e controle sobre os processos em execução.

Ao planejar-se a construção de uma edificação através dos métodos do BIM 4D, a probabilidade de realizar-se um melhor planejamento tende a aumentar, pois os prazos podem ser adequados às tarefas (evitando a sobrecarga de trabalho e conseqüente diminuição de qualidade), prevendo todas as etapas, identificando os pontos críticos e, principalmente, definindo em projeto todos os detalhes antes do mesmo ir para o canteiro, diminuindo as decisões em obra, que podem acabar comprometendo alguns sistemas devido a não serem realizados os procedimentos corretos.

As atividades de manutenção durante o ciclo de vida da edificação, após a entrega da mesma, têm papel muito importante para a conservação de todos os sistemas, atuando diretamente na Vida Útil da edificação como um todo. Sabe-se que o desempenho requerido, ao passar dos anos, tende a diminuir, necessitando destas atividades para que a edificação mantenha seu desempenho acima do parâmetro mínimo estabelecido, aumentando o tempo que a edificação pode ser utilizada satisfatoriamente. Assim, julga-se extremamente importante o papel do usuário frente a estas atividades. A elaboração do modelo 6D tem a função de auxiliar o usuário e promover maior efetividade das



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



manutenções, em colaboração com o manual de uso e operação. Através do modelo 6D, o usuário pode tomar ciência de todos os sistemas que formam a edificação (resultando no modelo tridimensional), além de poder enxergar o local exato onde as manutenções devem ser feitas, ou seja, o modelo 6D é um resumo tridimensional do programa de manutenção, através do qual as mesmas são agrupadas para cada tipo de sistema e indicadas em projeto, objetivando uma melhor experiência e interpretação do usuário frente as necessidades de manutenção.

Somadas, todas estas etapas podem interferir ativamente e possibilitar o incremento considerável de Vida Útil à edificação e aos sistemas que a compõem. As aplicações destes métodos, por si só, não garantem o incremento de Vida Útil à edificação, é necessário que os mesmos sejam bem pensados e executados corretamente para que tenham efetividade no resultado final, visto que um projeto com especificações inadequadas, mesmo que utilizando novas metodologias, continuará sendo um projeto ruim, independentemente da plataforma que se trabalhe, mas um bom projeto, do ponto de vista técnico, associado a métodos e técnicas como estas, pode trazer resultados positivos frente à Vida Útil e à edificação como um todo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] EASTMAN C. *et al.*, BIM Handbook – A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Contractors. Versão Digital, 2011.
- [2] SILVA, F. A. C.; Construtoras, entidades e fornecedores se mobilizam e aumentam uso do processo de Modelagem da Informação da Construção Civil. *Construção*, São Paulo, v. 162, jan. 2015. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/162/construtoras-entidades-setoriais-e-fornecedores-se-mobilizam-e-aumentam-uso-335413-1.aspx>>. Acesso em: 16 mar. 2015.
- [3] RENDEIRO, J. E. Apresentando o BIM – primeira parte. *Engenharia do Futuro*, 2013. Disponível em: <<http://engdofuturo.com.br/apresentando-o-bim-1a-parte/>>. Acesso em: 11 mar. 2015.
- [4] MATTOS, A. D. BIM 3D, 4D, 5D e 6D. *Pini Blogs*, 2014. Disponível em: <http://blogs.pini.com.br/posts/Engenharia-custos/bim-3d-4d-5d-e-6d-335300-1.aspx/>. Acesso em 12 mar. 2015.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15575-1: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5674: Manutenção de edificações – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.
- [7] CBIC. **GUIA NACIONAL PARA ELABORAÇÃO DO MANUAL DE USO, OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DAS EDIFICAÇÕES**. Brasília, DF, 2014.



APLICAÇÃO DE FIBRAS EM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR RETRAÇÃO

A. M. R. CAMPOS

Arquiteta e Urbanista
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
maracampos86@gmail.com

D. S. V. SOUSA

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
saviiovshalom@gmail.com

D. J. S. MOREIRA

Engenheira Civil
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
delciajanine@hotmail.com

A. H. L. OLIVEIRA

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
lbo_henrique@hotmail.com

A. E. B. CABRAL

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
eduardo.cabral@ufc.br

RESUMO

A fissuração nos revestimentos é um dos fenômenos patológicos mais frequentes na construção civil. Esse fenômeno se origina por influência de diversos fatores, entre eles a retração da argamassa provocada pela restrição à variação dimensional da argamassa, gerando tensões por vezes combinadas desfavoravelmente com as propriedades mecânicas, resistência à tração e módulo de deformação. Essas tensões de tração são causadas por deformações impostas pela redução do volume provocado principalmente pela perda de água na argamassa de revestimento. Em busca de soluções viáveis para sanar os problemas construtivos, avaliou-se a fissuração causada pela retração em duas marcas de argamassas de revestimento industrializada adicionando fibras de polipropileno e de vidro, com intuito de avaliar os benefícios que esses materiais alternativos podem proporcionar. As fibras foram misturadas nas proporções 0%, 0,25% e 0,50% em volume da argamassa e as leituras foram realizadas na argamassa no estado endurecido. Concluiu-se com este estudo que a adição de fibras de vidro à argamassas industrializadas diminui a retração, obtendo-se um melhor resultado para a adição de 0,5% em volume desse tipo de fibra. Contudo, a adição de fibra nem sempre reduz a retração no estado endurecido, antes disso, pode tornar esta retração mais elevada. Este fato foi atribuído à quantidade de água utilizada na mistura para manter a mesma consistência dos traços de referência.

Palavras-chave: Fissuração, argamassa, retração

ABSTRACT

The cracks in coatings is one of the most frequent pathological phenomena in construction. This phenomenon comes from the influence of various factors, including the retraction of mortar caused by the restriction on the dimensional variation of the mortar, creating tensions sometimes unfavorably combined with the mechanical properties, tensile strength and modulus of elasticity. These tensile stresses are caused by strains imposed by the volume reduction caused mainly by water loss in the coating mortar. Searching for viable solutions to address the construction issues, evaluated the cracking caused by shrinkage in two brands of industrialized coating mortars adding polypropylene and glass fibers to study what benefits these alternative materials can provide. The fibers were mixed in the ratios 0%, 0.5% and 0.25% by volume of the mortar and the readings were performed in the mortar in the hardened state. It was concluded from this study that the addition of glass fibers for industrial decreases retraction mortar to yield a better outcome for the addition of 0.5% by volume of such fiber. However, the addition of fiber does not always reduce shrinkage in the hardened state before it can make this higher shrinkage. This was attributed to the amount of water used in the mix to maintain the consistency of same reference traces.

Keywords: Cracking, mortar, shrinkage

1. INTRODUÇÃO

É comum a ocorrência de manifestações patológicas de natureza distintas nos revestimentos das edificações, ocasionando prejuízos, acidentes e gerando um certo desconforto estético para os usuários. Neste sentido, assumindo a importância dessas manifestações patológicas serem estudadas e solucionadas, neste trabalho foi analisado o comportamento da argamassa industrializada para revestimento quanto à sua retração por perda de água livre, ou seja, por evaporação. Vale ressaltar, que os fenômenos de retração e fissuração estão relacionados onde a retração está sempre presente com maior ou menor intensidade e a fissuração pode ou não aparecer ao longo do tempo. Ao executar-se o revestimento de uma parede espera-se, entre outros requisitos de qualidade, que ele não venha a apresentar fissuração que comprometa o seu desempenho, principalmente quanto à permeabilidade e aderência à base.

O sistema de revestimento tanto nas paredes externas quanto nas internas tem elevada importância garantindo a durabilidade do edifício como um todo. A sua execução representa valores elevados de consumo de materiais e de mão-de-obra. Contudo, no Brasil, não se tem registrado grandes avanços tecnológicos e científico no setor. Depara-se frequentemente com o uso de experiências de mestres-de-obras, técnicos e engenheiros, para a execução de obra, sem se preocupar com uma abordagem sistematizada e científica dos reais parâmetros para a determinação e avaliação do desempenho dos revestimentos. Este desempenha importantes funções que, de acordo com Yazigi [1], protege a edificação contra a ação direta dos agentes agressivos, auxilia na estanqueidade, isolamento térmico e acústico, aspectos estéticos e aumenta a durabilidade da edificação, reduzindo os gastos com a manutenção.

Além disso, o revestimento deve atender a alguns requisitos de desempenho, tais como a capacidade de absorver deformações (movimento térmico, higroscópico e diferencial entre os componentes), deve ter uma boa aderência à base, ser resistente ao impacto e desgaste superficial, baixa permeabilidade. Para que os revestimentos de argamassa possam cumprir adequadamente as suas funções, eles precisam apresentar um conjunto de propriedades específicas, que são relativas à argamassa nos estados fresco e endurecido [7]. As principais propriedades da argamassa no estado fresco, que resultam nas propriedades do estado endurecido, estão apresentadas na Figura 1, a seguir:



Figura 1 - Propriedades da argamassa nos estados fresco e endurecido [7].

2. RETRAÇÃO E FISSURAÇÃO

Nas argamassas de revestimento, além de estar presente o fenômeno de retração próprio dos materiais cimentícios, ocorre também a influência da perda de água, não só por evaporação, mas também por sucção pela base. Por esta razão, o estudo da retração torna-se mais complexo, exigindo uma sistematização que considere fatores intrínsecos e extrínsecos ligados ao desempenho do revestimento e da construção como um todo.

O efeito da retração está sempre coligado à uma deformação na estrutura da pasta hidratada, provenientes de fenômenos de diferente natureza, contribuindo, cada um, nas diferentes proporções para a deformação total externa do compósito de cimento. Vale ressaltar, que podem ocorrer vários tipos de retração num compósito cimentício e podem ocorrer ao mesmo tempo. A retração total corresponde a contração volumétrica, no entanto, usualmente se mede linearmente através de métodos de ensaio no laboratório.

Fator extrínseco pode assim ser designado como o fator que tem um envolvimento externo com a argamassa, exercendo influência no seu desempenho. Dentre os fatores extrínsecos que têm uma certa influência na retração dos revestimentos cabe destacar, aqueles que afetam diretamente a troca de água da argamassa com o ambiente, por evaporação, e que constam na relação de fatores de deterioração desfavoráveis para o desempenho de uma edificação como um todo. São eles os agentes atmosféricos: radiação solar, temperatura, água de chuva ou água

presente em vapor no ar, e vento. Além destes, outro fator extrínseco é o substrato onde é aplicado o revestimento que, por sua porosidade, absorve água da argamassa interferindo na intensidade da retração.

Já os fatores intrínsecos são os que estão relacionados às características e propriedade próprias da argamassa. Os fatores intrínsecos são a composição da mistura - agregados (teor na mistura, composição granulométrica, formato e natureza dos grãos) e pasta (tipos de aglomerante e relação água/aglomerante) - e a espessura da camada de argamassa. A Figura 2 ilustra a forma como esses fatores influenciam o desempenho da argamassa quanto à perda de água, retração e desenvolvimento de propriedades mecânicas.



Figura 2 - Influência de fatores extrínsecos e intrínsecos sobre a retração e o desenvolvimento de propriedades mecânicas da argamassa de revestimento de camada única.

Uma das principais causas da retração é a perda de água na pasta de cimento. Sabendo-se que a retração e o desempenho mecânico da argamassa estão profundamente relacionados à quantidade de água presente no material fresco e endurecido a cada instante, a discussão sobre a secagem do material assume um papel importante. A retração por perda de água ocorre na pasta, tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido. Esta inicia-se logo após a mistura, quando a pasta é exposta em um ambiente com umidade relativa do ar inferior a 100%, começa a perder água por evaporação em condições climáticas normais, e o faz por meio de uma rede de capilares.

Nas argamassas de revestimento, onde a superfície é muito extensa na fachada dos edifícios em relação ao volume de material aplicado, para além da influência da perda de água por evaporação, há também uma perda intensa de água por sucção, quando aplicados diretamente sobre o substrato poroso. Uma das principais causas que está na origem da retração plástica é a perda de água de amassamento de uma mistura fresca. No entanto, isso pode ser reduzida ajustando a dosagem que evite a exsudação fazendo o uso de aditivos retentores de água. Já na pasta endurecida, a principal causa da retração é a perda de água adsorvida, retida na superfície dos componentes sólidos da pasta.

Para Neville [2], a pasta de cimento pode sofrer redução de volume de até 1% do volume absoluto do cimento seco, sendo que a intensidade da retração é influenciada por diversos aspectos entre eles: a relação água/cimento, temperatura e umidade do ambiente, a velocidade de ventos, calor de hidratação do cimento, o teor de agregado e o teor de cimento da mistura. Carasek [3] afirma que a retração é resultado de um mecanismo complexo, associado com a variação de volume da pasta aglomerante e apresenta papel fundamental no desempenho das argamassas aplicadas, especialmente quanto à estanqueidade e à durabilidade.

De um modo geral, pode-se dizer que a fissura é uma manifestação patológica resultante do alívio das tensões entre componentes de um mesmo elemento, ou então, entre dois elementos em contato. Ela é uma das manifestações patológicas mais comuns de acontecer e pode ser visto em residências, edifícios, ou qualquer tipo de construção. O mais frequente é o surgimento na fase prematura logo após o revestimento das fachadas em diferentes locais, ou muitos anos após a conclusão do edifício, tendo diversas origens.

Assim, a fissuração ocorre quando as tensões que o revestimento sofre devido ao efeito de retração excedem a resistência mecânica à tração do revestimento em determinada idade. Para evitá-lo é preciso que o material tenha uma extensibilidade adequada, ou seja, uma combinação favorável do módulo de deformação e da resistência à tração. A situação de favorecimento à diminuição do risco de fissuração é aquela em que existe contribuição da:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- Deformabilidade do material - evolução lenta do módulo de deformação com o tempo, possibilitando diminuição das tensões de tração;
- Resistência à tração, que deverá ser de valor superior ao das tensões que ocorrem no compósito devidas ao impedimento da retração.

Visando melhorar o comportamento dos revestimentos de argamassas junto ao potencial de fissuração, tem sido comum a adição de fibras à argamassa para reduzir o comportamento frágil do revestimento. De acordo com Agopyan e John [4], o efeito da adição de fibra na matriz frágil é o de dificultar a propagação destas fissuras. Sua presença em uma microfissura em propagação atua como um obstáculo, e para ocorrer a fissuração, será preciso o arrancamento da fibra, ou o desvio da fissura pelo contorno da fibra, ou a ruptura da própria fibra e em todos os casos requerem um elevado gasto de energia. Tem-se a consciência que o uso de fibras melhora a tenacidade das argamassas e conseqüentemente há uma elevação na capacidade do revestimento de absorver deformações, reduzindo assim o seu potencial de fissuração. Com essa redução, diminui-se o risco do revestimento desagregar aumentando a segurança ao uso da edificação. Vale ressaltar que, as propriedades físicas e mecânicas das fibras, seu teor, a distribuição volumétrica na matriz, são alguns dos fatores de extrema importância e devem ser consideradas no momento da produção do compósito, de modo a garantir que o produto final desempenhe as funções adequadamente.

Dentre as características importantes das fibras está a geometria, pois quanto maior a extensão da fibra adicionada na matriz, maior será a resistência de atrito durante seu processo de arrancamento. Bentur e Mindess [5], afirma a relação direta do teor da fibra com a capacidade do reforço após a fissuração da matriz. Assim, aumentando a quantidade da fibra na matriz, aumenta-se a capacidade resistente e sua tenacidade, isso porque o aumento das fibras faz com que aumente a quantidade de pontes de transferência de tensões nas fissuras. Ao misturar fibras na argamassa, suas propriedades reológicas são modificadas e estas, por sua vez, influenciam muito na resistência do revestimento. Portanto, ao se adicionar fibras visando melhorar a capacidade do revestimento de absorver deformações, não se pode comprometer sua resistência de aderência, sob pena de se ter manifestações patológicas ainda mais sérias nos revestimentos, o que pode colocar em risco, inclusive, a segurança na sua utilização. .

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Método de Pesquisa

Para a determinação da retração no estado endurecido baseou-se na norma da ABNT NBR 15261:2005 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da variação dimensional (retração ou expansão linear) [6].

Foram realizados testes com dois tipos diferentes de argamassa industrializados para revestimento. Para cada argamassa foram feitos cinco traços diferentes com três corpos-de-prova cada um. O primeiro sem adição de fibras, o segundo e o terceiro com adição de fibras de polipropileno nos teores de 0,25% e 0,50% e quarto e quinto com adição de fibras de vidro nos teores de 0,25% e 0,50%. O que resultou num total de 30 corpos-de-prova para acompanhamento no estado endurecido. A tabela 1 compila os ensaios realizados.

Tabela 1- Ensaios no Estado Endurecido

ENSAIOS NO ESTADO ENDURECIDO						
ARGAMASSA TIPO A	S/F	Fibra de Vidro		Fibra de Polipropileno		Total Geral
	0%	0,25%	0,50%	0,25%	0,50%	
	3 CP's	3 CP's	3 CP's	3 CP's	3 CP's	
ARGAMASSA TIPO B	S/F	Fibra de Vidro		Fibra de Polipropileno		30 CP's
	0%	0,25%	0,50%	0,25%	0,50%	
	3 CP's	3 CP's	3 CP's	3 CP's	3 CP's	

3.2 Materiais

Os materiais utilizados neste experimento foram:

- Argamassa industrializada A - Argamassa pronta para assentamento e revestimento de paredes e tetos, produzida pelo fabricante A. Segundo o fabricante, esta argamassa é composta por cimento, agregados minerais e aditivos especiais, com densidade aparente de 1,5 g/cm³.
- Argamassa industrializada B - Argamassa pronta para assentamento e revestimento de paredes e tetos, produzida pelo fabricante B. Segundo o fabricante, esta argamassa é composta por cimento, agregados minerais e aditivos especiais, com densidade média aparente de 1,5 g/cm³.
- Água - Foi utilizada água de forma a manter o índice de consistência igual 260 ± 10mm, sendo colocada em quantidade próxima à recomendação dos fabricantes.
- Fibra de Vidro - Foi utilizada a Fibralit AR-12, Figura 3, que são fibras de vidro álcali-resistentes para utilização em concretagem para retenção dos esforços mecânicos a retração. Com características conforme Tabela 2:

Tabela 2 - Especificações Técnicas da Fibra de Vidro

Propriedades Físicas	
Material	Fibra de Vidro AR
Cor	Incolor
Resistência a tração	1.698 MPa
Diâmetro	13 a 15 micrometros
Fator de Forma	857 mm/mm
Densidade	2.68 g/cm ³
Módulo de elasticidade	72 GPa
Deformação na ruptura	2 – 3,5%
Resistência ao álcali	Alta
Absorção de água	Zero
Conformidade	ASTM C-1116



Figura 3 - Fibras de vidro AR 12

- Fibra de Polipropileno - Foi utilizada a FibroMac®12, Figura 4, que é uma fibra de polipropileno, produzida a partir de multifilamentos indicada para o reforço de concretos e argamassas com a finalidade de gerar um composto homogêneo e controlar a fissuração por retração. As especificações desta fibra encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Especificações Técnicas da Fibra de Polipropileno

Propriedades Físicas	
Diâmetro (µm)	18
Seção	Circular
Comprimento (mm)	12
Alongamento (%)	80
Fator de Forma	666 mm/mm
Matéria-prima	Polipropileno
Peso Específico (g/cm³)	0.91
Propriedades Mecânicas	
Temperatura de fusão (°C)	160
Temperatura de ignição (°C)	365
Resistência à tração Mpa (N/mm²)	300
Módulo de Young (Mpa)	3000
Aplicação	
Quantidade de fibras por kilograma	360 000 000
Área superficial específica (m²/kg)	244



Figura 4 - Fibras de Polipropileno

Para fazer a dosagem da argamassa de referência foi adotada a recomendação do fabricante. A fim de realizar a dosagem nas proporções adequadas, o volume de fibra foi convertido em massa a partir da expressão abaixo:

$$m_{\text{fibra}} = \frac{d_{\text{fibra}} \times t\% \times m_{\text{argamassa}}}{d_{\text{argamassa}}}$$

Onde:

m_{fibra} = massa de fibra a ser adicionada no traço (g);

d_{fibra} = densidade da fibra (g/cm³);

$t\%$ = percentual de fibra em relação ao volume de argamassa;

$m_{\text{argamassa}}$ = massa de argamassa utilizada no traço (g);

$d_{\text{argamassa}}$ = densidade da argamassa (g/cm³).

Para as argamassas com aplicação de fibras foram realizados alguns testes no laboratório para fazer a definição da quantidade de fibras a serem utilizadas, onde ficou definido que seriam utilizados as porcentagens de 0,25% e 0,50% de cada tipo de fibra.

Para realização da mistura da argamassa foram adotados os critérios estabelecidos na ABNT NBR 13276:2005 [7].

Para a mistura da argamassa industrializada foi adotado o seguinte procedimento, ilustrado na Figura 5:

- a) Separação da quantidade da água em ml (mililitro);
- b) Colocação da água no recipiente do misturador;
- c) Colocação da fibra desagregada junto com a água no recipiente do misturador;
- d) Colocação do material seco (argamassa industrializada) de modo contínuo, durante um período de 30 segundos;
- e) Acionamento do misturador na velocidade baixa;
- f) Misturou-se por 30 segundos e desligou-se o aparelho;
- g) Raspou-se toda a superfície interna do recipiente e da pá do misturador num intervalo de 60 segundos;
- h) Ligou-se o misturador por mais 30 segundos em velocidade alta;



Figura 5 - Mistura da argamassa.

Para determinação do índice de consistência também foram adotados os critérios estabelecidos na ABNT NBR 13276:2005 [7]. Considerando a média dos três diâmetros encontrados foi determinado o índice de consistência da argamassa. A Figura 6 ilustra esse procedimento.



Figura 6 - Determinação do índice de consistência.

Foram utilizados moldes de aço, construído conforme orientações da norma, dimensões 25 mm x 25 mm x 285 mm, com comprimento efetivo e 250mm. Nas extremidades de cada molde ficam os pinos são de aço inoxidável. A distância interna livre entre os pinos ficaram com $250 \pm 2,5$ mm, sendo que cada pino penetrou no corpo de prova $17,7 \pm 0,5$ mm.

Os corpos de prova foram desformados após 48h e armazenados em local adequado dentro do Laboratório de Materiais – LMCC da Universidade Federal do Ceará-UFC. As Figuras 7 e 8 mostram, respectivamente, a moldagem e desforma dos corpos-de-prova.



Figura 7 - Moldagem dos corpos-de-prova.



Figura 8 - Desforma dos corpos-de-prova.

Após a desforma foram efetuadas as leituras iniciais de comprimento e massa (L_0 e m_0). Além das leituras iniciais foram feitas leituras (L_i e m_i) nos 1°, 3°, 7°, 14°, 21°, 28° e 56° dias após a desforma. As deformações de cada corpo-de-prova foram calculadas pela expressão abaixo:

$$\varepsilon_i = - (L_i - L_0) / 0,25$$

Onde:

ε_i = medida da variação dimensional, caracterizada como retração (quando positiva) ou expansão (quando negativa), na idade "i", arredondada ao centésimo mais próximo, (mm/m);

L_i = leitura efetuada na idade "i", (mm);

L_0 = leitura efetuada após a desforma, (mm).

A variação de massa para cada corpo-de-prova foram obtidas pela expressão abaixo:

$$\Delta m = (m_i - m_0) \times 100 / m_0$$

Onde:

Δm = variação da massa, arredondada ao décimo mais próximo;

m_i = leitura efetuada na idade "i", (g);

m_0 = leitura efetuada após a desforma, (g).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados no estado Fresco

Durante a moldagem, se priorizou a manutenção média do índice de consistência para todos os traços. Os resultados encontrados para o índice de consistência e a quantidade de água para obtê-los se encontram na tabela 5.

Tabela 5 - Resultados para o índice de consistência

	Referência	Fibra de Polipropileno		Fibra de Vidro	
	0%	0,5%	0,25%	0,5%	0,25%
ARG. A	Ø269,33mm (269 + 266 + 273)	Ø270,00mm (265 + 272 + 273)	268,00mm (265 + 270 + 269)	Ø 269,66mm (268 + 270 + 271)	Ø 269,00mm (272 + 268 + 267)
	0%	0,5%	0,25%	0,5%	0,25%
ARG. B	Ø269,33mm (265 + 244 + 257)	Ø 268 (265 + 270 + 269)	Ø 273,3 (274 + 275 + 271)	Ø 253,0 (250,8+257,1+251,1)	Ø 262,0 (266 + 253 + 267)

4.2 Resultados no estado endurecido

4.2.1 Resultados de Retração

A Figura 9 ilustra os valores obtidos para a retração dos dez corpos de prova para as diferentes proporções de adições de fibras às argamassas utilizadas no estudo.

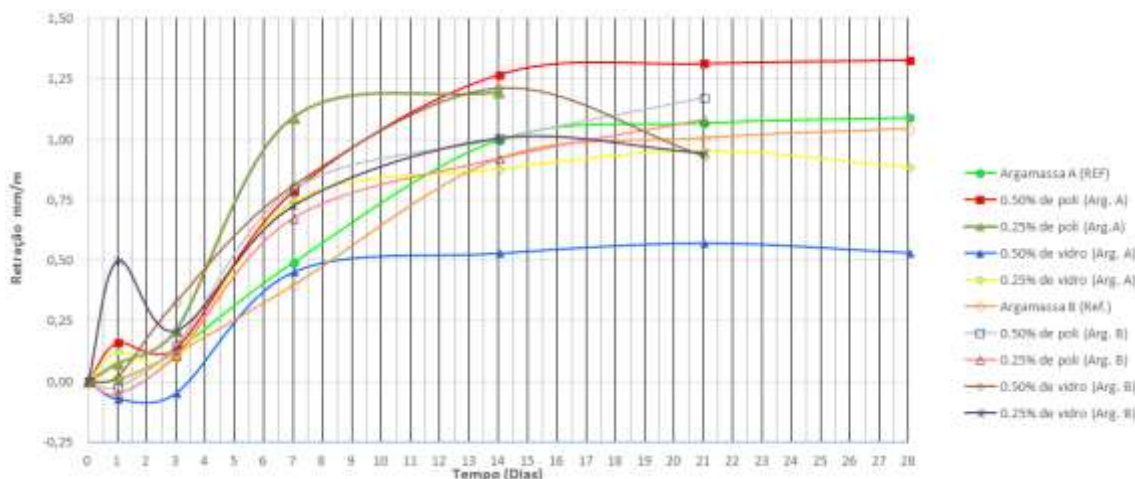


Figura 9 - Retração no estado endurecido: gráfico com dez traços de diferentes proporções de adição de fibras às argamassas industrializadas.

A Figura 10 permite uma melhor análise do efeito de adição das fibras às argamassas. Nesta figura pode-se notar que o comportamento dos traços de referência das duas argamassas utilizadas é praticamente igual, sendo que a Argamassa A apresenta valores de retração levemente maiores que a Argamassa B. Com relação à adição de fibras à Argamassa A (Figura 10a), percebe-se que a adição de 0,5 % em volume de fibras de polipropileno e 0,25 % em volume de fibra de vidro aumentaram a retração nos primeiros dias após a desforma dos corpos-de-prova, entretanto, o traço com adição de 0,5 % em volume de fibra de vidro – ainda nos primeiros dias – apresentou expansão (retração negativa). Após o 14º dia observa-se uma estabilização na retração dos corpos-de-prova, data a qual podemos notar que nos traços em que foi adicionado fibra de vidro a retração foi menor que nos traços de referência, enquanto que nos traços em que foi adicionada fibra de polipropileno a retração foi maior.

A respeito da adição de fibras à Argamassa B (Figura 10b), nota-se que os traços com adição de fibra de polipropileno apresentaram uma expansão no primeiro dia após a desmoldagem, porém, já no terceiro dia, esses traços apresentam retração próxima dos traços de referência. A adição de fibras de vidro a esta Argamassa aumentou a retração dos corpos-de-prova. No vigésimo primeiro dia podemos notar que os traços com adição de fibra de vidro também diminuem a retração, fato não observado pela adição de fibras de polipropileno. A redução da retração nos traços adicionados de fibras de vidro pode ser atribuída ao maior fator de forma desta (857) em comparação ao fator de forma das fibras de polipropileno (666).

Observando os valores da Tabela 6 torna-se mais visível que a adição de fibras de polipropileno às argamassas industrializadas aumentou a retração ao final do período observado de 21 dias, entretanto a adição de fibras de vidro fez com que essa retração fosse menor. Ainda observando a adição de fibras de vidro, percebemos que a retração nos traços com adição de 0,50% em volume de fibras foi menor que a retração nos traços nos quais foi adicionado o teor de 0,25% em volume dessa mesma fibra. Infere-se que este aumento na retração observado com a adição de fibras de polipropileno é devido à água adicional colocada na mistura para se obter a mesma consistência dos traços de referência. Sendo assim deve-se ter um cuidado especial em relação à quantidade de água adicionada à mistura.

Tabela 6 - Valores de retração e variação de massa aos 21 dias após a desmoldagem para os traços analisados.

Descrição do traço	Retração (mm/m)			Variação de massa (%)		
	Traço de Referência	Traço com adição de fibras	Relação Fibras/ Referência	Traço de Referência	Traço com adição de fibras	Relação Fibras/ Referência
0,50% de Poli	1,07 (Arg. A)	1,32	123,4 %	9,4 (Arg. A)	13,6	144,7 %
0,25% de Poli		1,20 (14 dias)	-		10,6 (14 dias)	-
0,50% de Vidro		0,57	53,3 %		13,1	139,4 %
0,25% de Vidro		0,96	89,7 %		10,6	112,8 %
0,50% de Poli	1,01 (Arg. B)	1,17	115,8 %	8,5 (Arg. B)	10,3	121,2 %
0,25% de Poli		1,08	106,9 %		10,2	120,0 %
0,50% de Vidro		0,93	92,1 %		10,3	121,2 %
0,25% de Vidro		0,94	93,1 %		9,7	114,1 %

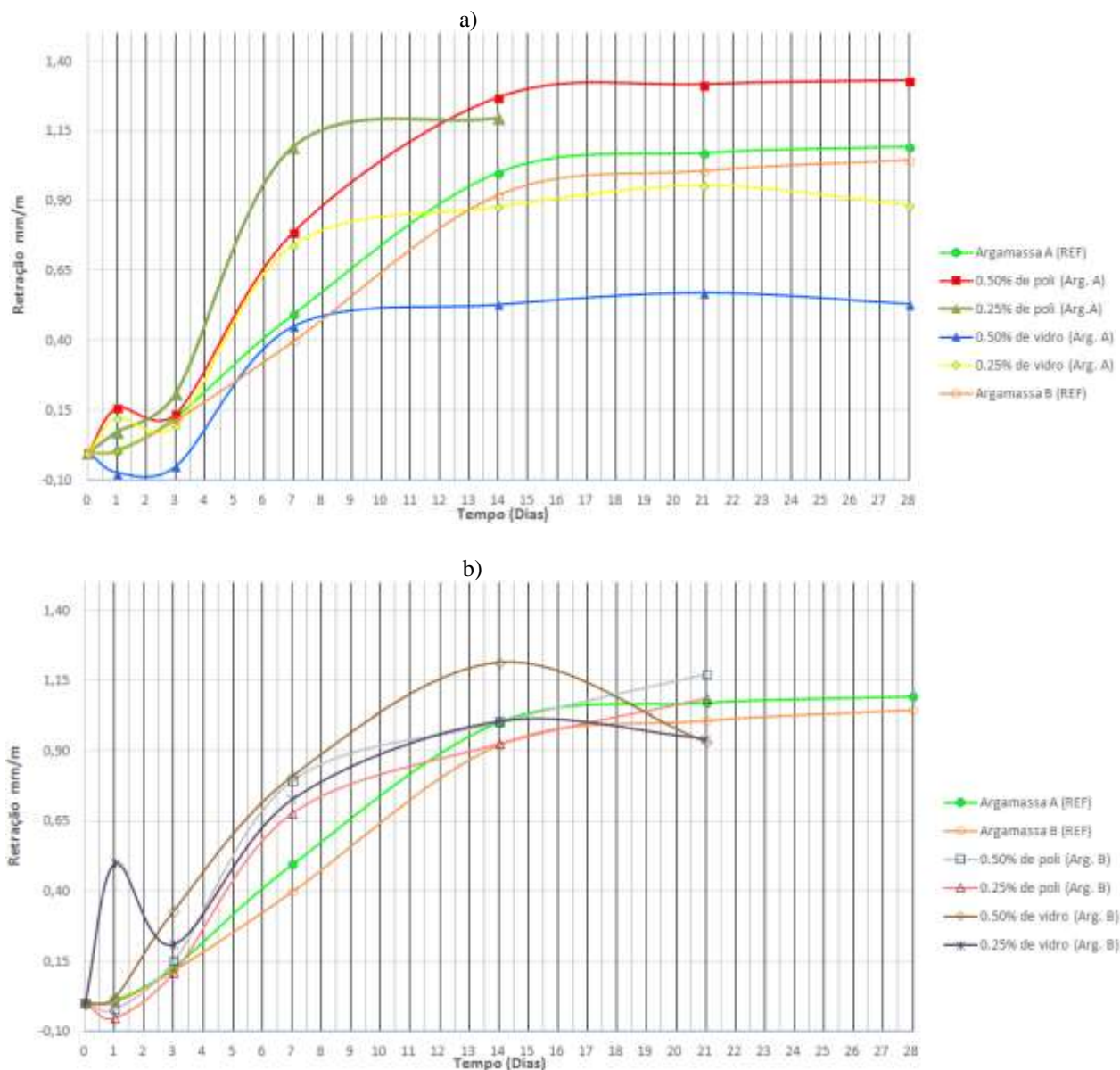


Figura 10 - Retração no estado endurecido: a) traços e referência com adição de fibras à Argamassa A; b) traços e referência com adição de fibras à Argamassa B.

4.2.2 Resultados de variação da massa

Em se tratando da variação da massa (Figura 11a-b), podemos notar que, tanto para a Argamassa A, quanto para a Argamassa B, os traços com maior percentual de fibras (0,5%) foram os que apresentaram maior variação de massa, seguidos pelos traços com adição de 0,25 % de fibras. O traço da Argamassa B sem adição de fibras foi o que apresentou menor variação de massa.

Sabe-se que a maior parte da variação da massa dos corpos-de-prova é devido à evaporação da água utilizada na mistura. Tendo em vista que para atingir a consistência padronizada de 260 ± 10 mm teve que ser adicionada uma quantidade maior de água proporcional à quantidade de fibras, atribuí-se o aumento a variação de massa nos traços com fibras maior taxa de evaporação, decorrente da maior quantidade de água presente nesses traços.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

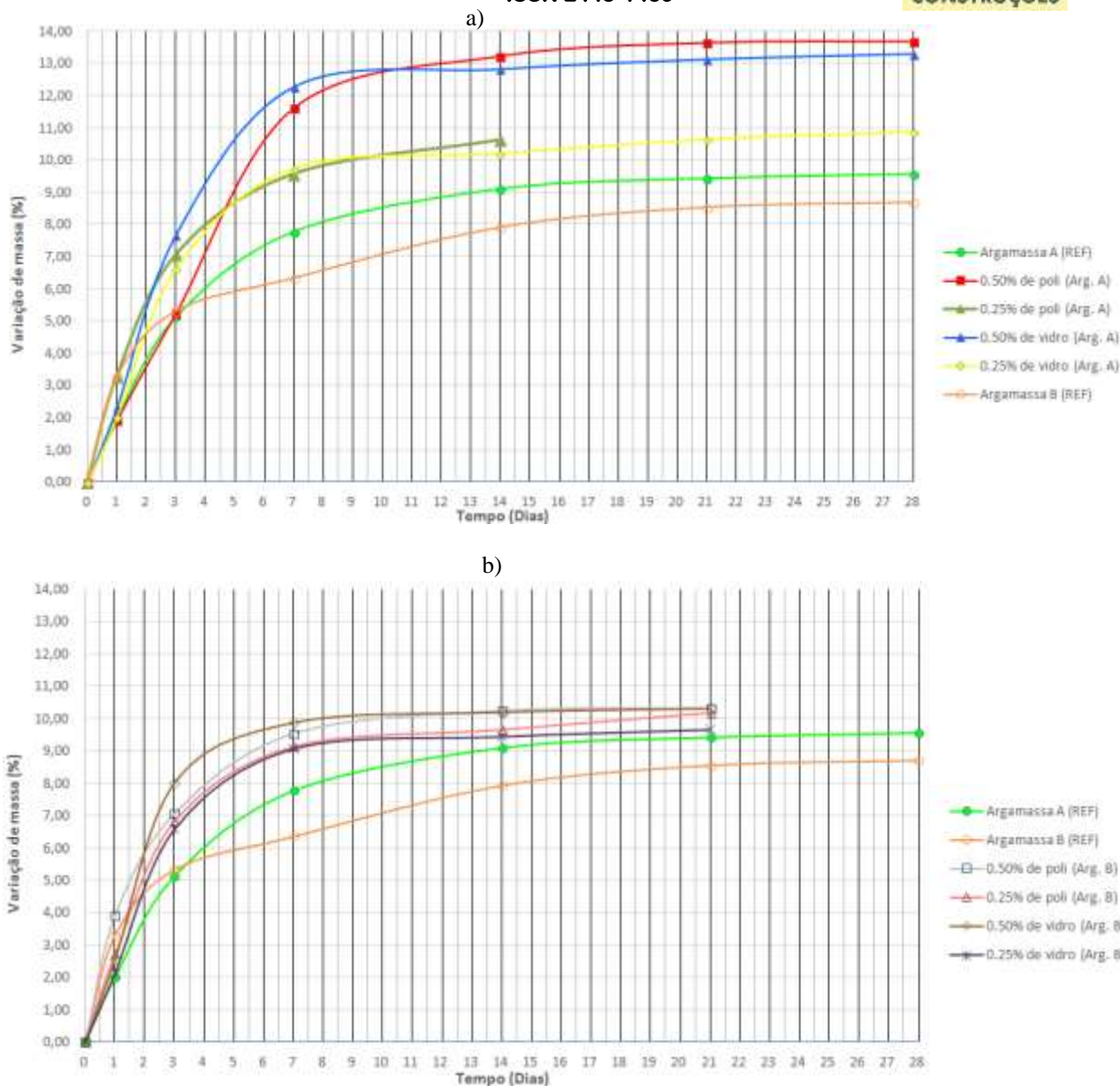


Figura 11 - Variação da massa em traços de argamassas industrializadas com adição de fibras em diferentes percentuais.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se deste estudo que a adição de fibras de fibra à argamassas industrializadas diminui a retração, obtendo-se um melhor resultado para a adição de 0,5% em volume desse tipo de fibra. Contudo, a adição de fibra nem sempre reduz a retração no estado endurecido, antes disso, pode tornar esta retração mais elevada. Tal fato é atribuído à quantidade de água utilizada na mistura para manter a mesma consistência dos traços de referência – as fibras absorvem parte da água de amassamento e para se obter a mesma consistência dos traços de referência se faz necessário a utilização de mais água. A determinação dessa quantidade de água absorvida pelas fibras é fundamental que possa conhecer o quanto de água de deve adicionar à mistura de argamassa com fibra.

Desta forma, recomenda-se o estudo da determinação correta da água de amassamento em argamassas industrializadas com adições de fibras, a fim de que seja possível obter as vantagens do reforço de fibras sem, no entanto, aumentar a retração do compósito.

6. REFERÊNCIAS

[1] YAZIGI, Walid. “A Técnica de Edificar”. Editora PINI. 1997



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [2] NEVILLE. A.M. (1997). “Propriedades do concreto”. Trad. de Salvador E. Giammusso. 2ª ed. São Paulo, PINI.
- [3] CARASEK, Helena. “Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais”. São Paulo, IBRACON, 2007.
- [4] AGOPYAN, V.;JOHN, V.M. “Introdução a materiais reforçados com fibras e a tecnologia de CRV”. *Simpósio Internacional – componentes pré-moldados em cimento reforçado com fibras de vidro*. P.1-11, 2000.76:200
- [5] BENTUR, A.; MINDESS, S. “Fibre reinforced cementitious composites”. United Kingdon. Barking, Elsevier, 1990.
- [6] ABNT NBR 15261:2005: “Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da variação dimensional (retratação ou expansão linear)”. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [7] ABNT NBR 13276:2005: “Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência”. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [7] SABBATINI, F. H. “Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente”. *Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*, São Paulo, 26 p. 1986.



APLICAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM CUBA DE BANHEIRO

G. POZZATTI

Profissão: Arquiteta urbanista
Instituição: UNISINOS
RS, Brasil
e-mail: gabrielapozzatti@gmail.com

F. TIECHER LONGHI

Profissão: Arquiteta e Urbanista
Instituição: UNISINOS
RS, Brasil
e-mail: fernandatlonghi@hotmail.com

N. BARROS

Profissão: Arquiteta e Urbanista
Instituição: UNISINOS
RS, Brasil
e-mail: nayabarro@hotmail.com

E. ENGLEITNER FILHO

Profissão: Arquiteto e Urbanista
Instituição: UNISINOS
RS, Brasil
e-mail: e.engleitner@hotmail.com

C. LEGONDE

Profissão: Arquiteta e Urbanista
Instituição: UNISINOS
RS, Brasil
e-mail: claudia@casaa.arq.br

B. TUTIKIAN

Profissão: Professor
Instituição: UNISINOS
RS, Brasil
e-mail: btutikian@terra.com.br

RESUMO

O concreto é muito utilizado na construção civil e a resistência mecânica é o parâmetro geralmente mais especificado, seguido pela trabalhabilidade, durabilidade, deformabilidade e sustentabilidade. Na arquitetura de interiores o concreto apresenta-se como uma nova opção. Com a necessidade de desenvolver concretos especiais, com alta resistência mecânica e durabilidade, surgiu o concreto pós reativo, também chamado de CPR. Neste trabalho foi desenvolvido o projeto de uma cuba para banheiro com a utilização do CPR, onde buscou-se avaliar o emprego deste concreto, analisando as premissas desejadas tais como, a impermeabilidade, cantos vivos, acabamento e a resistência. A partir do projeto da cuba, detalhamento e execução da forma em chapas de madeira, foram realizados os cálculos dos produtos para o traço, pesagem/dosagem dos materiais e a concretagem. Após dois dias para a cura, foi desenhado e então realizados os testes de impermeabilidade e considerações quanto ao acabamento. Foi constatado então, que as chapas de madeira de 12mm deveriam ter sido mais grossas, pois as utilizadas geraram desestabilidade, conseqüentemente, excessos de concreto nos cantos. Ainda foi necessário salpicar cimento ocasionando manchas de cores diferentes do concreto, o polimento foi realizado visando melhorar o acabamento. Ficou evidente que o concreto CPR atende a necessidade e pode ser utilizado para este fim, desde que as formas sejam resistentes e bem acabadas.

Palavras-chave: concreto de alta resistência, dosagem de concreto, cuba de concreto.

ABSTRACT

Concrete is widely used in construction and the mechanical strength is the parameter most often specified, followed by the workability, durability, stiffness and sustainability. In the interior of the concrete architecture presents as a new option. With the need to develop special concrete with high mechanical strength and durability, concrete emerged reactive powders, also called CPR. In this work the design of a tub to bath using the CPR, where we sought to evaluate the use of this concrete, analyzing the desired premises such as impermeability, sharp corners, finish and resistance. From the tub design, detailing and execution of the form of wooden plate were performed calculations of products for the dash, weighing / dosage of materials and concrete. After two days the curing was then performed uninformed the waterproofness tests and considerations on the finish. It was then found that the 12 mm wooden plate should have been thicker, because the generated destabilization used, therefore, excess concrete in the corners. It was necessary to sprinkle still cement causing different color stains from concrete, polishing was carried out to improve the finish. It was evident that the particular CPR meets the need and can be used for this purpose, provided that the shapes are resistant and well finished.

Keywords: high strength concrete, concrete strength, concrete trough.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INSTRUÇÕES GERAIS

O concreto é o resultado da combinação de materiais como cimento, água, pedra e areia, formando uma pasta resistente. É muito utilizado na construção civil, devido principalmente ao seu relativo baixo custo, disponibilidade de materiais necessários, facilidade de fabricação, adaptabilidade de formas e versatilidade.

Tutikian e Helene (2001) afirmam que o concreto precisa atender alguns requisitos básicos. A resistência mecânica é o parâmetro geralmente mais especificado, seguido pela trabalhabilidade, durabilidade, deformabilidade e sustentabilidade (construção com menos consumo de matéria prima).

Atualmente existem vários tipos de concreto no mercado, que se diferenciam basicamente pela sua dosagem de materiais. Podemos citar os concretos de alta resistência, concreto autoadensáveis, concretos aparentes, concretos coloridos, concretos com agregados reciclados, concretos duráveis, dentre outros.

Cremonini et al. (1998) define dosagem como sendo o proporcionalmente da mistura, cujo processo determina a combinação correta dos materiais componentes que irão produzir um concreto com as características desejadas. Para Tutikian e Helene (2001) esta proporção ideal pode ser expressa em massa ou volume, dando preferência para a proporção expressa em massa seca de materiais.

A dosagem é basicamente o cálculo de traços, que devem considerar três parâmetros: a relação água/cimento, o teor de água sobre o total de materiais secos e o teor de argamassa. Estes parâmetros definem as características do concreto, tal como resistência mecânica, densidade, índice de absorção de água, resistividade e permeabilidade, dentre outros (Recena 2011).

De acordo com a sua resistência à compressão, um concreto pode ser classificado como convencional ou de alta resistência, também chamado de concreto de alto desempenho. Para Recena (2011), esta classificação do concreto é feita a partir da resistência mecânica, mais especificamente a partir da resistência à compressão.

A utilização do concreto de alta resistência é economicamente vantajosa, apesar do custo por m³ ser maior que o concreto convencional, pois possibilita a redução das seções, diminuindo também o volume de concreto e a quantidade de armadura e formas.

Cremonini et al. (1998), observa algumas vantagens do concreto de alta resistência em relação ao concreto convencional: redução das dimensões das peças estruturais, maior velocidade de execução, ganhos de durabilidade (com redução da porosidade e permeabilidade no concreto), elevada resistência ao desgaste ou abrasão, diminuição das deformações, bem como benefícios ecológicos, energéticos e econômicos, por utilizar resíduos industriais como sílica ativa, por exemplo.

Com a necessidade de desenvolver concretos especiais, com alta resistência mecânica e durabilidade, surgiu o concreto pós reativo, também chamado de CPR. Trata-se de um concreto de alto desempenho, elevada resistência mecânica, muito dúctil e pouco poroso. De acordo com Christ (2014), este tipo de concreto possui propriedades mecânicas superiores aos demais concretos de alta resistência.

Na área da arquitetura de interiores, os materiais mais comumente utilizados para executar uma pia esculpida são: mármore, granito e silestone. Em busca de uma nova opção viável para a sua execução, foi encontrada a possibilidade de desenvolver uma cuba esculpida em concreto aparente para ser utilizada em banheiros ou lavabos. Tendo em vista que a execução não poderá ser inviabilizada por causa do seu peso, optou-se pela utilização do concreto de alta resistência CPR.

1.1 OBJETIVO

O objetivo geral do trabalho é executar uma cuba de lavatório em concreto aparente de alta resistência.

Dentre os objetivos específicos estão estudar a impermeabilidade da cuba bem como o acabamento final da mesma, para assim ver a possibilidade do uso da cuba de CPR em lavatórios.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2. REFERENCIAL TEÓRICO

Conforme Neville, 1997; Mehta, 1994 apud Pinto, 2006, p. 3, o concreto é um material de larga aplicação na construção civil obtido pela composição de cimento Portland, agregados e água, podendo conter aditivo que influencia o seu desempenho. A proporção de seus componentes, conhecida como dosagem do concreto, deve atender às condições requeridas de resistência, trabalhabilidade, impermeabilidade e durabilidade, que são as propriedades mais importantes do concreto. A resistência fornece normalmente uma indicação geral de sua qualidade por estar diretamente relacionada com a estrutura da pasta de cimento endurecida.

Segundo Thomaz (1989, p. 19),

As mudanças higroscópicas provocam variações dimensionais nos materiais porosos que integram os elementos e componentes da construção; o aumento do teor de umidade produz uma expansão do material enquanto que a diminuição desse teor provoca uma contração. No caso da existência de vínculos que impeçam ou restrinjam essas movimentações poderão ocorrer fissuras nos elementos e componentes do sistema construtivo.

Podemos afirmar que cada material possui uma quantidade de água a ser absorvida, definido pelos fenômenos de porosidade e capilaridade. Durante a secagem dos materiais porosos, ocorre o aparecimento de forças de sucção, capilaridade, que é responsável por conduzir até a superfície do componente, a água que irá evaporar.

Quando o teor de umidade estabilizar-se, chamada de umidade higroscópica de equilíbrio do material, através da exposição do material por determinado tempo a condições constantes de umidade e temperatura (fenômeno de difusão). Para chegar a essa umidade depende dos fatores de temperatura, umidade do meio ambiente, da natureza e da quantidade de capilares presentes no material (THOMAZ, 1989).

De acordo com Thomaz, (1989, p. 35) as movimentações higroscópicas dos produtos à base de cimento ocorrem basicamente em função da qualidade do cimento e dos agregados, da dosagem da mistura e das condições de cura do produto.

Segundo Pinto (2006), a questão da permeabilidade do concreto tem sido o foco de muitas pesquisas que objetivam a relação mútua deste parâmetro à deterioração do material, sendo que a permeabilidade pode representar uma alta ou baixa capacidade de defesa a agentes externos agressivos, o que influencia à vulnerabilidade do concreto.

A relação quantidade água/cimento está diretamente ligada a permeabilidade do concreto juntamente com a quantidade de cimento empregada e ao grau de adensamento. Utilizando a mesma relação água/cimento, a pasta produzida por um cimento mais grosso tende a ser mais porosa do que com um cimento mais fino. Ou seja, quanto maior a resistência da pasta, menor é a sua permeabilidade.

Em condições de exposição adversas devem ser tomadas medidas especiais de proteção e conservação, como aplicação de revestimento hidrofugantes e pinturas impermeabilizantes sobre a superfície do concreto (NB-1, 2003 apud PINTO 2006).

Segundo Apud Pinto (2006, p. 18),

Estudos foram realizados, visando quantificar e determinar a permeabilidade como influência na durabilidade do concreto. Sebe (2002) utilizou métodos, no qual avaliou a penetração de água no concreto por absorção, através de imersão ou capilaridade, permeabilidade (pressão diferencial) e difusão (gradiente de concentração), fundamentados pelos princípios da Lei de Darcy para sólidos porosos para determinar o coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica do concreto.

Através do desenvolvimento de inúmeros tipos de proteção, aliados a novos métodos de aplicação, prorrogou-se a garantia da durabilidade do concreto, visando a redução da absorção de água, da penetração de gases agressivos e sais, desde que periodicamente inspecionados para renovação conservando sua funcionalidade.

De acordo com Pinto (2006, p. 29 apud ALMUSALLAM, 2003) classificou as proteções do concreto em cinco grupos, denominados como proteções acrílicas, emulsões de polímero, resinas epóxi, poliuretanos e borrachas cloradas. O



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



selador é um líquido incolor a base de silano-siloxano e tem como propriedade impedir a penetração de água, sem alteração no brilho e na aparência dos materiais, evitando eflorescências e manchas.

Visando obter maior durabilidade e resistência mecânica foi necessário o desenvolvimento de novos produtos à base de cimento, através da composição por minerais selecionados, melhoria na trabalhabilidade através dos aditivos químicos e maior ductilidade com a inserção de fibras.

O surgimento do concreto chamado de alto desempenho ocorreu por volta do ano de 1990, sendo o concreto desenvolvido por Mehta & Aïtcin. Este tipo de material apresenta, por definição, comportamento durante a sua fase de utilização em patamar superior ao concreto convencional, atendendo as exigências requeridas (CHRIST, 2014; TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

Além da elevada resistência mecânica, o concreto de alto desempenho possui boa trabalhabilidade, acabamento final nas peças, integridade e durabilidade aos agentes agressivos.

A evolução do concreto convencional (CC), que utilizando aditivos redutores de água e aumentado suas propriedades mecânicas, passa a ser denominado concreto de alta resistência (CAR); com o aprimoramento do CAR, obtém-se o concreto de alto desempenho (CAD). Os materiais utilizados na produção de CAD são praticamente os mesmos do CC, porém com algumas adições e procedimentos especiais de execução são necessários. Uma das evoluções do concreto de alto desempenho é o concreto de pós reativos (CPR) (UHPC) (CHRIST, 2014; TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

O CPR foi inicialmente desenvolvido na França por Pierre Richards por volta do ano de 1990. Esta mistura foi desenvolvida como alternativa ao concreto de alto desempenho. Com a continuação das pesquisas em conjunto com empresas como Lafarge e Rhodia foram iniciados os estudos do CPR com fibras e aditivos especiais, o que tornou a mistura conhecida como concreto com fibras de ultra-alto desempenho (CHRIST, 2014; TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

Através da análise de dados referentes ao concreto, optou-se por desenvolver o teste com o CPR com fibras e aditivos especiais. Pelo fato de alcançar a pouca espessura que o projeto necessitava, juntamente com a leveza e impermeabilidade. Segundo Christ (2014), para a dosagem do CPR a seleção dos materiais constituintes tem uma grande importância no desempenho final do material. A produção do CPR deve ser feita preferencialmente com materiais convencionais utilizados na construção civil.

2.1. MATERIAIS CONSTITUINTES DO CPR

2.1.1. Cimento

A escolha do cimento não pode ser dissociada da escolha do aditivo superplastificante. Do ponto de vista da sua atuação, o superplastificante adsorve na superfície dos grãos de cimentos produzindo uma repulsão entre os grãos adjacentes em hidratação, e a potencialidade deste efeito está ligada diretamente à composição química do cimento. (HARTMANN et al., 2011 apud CHRIST, 2014)

3.2.3. Sílica ativa

A introdução da sílica ativa no composto tem por finalidade preencher os vazios entre as partículas, contribuir com a melhora das propriedades reológicas e reagir com o hidróxido de cálcio formado na hidratação do cimento para a formação de C-S-H secundário pela reação pozolânica (RICHARD;CHEYREZY, 1995 apud. CHRIST, 2014).

Concretos que contenham percentuais de sílica ativa em sua composição ajudam significativamente na durabilidade do concreto, atuando tanto na inibição da penetração de íons cloreto, quanto na permeabilidade e no aumento da resistência mecânica (MEDEIROS et al., 2013 apud CHRIST, 2014).

3.2.4. Pó de Quartzo

Este constituinte ingressa como uma adição que preenche melhor os vazios da mistura, e tem uma grande importância durante o tratamento térmico. O pó de quartzo com tamanho de grãos entre 5µm e 25µm apresenta máxima reatividade quando submetido a elevadas temperaturas de cura, potencializando o desempenho mecânico do composto (RICHARD;CHEYREZY, 1995 apud CHRIST, 2014).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.2.5. Areia

Os principais parâmetros que norteiam a escolha da areia para a produção do CPR são a composição mineral, forma do grão e distribuição granulométrica (RICHARD;CHEYREZY, 1995 apud CHRIST, 2014).

Alguns cuidados devem ser tomados quanto à seleção da areia. A composição granulométrica deve preferencialmente estar na faixa inferior de 600 μm e não conter material orgânico aderido aos grãos (RICHARD;CHEYREZY, 1995 apud CHRIST, 2014).

3.2.6. Aditivos superplastificantes

Aditivos superplastificantes são compostos que permitem a redução de água da mistura, são feitos de poliacarboxilatos poliéteres, e são utilizados em concretos de alto desempenho (HARTMANN et al., 2011 apud CHRIST, 2014).

Devido à baixa relação água/aglomerantes, é fundamental a utilização deste material na produção do CPR, para garantir a plasticidade da mistura.

A função dos aditivo superplastificante é dispersar as partículas de cimento que estão em hidratação, liberando a água presa entre os grãos, diminuindo assim a força de atração de *van der Waals* entre as partículas e aumentando a fluidez da mistura (HARTMANN et al., 2011 apud CHRIST, 2014).

3.2.7. Fibras

Sem a utilização de fibras o CPR se torna um material frágil. A introdução de fibras na mistura proporciona ao CPR elevada ductilidade.

A escolha da fibra é uma função da característica do material. Como o comportamento da matriz do CPR é mais linear e elástico, fibras de aço devem ser empregadas para aumentar a ductilidade da mistura (RICHARD; CHEYREZY, 1995 apud CHRIST, 2014).

Com a incorporação das fibras, pode-se perder parte da trabalhabilidade, possivelmente comprometendo a moldagem do composto e prejudicando a resistência à compressão. O formato, concentração, características dimensionais e a distribuição destas são as principais causas destes fenômenos. A otimização das propriedade mecânicas e da permeabilidade podem ser potencializadas coma combinação de diferentes tipos e tamanhos de fibras (DAWOOD; RAMLI, 2010 apud CHRIST, 2014).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Tendo em vista os objetivos propostos para este trabalho, foi elaborado e desenvolvido o projeto de uma cuba para banheiro com a utilização do CPR, onde se buscou avaliar o emprego deste concreto, analisando as premissas desejadas tais como, a impermeabilidade, cantos vivos, acabamento e a resistência.

Neste capítulo, inicialmente será apresentado o planejamento dos ensaios, a caracterização dos materiais utilizados seguido do projeto feito e a descrição dos métodos utilizados para a execução e avaliação do projeto.

3.1. PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS

O planejamento do estudo para uma bancada de concreto CPR foi dividido em quatro etapas, cada uma com suas atividades a serem desenvolvidas de maneira subsequente a fim de que o resultado final fosse encontrado com o maior sucesso possível. Na figura 01, a seguir, estão listadas as etapas a serem desenvolvidas.

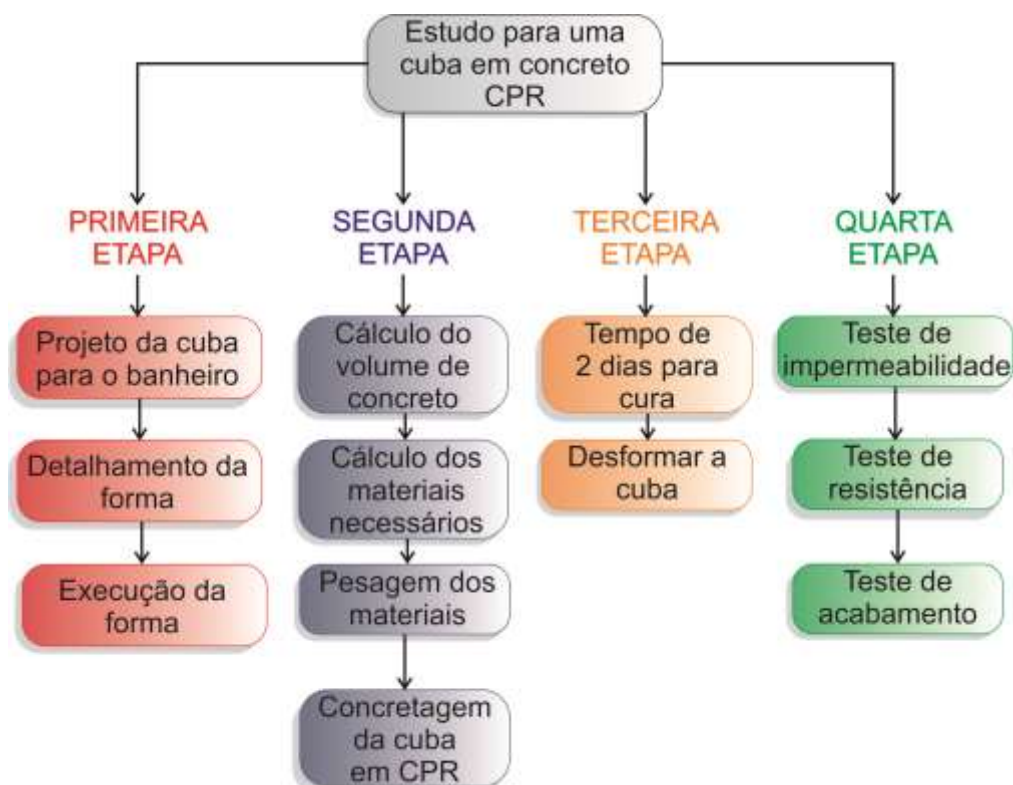


Figura 1: Planejamento das etapas a serem cumpridas.

3.2. MATERIAIS

Os materiais utilizados nesta pesquisa são na sua maioria encontrados no Brasil, exceto as microfibras metálicas, que ainda não são produzidas no país. Neste item são apresentados os materiais utilizados para a produção do CPR.

3.2.1. Cimento

O cimento utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial, CP-V-ARI.

3.2.2. Cinza volante

A cinza volante utilizada tem origem na unidade geradora de vapor de uma empresa fabricante de papel. Este material se caracteriza por uma pozolana utilizada como adição ao cimento no qual melhora suas propriedades frente ao ataque de agentes agressivos.

3.2.3. Sílica ativa

A sílica ativa utilizada neste trabalho é proveniente da produção de silício metálico, do tipo não densificada.

3.2.4. Pó de Quartzo

O pó de quartzo utilizado para este estudo é comercializado como pó de quartzo malha #200, composto basicamente por dióxido de silício (SiO_2).

3.2.5. Areia

Foram utilizados dois tipos de areia uma fina, normalmente utilizada no mercado para acabamento final em rebocos; e outra utilizada para fundição de peças metálicas.

3.2.6. Aditivos superplastificantes

Para este trabalho foi utilizado o superplastificante TecFlow 8000.



3.2.7. Fibras

Sem a utilização de fibras o CPR se torna um material frágil. A introdução de fibras na mistura proporciona elevada ductilidade.

As fibras de aço são importadas e fabricadas na China. As fibras são comercialmente denominadas como dramix[®] OL 13/.20, possuem 13mm de comprimento, 0,21mm de diâmetro com formato reto e uma resistência á tração de 2750 N/mm², de acordo com o fabricante.

As fibras de polipropileno utilizadas são filamentos de polipropileno extremamente finos obtidos através da extrusão, após receberem tratamento superficial que facilita a dispersão no concreto. As fibras apresentam comprimento de 6mm e diâmetro de 12µm, apresentam uma freqüência de 1,62 milhões de fibras por quilograma e uma área superficial específica de 366 m²/kg.

3.3. TRAÇO BASE UTILIZADO

Para a realização do trabalho, foi tomado como referência o traço proposto por Christ (2014) na sua Dissertação de Mestrado. Para obter a proporção adequada dos componentes, Chris (2014) utilizou o método teórico de empacotamento de Andreassen modificado. A partir disso, o traço foi determinado com o auxílio de um programa computacional EMMa Miz Analyzer.

Tabela 1: Traço proposto por Roberto Christ. Fonte: Christ (2014).

Materiais	Teores em massa	Kg/m ³
Cimento	1	696,4
Areia fina	1.38	959.9
Areia de fundição	1.62	112.3
Pó de quartzo	0.81	564.6
Sílica ativa	0.59	414.4
Água/aglomerante	0.20	222.1
Aditivo superplastificante*	0.03	33.3
Aditivo modificador de viscosidade *	0.01	11.1

*Teor em relação à massa de aglomerante

Christ (2014) afirma que a substituição de 30% de cimento por cinza volante em concretos de pós reativos melhorou o desempenho mecânico e a sustentabilidade do material.

A cinza volante se caracteriza por uma pozolana utilizada como adição ao cimento no qual melhora suas propriedades frente ao ataque de agentes agressivos.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a distribuição granulométrica das partículas, morfologia e características de superfície da cinza volante, empregada como adição mineral, exercem influência considerável no consumo de água, na trabalhabilidade do concreto fresco e na velocidade de desenvolvimento da resistência do concreto endurecido.

3.4. MÉTODO

3.4.1. ETAPA 01

PROJETO DA CUBA

Foi projetada uma bancada com medida total de 50cm x 60cm, com uma espessura de 3cm, conforme projeto descrito nas figuras 02 e 03.

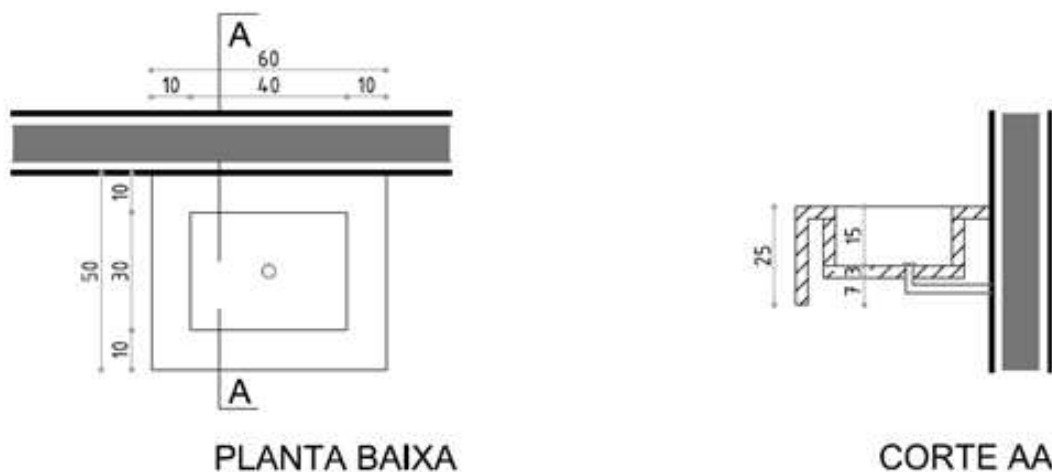


Figura 2: Projeto da cuba.



Figura 3: Perspectiva da pia.

A proposta busca verificar se a utilização do concreto CPR atinge todas as premissas iniciais, onde se busca uma impermeabilidade devido ao uso proposto, busca-se também um bom acabamento, onde não possa haver porosidade e imperfeições nos cantos. Outro ponto, não menos importante, é a resistência deste material, para que não haja rachaduras ou quebras do concreto durante sua vida útil.

FORMAS

Para evitar emendas, normalmente utilizadas quando a cuba é feita em mármore, por exemplo, a proposta para a este projeto, tem como premissa uma única concretagem, assim, foi necessário criar uma forma que possibilitasse essa proposta.

Deste modo, projetou-se a forma em duas partes, uma para servir de fundo para a cuba e a bancada e outra parte menor, do tamanho da cuba proposta, para encaixar nesta primeira e dar formato a cuba, conforme figura 04.



Figura 4: Forma dentro da forma para segunda parte da concretagem.

Optou-se por fazer a forma em chapa de madeira de 12mm, na maior parte da forma, com exceção da base da cuba, onde foi necessário utilizar o chapa de madeira de 3mm, por ser mais flexível, para assim, conseguir dar o caimento para o ralo.

Foi criado um cilindro com altura de 2cm e colocado no centro da base da forma maior, assim possibilitando com que a forma menor, ao ser encaixada, não encoste sua base na outra, dando espaço para o concreto preencher o fundo da cuba. Com este cilindro no centro, foi possível ser criado o espaço para encaixar o ralo.

Por ter sido optado por forma em chapa de madeira, fez-se necessário a utilização de óleo vegetal em toda a forma para que o concreto não aderisse em suas paredes torna-se mais fácil para desformar. Outra escolha feita para facilitar a desforma, foi a utilização de pregos ao invés de cola.

3.4.2. ETAPA 02

CÁLCULO DO VOLUME DE CONCRETO

Para conseguir realizar a pesagem dos materiais, utilizando o traço unitário proposto, foi necessário saber o volume de concreto que será utilizado para a cuba. Para tanto, utilizando as medidas do projeto proposto, chegou-se a um volume de aproximadamente 55,0kg de concreto.

Com esse volume, foi proposto o traço utilizado neste trabalho.

Traço em Kg/m ³									
Cimento	Cinza Volante	Sílica ativa	Areia fina	Areia de fundição	Pó de quartzo	Água	Aditivo superpl.	Fibra de aço	Fibra de P.P.
5,97	2,56	5,07	11,76	13,86	6,92	2,99	0,41	4,47	0,12

CONCRETAGEM DA CUBA

A mistura dos constituintes foi realizada utilizando uma argamassadeira de eixo vertical com a seguinte seqüência:

- A mescla inicia com todo pó de quartzo, sílica ativa, cinza volante, água e o aditivo;
- Após verificar que a mistura estava ficando muito seca, adicionou uma parte do cimento para que ele pudesse reagir com o material já misturado;
- Em seguida se incorpora a areia GRC e a areia fina;
- Com este procedimento a mistura já apresenta uma boa consistência quando é possível inserir as fibras, iniciando com a fibra de aço e após a de polipropileno, sempre em poucas proporções para não formação de grumos. O período desta etapa não deve ultrapassar 2 minutos;
- Após isso mistura-se por mais 3 minutos na velocidade rápida.

Com a mistura do concreto CPR feita, inicia-se a concretagem na forma, na seguinte seqüência:

- Iniciou-se a colocando do concreto no fundo da cuba, não ultrapassando a altura da peça cilíndrica existente no centro, também se colocou o concreto na saia;
- A forma foi levada à plataforma vibratória para que fazer com que o concreto assentasse e fosse possível retirar as bolhas de ar presentes;
- Na seqüência foi encaixada a forma menor, a forma que serve para dar formato a cuba, e fez-se necessário a utilização de dois listões de madeira pregados no topo da forma menor alinhando com a forma maior, para que com a continuidade da concretagem, a forma menor fosse impedida de ser empurrada para cima;
- Após isso, foi colocado o concreto em todo o restante da forma, preenchendo até o topo da mesma;
- Com a forma totalmente preenchida, levou-se novamente à plataforma vibratória, fazendo com que o concreto assentasse em toda a extensão da forma;
- Para um melhor acabamento, foi salpicado cimento em cima do concreto e alisado com uma espátula;
- Em seguida, visto a força do concreto, foi reforçada a forma com arames em sua volta, para que a mesma não deformasse.

3.4.3. ETAPA 03:

CURA E DESFORMAGEM

Após o final da concretagem a forma foi colocada na sala de cura a fim de evitar que esse processo se dê de maneira inadequada acarretando na redução da resistência e da durabilidade do concreto ou provocando fissura e deixando a camada superficial fraca, porosa e permeável. Em torno de 60 horas após o processo de concretagem, foi feita a desforma da cuba.



Figura 5: Processo de desformagem da cuba.

Com auxílio de instrumentos a cuba foi desformada e assim finalizada (figura 6). Percebeu-se que onde eram as quinas da forma, na cuba as fibras ficaram expostas deixando o acabamento grosseiro.



Figure 6: Cuba finalizada

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com a cuba já finalizada, foi feito o teste de impermeabilização. Foi vedado o espaço que foi deixado para espera do ralo com uma circunferência metálica e acabamento em silicone (figura 7).



Figura 7: Vedação com silicone.

Com o silicone seco, em torno de 4 horas após a aplicação, foi colocada água dentro da cuba. Após 24 horas da cuba cheia de água, não foi possível visualizar nenhum tipo de mancha ocasionado pela penetração da água no concreto e nenhum tipo de vazamento (figura 8).



Figura 8: Cuba cheia de água durante o teste de impermeabilidade.

Após a finalização das etapas propostas para este trabalho, foi possível verificar alguns itens no processo nos quais poderiam ser modificados para melhor atingir os objetivos propostos, tais como:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- As chapas de madeira utilizadas na confecção da forma deveriam ter sido mais espessas, possibilitando assim, uma melhor firmeza e sustentação a forma. A chapa de 12 mm acarretou em uma desestabilidade originando excessos de concreto nos cantos;
- Para a montagem da forma foi proposto a utilização de chapa de madeira pregada, porém esta escolha acarretou em cantos imperfeitos, assim sugere-se a utilização de chapa de madeira colada;
- Foi verificada uma imperfeição na face superior da cuba, onde surgiram manchas de cores diferentes do concreto, isso foi ocasionado pela proposta de forma, para melhorar este aspecto a forma deveria ter sido confeccionada invertida;
- As fibras de aço ficaram salientes em todas as faces da cuba, surgindo assim, a necessidade de um polimento para obter um melhor acabamento;
- Para obter uma redução no peso final da cuba de concreto, sugere-se que seja diminuída a espessura do concreto.

5. CONCLUSÃO

Com a finalização da cuba e o ensaio de impermeabilização realizado, pode-se afirmar que o CPR pode ser utilizado na confecção da cuba esculpida. Entretanto, a forma de madeira deve ser melhor confeccionada, com chapas mais espessas ou com madeira naval. Além disso, a forma de encaixe das chapas deve ser parafusada e colada, não apenas pregada como foi realizada no teste.

Quanto ao acabamento, sugerimos que seja feito um polimento em toda ela para evitar saliências das fibras evitando que a cuba tenha uma textura indesejada, atrapalhando o uso da cuba. Com os acertos quanto aos acabamentos, a cuba de CPR pode ser utilizada como elemento na arquitetura de interiores.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ALMUSALLAM, A.A.; KHAN, F.M.; DULAIJAN, S.U.; B.AL-AMOUDI, O.S. Effectiveness of surface coatings in improving concrete durability. *Cement & Concrete Composites*, n. 25, p.473-481, 2003.
- [2] CHRIST, Roberto. Desenvolvimento de compósitos cimentícios avançados à base de pós-reativos com misturas híbridas de fibras e reduzido impacto ambiental. Dissertação (mestrado) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, São Leopoldo, RS, 2014.
- [3] CREMONINI et al. Desenvolvimento de um Método de Dosagem de Concretos de Alta Resistência com Baixo Consumo de Cimento. UFRGS / PPGEC – NORIE. 1998.
- [4] FIGUEIREDO, A. D. de. Concreto com Fibras de Aço. São Paulo. 2000.
- [5] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 2008. - citado no trabalho de mestrado em eng civil da daiana de souza cezar - santa maria - rs - brasil 2011 - universidade federal de santa maria
- [6] HARTMANN, C. et al. Aditivos Químicos para concretos e cimentos. *Concreto: Ciência e Tecnologia*. G.C. Isaia. 1. ed. São Paulo, IBRACON, 2011, 1v.
- [7] NEVILLE, A. Propriedades do Concreto, 2ª Ed. São Paulo: Editora Pini, 828p., 1997.
- [8] PINTO, Joana D. da S., Análise da influência de superfícies protetoras na durabilidade do concreto para uso em meio agressivo: uma abordagem topográfica e da estrutura do material. Tese de doutorado apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.
- [9] RECENA, F. A. P. Dosagem e Controle da Qualidade de Concretos Convencionais de Cimento Portland. 3ª Edição, EdiPUCRS, Porto Alegre, 2011.
- [10] TUTIKIAN, B. F. e HELENE, P. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. G.C. Isaia. IBRACON, 2011.
- [11] RICHARD, P.; CHEYREZY, M. Composition of reactive power concretes. *Cement of Concrete Research*, out. 1995. v. 25, n. 7, p. 1501-1511. . Acesso em: 3 ago. 2013.
- [12] SEBE, J. Estudo da permeabilidade a água do concreto de alto desempenho, Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 124p., 2002. (Dissertação, Mestrado em Engenharia de Estruturas).
- [13] THOMAZ, Ercio. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo. Pini: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.



ARGAMASSAS DE SOLO-CIMENTO PARA REABILITAÇÃO DE REVESTIMENTO DE CONSTRUÇÕES COM TERRA

A.P.S. MILANI
Profa.Dra.Eng.Civil
UFMS
MS; Brasil
ana.milani@ufms.br

F.G.R. DIAS
Graduanda Eng.Civil
UFMS
MS; Brasil
flaviagrddias@gmail.com

RESUMO

Para o resgate do uso das construções com terra, bem como sua manutenção e restauração foi estudado argamassas compostas de solo, cimento e aditivos; e seu comportamento físico-mecânico quando utilizadas para a reabilitação de revestimento de paredes de terra. Os traços de argamassas de solo-cimento foram caracterizados a partir dos ensaios de resistência a compressão simples, retenção de água e resistência de aderência à tração e fissuração. As argamassas de solo-cimento que usam a proporção de solo arenoso igual ou menor que 1:5 no traço cimento:solo apresentam potencialidade de aplicação como revestimento de parede, no entanto, para melhorar sua trabalhabilidade e desempenho físico-mecânico deve-se utilizar aditivos como a cal hidratada na proporção máxima de 1:0,5:X no traço cimento:cal:solo ou o incorporador de ar no teor ótimo de 0,4% em relação ao cimento.

Palavras-chave: cal hidratada, incorporador de ar, aderência

ABSTRACT

To rescue the use of earth construction, as well as its maintenance and restoration, it was studied mortars composed of soil, cement and additives; and their physical - mechanical behavior when used for the rehabilitation of earth walls coating. Various proportions of soil-cement mortars were characterized from tests of compression strength, water retention, tensile bond strength and cracking. The soil cement mortars using the ratio equal or less than 1:5 (cement:soil) have potential application as wall coverings, however, to improve its workability and physical-mechanical performance, it must be used additives such as hydrated lime in a maximum ratio of 1:0:X (cement:lime:soil), or the air-incorporating additive at the optimum content of 0.4 % compared to the cement.

Keywords: hydrated lime, air-incorporating, bonding

1. INTRODUÇÃO

Apesar do crescimento do uso do solo-cimento como material de construção civil, não há especificação técnica suficiente para estabelecer parâmetros de consumo do produto a níveis de mercado, no que se trata de dimensões, dosagem, composição ou para as diversas formas de aplicação (blocos, tijolos, parede monolítica) e muito menos com relação às argamassas a serem aplicadas para revestimento como para reabilitação destas paredes. Além da falta de especificação dada em norma, há pouco estudo do meio científico com relação ao emprego das argamassas de solo-cimento como revestimento, sendo mais disseminadas as argamassas mistas de solo-cal aérea para proteção e conservação de construções em terra [1] e [2].

Conforme [3], um dos grandes entraves para o uso do solo como agregado em argamassas cimentícias esta pela presença em grandes proporções de material fino silte e argila, aos quais influenciam na homogeneização e trabalhabilidade das misturas durante seu estado fresco, bem como no processo de fissuração e redução da resistência mecânica quando aplicado como revestimento de paredes.

No entanto, para melhor compatibilidade físico-mecânica entre o sistema de proteção exterior e o suporte de terra, o material solo como agregado na argamassa de revestimento pode se tornar o material apropriado para o bom desempenho frente à deformabilidade das paredes de terra, pois o revestimento e o substrato compostos por solo tem a tendência de apresentar baixos módulos de elasticidade [4].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A argamassa de revestimento, além de contribuir para a estética de uma edificação, tem outras funções tais como: proteger a estrutura da ação direta dos agentes agressivos, promover o isolamento termo-acústico e a estanqueidade à água e aos gases, servir de base regular e adequada para o acabamento final como pintura ou aplicação de cerâmicas e pastilhas. No entanto, a fissuração em revestimentos de argamassas é muito comum, principalmente nas fachadas externas dos edifícios. Este tipo de manifestação patológica, além de comprometer a estética da edificação, torna os revestimentos vulneráveis às infiltrações de água e gases provocando sérias deteriorações, comprometendo a sua durabilidade [5].

Considerando tais premissas, definiram-se algumas características que as argamassas de substituição devem possuir para a reabilitação de construções em terra, visto que em Portugal é comum o uso de revestimentos de proteção exterior em paredes de taipa compostos tradicionalmente por cal, terra e areia, e produzidos no local de aplicação [4]. Segundo os autores, superiores valores de resistência à compressão dos revestimentos em relação aos seus respectivos suportes acabam gerando tensões excessivas na interface e perda de aderência, fendilhação e destacamento laminar dos revestimentos; assim como a reduzida presença de ligante de cal nas argamassas, traduzida por percentagens elevadas de resíduo insolúvel poderá significar a presença de ligantes de natureza distinta, de base argilosa, que justifica altas taxas de absorção de água por contato e baixa durabilidade do suporte de aderência.

Diversos estudos têm apontado a utilização de argamassas de cal aérea como sendo uma solução adequada e compatível para a execução de revestimentos para reabilitação de prédios antigos; no entanto, a sua utilização é difícil em ambientes que se encontrem permanentemente úmidos e em locais com acesso limitado de dióxido de carbono. Além disso, implicam mão-de-obra com certo grau de especialização. Assim, se faz necessário estudo das argamassas compostas por aglomerantes hidráulicos, no que tange ao estabelecimento de proporções adequadas dos seus componentes aditivos químicos, sua resistência mecânica e durabilidade.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Solos classificados como arenosos, ou seja, 100% dos grãos do solo passando na peneira de malha 4,8 mm, e 10 a 50% passando na peneira de malha 0,075 mm; limite de liquidez menor ou igual a 45% e índice de plasticidade menor ou igual a 18%, apresentam potencialidade de estabilização química com cimento Portland.

O solo utilizado nesta pesquisa foi oriundo de uma jazida da cidade de Campo Grande-MS. Este solo foi seco em estufa a 105°C, destorroado e peneirado na peneira de malha 4,8 mm. Após caracterização física e determinação dos índices físicos, este solo foi classificado, segundo critérios da AASHTO, como A2-4, apresentando composição granulométrica de 66% de areia, 34% de finos (argila + silte); e Índice de Plasticidade Não-Plástico (NP). Este solo foi intitulado na pesquisa como solo areno-argiloso.

Com o intuito de verificar o comportamento de variedades de solos classificados como arenosos, realizou-se a estabilização granular do solo areno-argiloso substituindo 30% da composição deste solo por areia natural lavada, a qual foi retirada de uma jazida próxima a Campo Grande – MS e classificada como areia fina com módulo de finura de 1,21. Após caracterização física e determinação dos índices físicos, a composição 70% de solo + 30% de areia foi classificada e intitulada para o presente estudo como solo areno, apresentando composição granulométrica de 82% de areia, 18% de finos (argila + silte); e Índice de Plasticidade Não-Plástico (NP).

As argamassas de solo-cimento foram confeccionadas com o cimento CII Z32, e para melhorar a trabalhabilidade destas argamassas foram adicionadas o aditivo cal hidratada do tipo CH I e o aditivo químico incorporador de ar à base resina vegetal, comumente encontrada no mercado da construção civil.

Na primeira etapa da pesquisa foi realizado o estudo de dosagem para verificação do comportamento do tipo e proporção de solo nos traços das argamassas de solo-cimento quando adicionados de diferentes teores dos aditivos cal hidratada e incorporador de ar.

Para o estudo de dosagem das argamassas de solo-cimento, o cimento e o índice de consistência foram fatores fixos e, portanto, a dosagem se resumiu em variar no traço 1: a: x (cimento: aditivo : solo, em massa): a quantidade do aditivo cal hidratada nas proporções de 1/2, 1 e 2 ; o teor do aditivo incorporador de ar nos valores de 0,4% e 0,8% em relação ao cimento; e as proporções de solo em 4, 5, 6,5, 7,5 e 10, aos quais foram classificados nos grupos de traços ricos (4 e 5), mediano (6,5) e pobres (7,5 e 10).

Também se variou a quantidade de água adicionada as misturas, gerando relações de água/cimento em conformidade com o alcance do índice de consistência, a qual considera que argamassas contendo argilominerais para aplicação como



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



revestimento devem apresentar diâmetro de espalhamento no valor de 260 mm + 10 mm no ensaio de determinação de índice de consistência de argamassas cimentícias [6]. Assim, adotou-se para as argamassas de solo-cimento diâmetro médio de abertura de espalhamento próximos a 255 mm durante a determinação do índice de consistência [7].

Alcançada a consistência plástica com abertura de espalhamento de 255 mm das argamassas de solo-cimento, foi moldado corpos de prova cilíndricos com dimensão de $\varnothing 100 \times 200$ mm, e, após 48h, foram desmoldados e levados para câmara úmida para posterior realização do ensaio de resistência à compressão axial nas idades de 7 e 28 dias.

Para a segunda etapa, após aplicação de tratamento estatístico, foram escolhidas as argamassas de solo-cimento que obtiveram valores mínimos de resistência à compressão simples de 4 MPa aliado as indicações prescritas por [3] e [6] como valores mínimos de consumo de cimento por m^3 de argamassa para determinado tipo de aplicação; menor consumo de teor de aditivo para evitar o aumento de pulverulência e a redução da resistência a aderência no substrato; e capacidade de retenção de água superior a 75% para interferir minimamente no processo de acabamento, na retração plástica e na resistência mecânica final destas argamassas.

Para a determinação da aderência da argamassa ao substrato foi construída uma parede de alvenaria medindo 1,70 x 0,80 m com blocos vazados de solo-cimento. Os blocos de solo-cimento foram caracterizados a partir da confecção de mini-painéis compostos por 3 blocos assentados. Tanto os mini-painéis como a parede foram assentados com argamassa mista de cimento:cal:solo, no traço 1:0,35:6,5 (em massa) e a/c: 1,88, conforme indicações [8] e [9].

As argamassas de revestimento de solo-cimento foram misturadas e aplicadas na parede manualmente por um pedreiro experiente em camada única, formando painéis com dimensões de 42 x 80 cm e espessura de 2,8 cm para cada traço de argamassa de solo-cimento, atendendo a margem sugerida para revestimento externo (faixa de 2 a 3 cm) [10]. Ao término da aplicação, os revestimentos foram cobertos por lona plástica durante 28 dias, evitando a incidência direta de raios solares e dos efeitos da chuva. O ensaio de aderência à tração foi realizado, salvo a fixação de apenas 6 pastilhas em cada revestimento, coladas com epóxi de baixa viscosidade, por 48 horas [11].

3. RESULTADOS

3.1 1ª Etapa – Estudo de dosagem

Os resultados do estudo de dosagem das argamassas de solo-cimento estão demonstrados na Figura 1, a qual estipulou diâmetro de abertura de espalhamento do índice de consistência no valor de 255 mm; e relacionou os traços rico, mediano e pobre com seus correspondentes valores de resistência à compressão simples aos 28 dias de idade.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

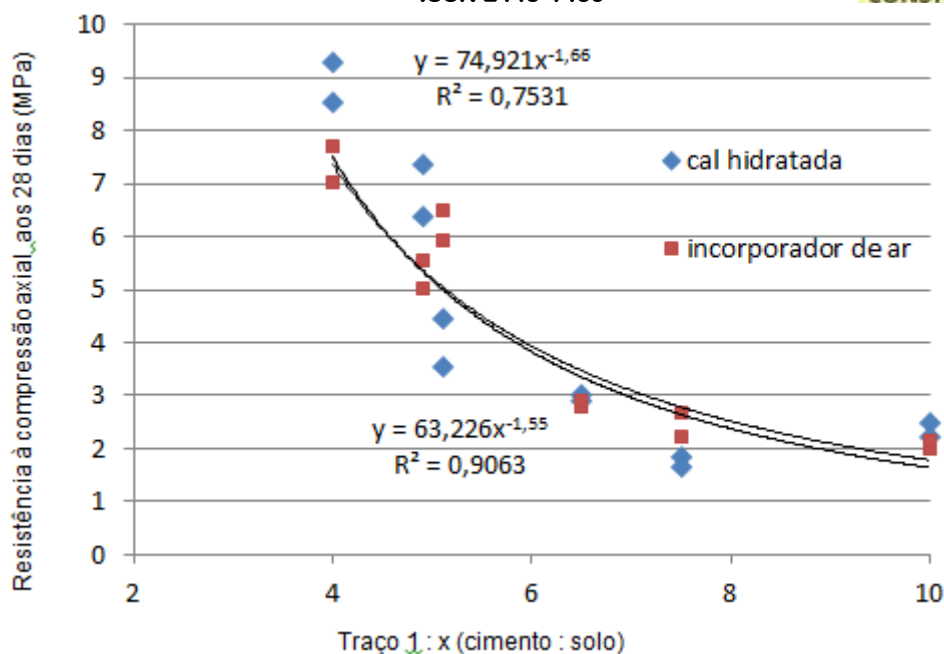


Figura 1: Relação entre teor de solo no traço da argamassa x resistência à compressão simples aos 28 dias

Conforme Figura 1, independente do tipo de solo, tanto as argamassas adicionadas de cal como as argamassas adicionadas de aditivo químico apresentaram decréscimo significativo dos valores de resistência à compressão simples conforme o aumento do teor de solo presente no traço. Também se observa que independente do tipo de aditivo utilizado nas argamassas de solo-cimento; os traços classificados como rico, mediano e pobre apresentaram resistência mecânica semelhantes entre si.

No entanto, houve a influência significativa da quantidade de cal introduzida nas argamassas, traduzida por um menor índice de correlação ($R^2 = 0,75$) entre teor de solo na dosagem da argamassa e o ensaio de compressão axial. Comparando-se os traços das argamassas de cimento: cal: solo com a mesma proporção de solo, a dosagem com menor teor de cal levou a maiores valores de resistência mecânica do que os traços com maior quantidade de cal; fato este devido a maior superfície específica do aditivo cal, a qual irá diminuir a contribuição para reações cimentantes.

Já a influência da incorporação do aditivo químico na relação água/cimento não apresentou diminuição significativa da água na mistura solo-cimento quando se dobrou a quantidade do aditivo e, conseqüentemente, não interferiu nos valores de resistência mecânica das argamassas adicionadas com diferentes teores de aditivo incorporador de ar, tendendo ao valor de 0,4% de aditivo químico ser suficiente para proporcionar trabalhabilidade e resistência mecânica as argamassas de solo-cimento.

Ainda na Figura 1 tem-se diminuição significativa de resistência mecânica quando os teores de solo nas argamassas variam entre traço rico e traço mediano, ficando aproximadamente entre os valores de 8 a 4 MPa de resistência média a compressão simples. Já a partir da dosagem de 1:6 (cimento: solo), as resistências mecânicas tendem a se estabilizar, ficando os traços pobres com valores de resistência média a compressão simples entre 3,5 a 1,5 MPa.

3.2 2ª Etapa – Caracterização físico-mecânico

Após a aplicação de tratamento estatístico e classificação por meio de critérios mínimos estabelecidos no presente estudo, os traços utilizados para serem aplicados como revestimento de paredes de alvenaria de blocos de solo-cimento estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Traços de argamassa de solo-cimento aplicados como revestimento de parede.

Traços (em massa)	Cimento	Cal	Solo	Areia	Aditivo incorp. ar	Relação a/c	Consumo cimento (kg/m ³)	Classe do traço
Arenoargiloso + Cal 1/2	1	0,6	3,80	-	-	1,03	295	Rico
Arenoargiloso + Cal 1	1	1,2	5,07	-	-	1,98	217	Mediano
Areno + Cal 1/2	1	0,6	2,66	1,14	-	1,14	290	Rico
Areno + Cal 1	1	1,2	3,55	1,52	-	1,80	205	Mediano
Arenoargiloso + aditivo	1	-	5,07	-	0,4	1,05	255	Mediano
Areno + aditivo	1	-	3,55	1,52	0,4	1,00	260	Mediano

A aderência é uma característica fundamental para garantir o bom desempenho da argamassa de revestimento, visto que é extremamente solicitada por esforços de cisalhamento e tração e não recebe cargas externas compressivas significantes [5]. A Tabela 2 apresenta os resultados do ensaio de aderência, onde pode-se verificar que apenas o traço arenoargiloso + 1/2 Cal pode ser utilizado como argamassa de revestimento externo ou interno e os traços arenoargiloso+aditivo e areno+aditivo podem ser utilizados apenas como argamassa de revestimento interno, resultados estes classificados em conformidade com norma[10].

Quanto ao tipo de ruptura no ensaio de aderência, as argamassas que atenderam aos requisitos da norma para sua aplicação como revestimento apresentaram em sua maioria rupturas classificadas como B, o que são rupturas do tipo coesivas, ocorrendo no interior da argamassa. Logo, não reflete significativa importância, pois não apresenta potencial para ocorrência de manifestações patológicas [3].

Na Tabela 2, nota-se que os traços de argamassas com solo+areia+cal apresentaram significativos valores inferiores de resistência de aderência a tração em relação aos demais revestimentos. A cal hidratada reage quimicamente com as ilitas e montmorinólitas presentes nas partículas de argila do solo, resultando na estabilização do conjunto solo-cimento-cal; ao passo que a adição de areia ao solo irá diminuir quantidade de argilominerais a serem estabilizados e aumentar o teor de material fino advindo da cal, o que acarreta no aumento da retração do material final e na menor aderência da argamassa ao substrato. Esta ocorrência também é corroborada no resultado apresentado pelo traço de argamassa de solo com maior teor de cal (arenoargiloso + cal), apontando para um limite de cal hidratada a ser adicionada no solo para ganhos de trabalhabilidade sem afetar no desempenho mecânico das argamassas de solo-cimento adicionadas de cal [12].

Já as argamassas adicionadas de aditivo químico apresentaram resistência de aderência à tração suficiente para sua aplicação, mas com valor inferior as argamassas de solo adicionadas de cal, fato este, segundo [13], pelo aumento do teor de ar incorporado proporcionado pelo aditivo químico, a qual diminui a superfície de contato do revestimento com o substrato e por consequência a resistência de aderência à tração.

Também se corrobora a compatibilidade mecânica entre o sistema de proteção de solo-cimento e o suporte de terra, pois os painéis de blocos de solo-cimento apresentaram valor médio de resistência à compressão simples de 8 MPa e desvio padrão de 0,4 MPa; valores estes de resistência axial semelhantes aos encontrados para as argamassas de solo-cimento que apresentaram bom desempenho de aderência à tração ao substrato.

Tabela 2 – Resultados do ensaio de resistência de aderência à tração

Traço	Umidade (%)	Pastilha	Resistência de aderência à tração (MPa)	Tipo de ruptura*
Arenoargiloso + Cal ½	4,2	1	-	-
		2	0,41	B
		3	0,10	E
		4	0,83	D
		5	0,63	B
		6	0,58	B
Arenoargiloso + Cal 1	4,3	1	0,26	D
		2	0,24	B
		3	0,06	D
		4	0,05	B
		5	0,03	B
		6	0,03	B
Areno + Cal 1/2	4,3	1	0,06	D
		2	0,07	B
		3	-	-
		4	0,04	C
		5	0,10	B
		6	0,11	A
Areno + Cal 1	4,7	1	0,20	B
		2	0,02	B
		3	0,17	D
		4	0,06	B
		5	0,01	D
		6	-	-
Arenoargiloso + Aditivo	3,9	1	0,23	B
		2	-	-
		3	0,22	B
		4	0,24	B
		5	0,25	B
		6	0,11	B
Areno + Aditivo	3,7	1	0,20	D
		2	0,20	B
		3	0,04	B
		4	0,33	D
		5	0,13	E
		6	0,15	E

* A – Ruptura no substrato; B – Ruptura na interface substrato/argamassa; C – Ruptura na argamassa; D – Ruptura na interface cola/argamassa; E – Ruptura na interface cola/pastilha. Quando a argamassa rompe antes mesmo da aplicação da carga inicial de posicionamento (30 KN) o ensaio foi considerado inválido e representado por “-“[11].

4. CONCLUSÃO

A utilização de argamassas de solo-cimento para revestimento de paredes de terra é uma alternativa viável, cuja conservação tenha que ser garantida em meios agressivos ou em obras de reabilitação localizadas em ambientes úmidos ou em contato direto com a água. Argamassas de solo-cimento que usam a proporção de solo arenoso igual ou maior que 1:6 no traço cimento:solo não apresentam potencial de uso como revestimento de paredes de terra. Já as argamassas de solo-cimento que usam a proporção de solo arenoso igual ou menor que 1:5 no traço cimento:solo obtiveram resultados satisfatórios para o alcance das normativas de aplicação como revestimento de parede de terra. Para melhorar a trabalhabilidade e desempenho físico-mecânico das argamassas de solo-cimento deve-se utilizar aditivos como a cal hidratada na proporção máxima de 1:0,5:X no traço cimento:cal:solo e incorporador de ar no teor ótimo de 0,4% em relação à massa de cimento.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] RODRIGUES, R. *Caderno de conservação preventiva e preservação arquitetônica*. Rio de Janeiro: Instituto Cultural Cidade Viva. 2008. 60 p.
- [2] KANAN, M. I. *Manual de conservação e intervenção em argamassas e revestimentos à base de cal*. Brasília: Iphan / Programa Monumenta, 2008. 172p.
- [3] CARASEK, H. “Argamassas”. In: ISAIA, G, C.(Ed.) *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais: Argamassas*. São Paulo: IBRACON, 2007,2v, cap. 26, p. 863-904.
- [4] MATEUS, L. P.; VEIGA, M. R.; de BRITO J. “Caracterização de argamassas de protecção exterior de suportes em terra compactada”. In: XIII Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção. 2015. Portugal. Anais. Portugal: ALCONPAT, 2015. Cdrom.
- [5] SILVA, N. G. “Avaliação da retração e da fissuração em revestimento de argamassa na fase plástica”. Florianópolis, 2011. 329p. Tese Doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina.
- [6] GOMES, A. O. ; NEVES, C.M. M. “Proposta de método de dosagem racional de argamassas contendo argilominerais”. In: IV Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas., 2001. Brasília. Anais. Brasília: PECC/ANTAC, 2001. P. 291 – 304.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 13276: “Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência”. Rio de Janeiro, 2005.
- [8] GRANDE, F. M. “Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adição de sílica ativa”. 165p., Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [9] FERREIRA, G. C. S.; JÚNIOR, A. L. M. “Cola à base de PVA e argamassa de solo-cimento como alternativas para o assentamento de alvenaria de tijolos maciços de solo-cimento”. Jaboticabal, 2011, v.31, n.2, p.237-248.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 13749: “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas — Especificação”. Rio de Janeiro, 2005.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 13528: “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Determinação da resistência de aderência à tração”. Rio de Janeiro, 2005.
- [12] BARBOSA, N. P. ; MATONE, R. ; SWAMY, R. N. (2007). “Potentialities of Earth Construction in Latin – America”. *International Symposium on Earthen Structures*. Bangalore. India : B V Venkatarama Reddy, vol. 1., 29-37.
- [13] ALVES, N. J. D. “Avaliação dos aditivos incorporadores de ar em argamassas de revestimento”. Brasília, 2002, 175 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília.



AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO NATURAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO FRENTE À CARBONATAÇÃO EM PELOTAS/RS

C.FERREIRA

Engenheira Civil
Universidade Federal de Pelotas
Rio Grande do Sul; Brasil
carinafferreira@yahoo.com.br

C.M.PALIGA

Engenheiro Civil
Universidade Federal de Pelotas
Rio Grande do Sul; Brasil
charlei.paliga@ufpel.edu.br

A.S.TORRES

Engenheira Civil
Universidade Federal de Pelotas
Rio Grande do Sul; Brasil
arieltorres@gmail.com

RESUMO

Inevitavelmente, todas as construções estarão sujeitas a variadas formas de degradação que provocam a deterioração dos materiais que as compõem e a perda da funcionalidade e segurança das edificações. O concreto armado é um material amplamente utilizado na construção civil, e mesmo apresentando uma longa vida útil na maioria dos ambientes em que é inserido, também é vulnerável, podendo sofrer deterioração. A ação do ambiente nessas estruturas pode gerar um dano progressivo, sendo a carbonatação e a ação de cloretos, os principais agentes causadores de danos. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo estudar o efeito da carbonatação no processo de degradação de estruturas de concreto na cidade de Pelotas/RS. Para tanto, foi utilizado como metodologia, o ensaio ao natural, através de amostras (cilíndricas com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura) expostas no ambiente urbano, como forma de avaliar a real interação das estruturas de concreto com o meio agressivo ao longo do tempo. Os locais de exposição dos corpos de prova foram determinados por serem pontos estratégicos da cidade, determinados com auxílio da equipe de estudos urbanos da mesma. Os tempos de exposição foram de 4, 8, 12 e 16 meses. Após estes tempos as amostras eram retiradas, rompidas e aplicado uma solução para determinação de áreas atacadas ou não por CO₂. Como resultados, se obteve um padrão de carbonatação na cidade, diferenciando-se pelos diferentes bairros que as amostras se encontravam.

Palavras-chave: concreto, degradação, carbonatação.

ABSTRACT

Inevitably, all buildings are subject to various forms of degradation leading to deterioration of the materials that make up and the loss of functionality and safety of buildings. Reinforced concrete is a widely used element in construction, and even with a long-lasting in most environments in which it is inserted, it is also vulnerable and can deteriorate. The action of the environment in concrete structures can cause progressive damage, and the carbonation and the action of chlorides are the leading causes of damage. In this context, this paper aims to study the effect of carbonation in the degradation process in concrete structures in the city of Pelotas / RS. For this, it used the natural assay methodology through exposure of cylindrical samples (10 cm in diameter and 20 cm high) in the urban environment, to assess the interaction of concrete structures in aggressive environment over time. The place where the samples were exposed were determined because they are strategic points of the city, and chosen with the help of city urban studies teams. The exposure times were 4, 8, 12 and 16 months. After this time, samples were taken to the laboratory, they were broken, and a solution was applied to determine areas attacked by CO₂. As a result, a pattern of carbonation was found in the city differentiate the various locations that the samples were exposed.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, é crescente a preocupação com a perda da durabilidade e desempenho das estruturas de concreto armado. Estruturas que antes eram consideradas com longa vida útil começaram a apresentar sinais de deterioração, muitas vezes agravada pelo desconhecimento do comportamento dos materiais a longo prazo e da influência do ambiente nestes. O concreto, que é um material de ampla utilização e aplicado mundialmente nas construções, apesar de sua alta durabilidade, também se mostrou vulnerável. Para Souza e Ripper [1], os tempos modernos ditaram a certeza de que



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



este, como material de construção, é instável ao longo do tempo, tendo suas propriedades físicas e químicas alteradas em função das características de seus componentes e das respostas destes às condicionantes do meio ambiente. A ação deste nas estruturas de concreto armado pode gerar um dano progressivo, tanto no concreto como nas armaduras, sendo que a deterioração de qualquer um desses componentes comprometerá a estrutura como um todo. Segundo Helene [2], as estruturas que são feitas com este material devem ter respeitadas as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto, sendo projetadas, construídas e utilizadas de modo que sob as condições ambientais previstas, conserve sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável durante um período já fixado, sem que exija medidas extras de manutenção e reparo .

As estruturas de concreto armado, para Cánovas [3], devem reunir não apenas condições de resistência para suportar os esforços aos quais vão estar submetidas, mas também condições de constituição para que possam suportar as ações externas de caráter físico e químico diante das quais seu bom comportamento adquire uma importância vital. Os problemas de durabilidade nas estruturas podem ser causados por diversos fatores que incluem a falta de conhecimento do meio ambiente que ficarão expostas, as especificações inadequadas em desacordo com as normas técnicas e a uma má execução. A durabilidade, conforme Possan [4], engloba desde a qualidade do concreto, as condições naturais do ambiente de exposição que a estrutura está inserida, as operações de manutenção e reparo até as condições de uso que a edificação está submetida durante sua vida útil. Dependendo das condições ambientais e climáticas, o concreto está submetido aos efeitos de um conjunto de agentes agressivos e diferentes fatores destrutivos que podem atuar de maneira isolada ou conjunta, e que em contato com a microestrutura do concreto altera suas propriedades. Assim, se as estruturas não são bem projetadas e executadas, não resistem ao desgaste ambiental pelo tempo requerido em projeto. Ambientes como garagens, regiões marinhas, cidades com alto índice de poluição acabam sendo propícios pra iniciarem e acelerarem diversos processos de deterioração que convergem para um único problema: a corrosão das armaduras.

Segundo Rocha [5], a corrosão de armaduras é o mecanismo de degradação mais comum nas estruturas de concreto com relação à durabilidade, sendo responsável por aproximadamente 52% das manifestações patológicas já no início da década de 90. Helene [6] define este processo como a interação destrutiva de um material com o ambiente, seja por reação química ou eletroquímica. O concreto, de acordo com Cánovas [3], proporciona uma excelente proteção à corrosão do aço devido à alta alcalinidade ($\text{pH} \geq 12,5$) da solução dos seus poros, a qual circunda a armadura, resultando na formação sobre a superfície desta de uma película ou capa passivadora. Esta caracteriza-se por ser constituída na maioria das vezes por óxidos, ter espessura da ordem de $0,4 \text{ \AA}$, baixa condutividade iônica para evitar a reação de corrosão, baixa solubilidade e boa aderência ao aço, permanecendo estável na condição de estar em meio alcalino.

Os principais agentes de deterioração das estruturas de concreto armado são a penetração de cloretos e a carbonatação. Segundo Rocha [5], a presença de uma quantidade suficiente de íons cloreto e a diminuição da alcalinidade do concreto, devido às reações de carbonatação ou mesmo devido à penetração de substâncias ácidas, pode gerar a perda da película passiva que envolve a armadura, podendo ocasionar assim, a corrosão. Estas formas de deterioração, conforme Helene [2], ao atingirem a armadura podem promover além de séria corrosão, o aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos em pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes. Estes fenômenos são imperceptíveis a olho nu, sendo necessários ensaios específicos para sua identificação.

Este trabalho irá tratar da deterioração ocasionada pela carbonatação. Este processo é definido por Vaghetti [7] como um fenômeno físico-químico gerado pela reação do dióxido de carbono presente no ambiente com os produtos alcalinos do concreto, o que contribui para a redução do pH e atingindo a armadura, reduz as condições de estabilidade química da película passivadora da mesma. O avanço do processo de carbonatação no concreto cria uma frente de carbonatação, separando claramente duas zonas diferentes: a carbonatada, com o pH em torno de 9 e a não carbonatada com o pH por volta de 12,5.

Estes processos de deterioração das estruturas de concreto, na maioria das vezes são analisados por intermédio de ensaios de laboratório. Estes porém, segundo Figueiredo [8], não avaliam as reais condições de exposição às quais as edificações estarão submetidas, simulando o processo de degradação através de um ambiente mais agressivo que o natural . Diferentemente do ensaio acelerado, o ensaio natural, de acordo com Possan [4], oferece a interação real com o meio agressivo, a exposição às intempéries e a possibilidade de avaliação da degradação devido ao efeito sinérgico dos agentes agressivos. Entretanto, tem como desvantagem o longo período de tempo necessário para a realização dos ensaios e obtenção de resultados, sendo por isso pouco empregado pelos pesquisadores.

Devido à importância da qualidade do concreto e dos diversos fatores que interferem na durabilidade das estruturas, estudos relacionados ao tema contribuem para que não sejam construídas edificações que se tornem obsoletas em curto espaço de tempo. Como muitas pesquisas são realizadas através de ensaios em laboratório, é de fundamental importância para estimar a previsão do comportamento das estruturas de um determinado concreto, que estes resultados venham relacionados com a condição real em que a estrutura está exposta. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo estudar o efeito da carbonatação no processo de degradação natural de estruturas de concreto na cidade de Pelotas/RS.

2. METODOLOGIA

Neste trabalho foi utilizado como metodologia o ensaio ao natural, através da exposição de 60 amostras no ambiente urbano, como forma de avaliar a real interação das estruturas de concreto com o meio agressivo ao longo do tempo. Os corpos-de-prova cilíndricos foram doados pela Construtora Schumann, sendo moldados no dia 28/05/2014 e expostos no ambiente urbano no dia 29/05/2014. Estes estão ilustrados na figura 1 e suas especificações estão descritas na tabela 1.



Figura 1 - Corpos-de-prova utilizados na realização do ensaio. Fonte: autora

Tabela 1 - Especificações dos corpos-de-prova utilizados no ensaio

Cilíndricos de 10x20 cm	
fck de 20 MPa	
Cimento CP IV -32 da Votoran	
Consumo de cimento de 350 Kg/m ³	
Consumo de água de 210 l	
Sem aditivos	
Data da moldagem	28/05/2014
Data da retirada	29/05/2014

Foram implantadas 12 amostras em cinco diferentes locais da cidade de Pelotas/RS, considerados pontos estratégicos e determinados com auxílio da equipe de estudos urbanos da cidade, sendo estes: o Hotel Curi, localizado no centro da cidade; Campus Porto (Antigo Frigorífico Anglo), no bairro Porto; o Terminal Rodoviário, no bairro Fragata; Empresa São Marcos e Restaurante Santa Justina, ambos no bairro Três Vendas. A figura 2 mostra o ambiente em que as amostras foram expostas, enquanto que a figura 3 demonstra o mapeamento destes locais na cidade.



Figura 2: Locais em que as amostras foram expostas. (a) Restaurante Santa Justina (b) Campus Porto (c) Empresa São Marcos (d) Hotel Curi (e) Terminal Rodoviário. Fonte: autora

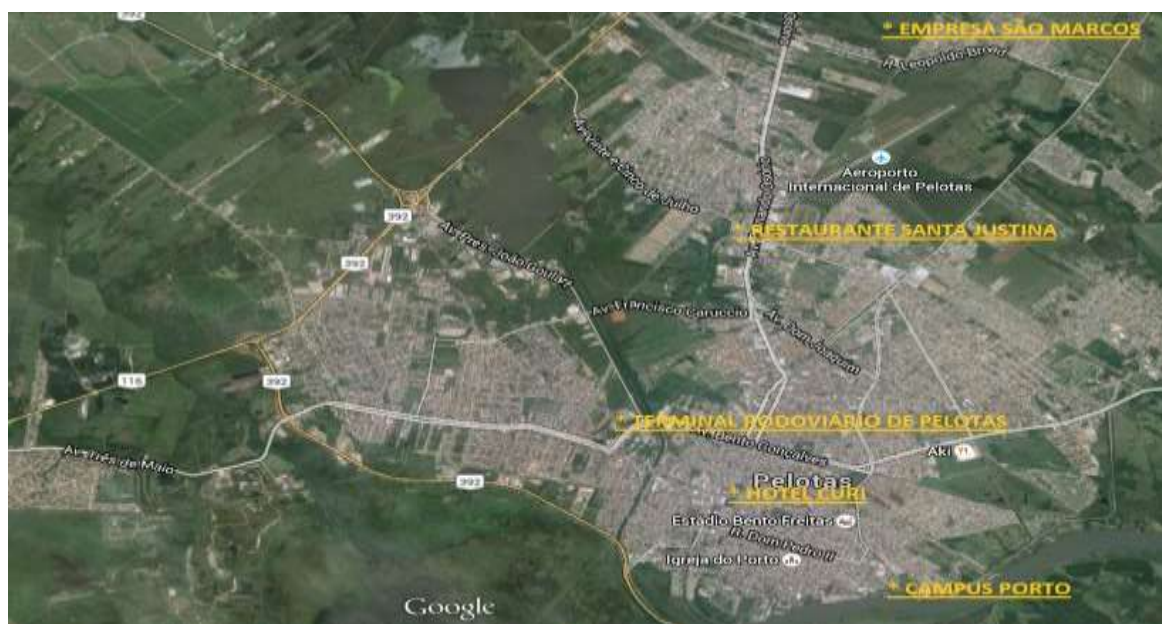


Figura 3: Mapeamento da localização dos corpos-de-prova na cidade de Pelotas/RS. Fonte: Google earth, adaptado pela autora.

As amostras foram expostas ao ambiente urbano por um período total de 16 meses, sendo a análise da carbonatação realizada a cada 4 meses com 3 amostras de cada localidade. A frente de carbonatação natural no concreto foi determinada através da técnica de aspersão de solução à base de fenolfatleína na face recém fraturada do concreto. Ao se utilizar essa substância, as regiões mais alcalinas (não carbonatadas e com $\text{pH} \geq 12$) apresentam-se na cor vermelho carmim, enquanto as menos alcalinas (carbonatadas e com $\text{pH} < 9$) permanecem incolor.

3. RESULTADOS

Depois de completado o tempo em ambiente natural para a realização do ensaio de carbonatação, os corpos-de-prova foram levados ao laboratório, rompidos em prensa hidráulica, e feita a aplicação de solução à base de fenolfatleína. Foram feitos, então, registros fotográficos de todas as amostras, conforme ilustra a figura 4.



Figura 4 - Corpos-de-prova com tempo de exposição de 16 meses, após ensaio. Fonte: autora

Com o registro de cada corpo-de-prova para cada localidade, e com o auxílio do software Photoshop, a área degradada foi contornada. Após, a imagem foi inserida no programa gráfico AutoCad, sendo colocado em escala, utilizando-se como unidade o milímetro em conformidade com a real dimensão da amostra. No contorno feito anteriormente foram desenhadas linhas para que fossem obtidas as áreas de interesse. Com estas áreas delimitadas, foram feitas em seu interior medições da profundidade carbonatada através de linhas com afastamento de um milímetro, da face superior até a frente de carbonatação, sendo convencionado para este trabalho que somente as laterais do corpo-de-prova seriam analisadas. A figura 5 ilustra este procedimento para um corpo-de-prova de cada localidade, enquanto a figura 6 exemplifica a área e as medidas das profundidades carbonatadas.

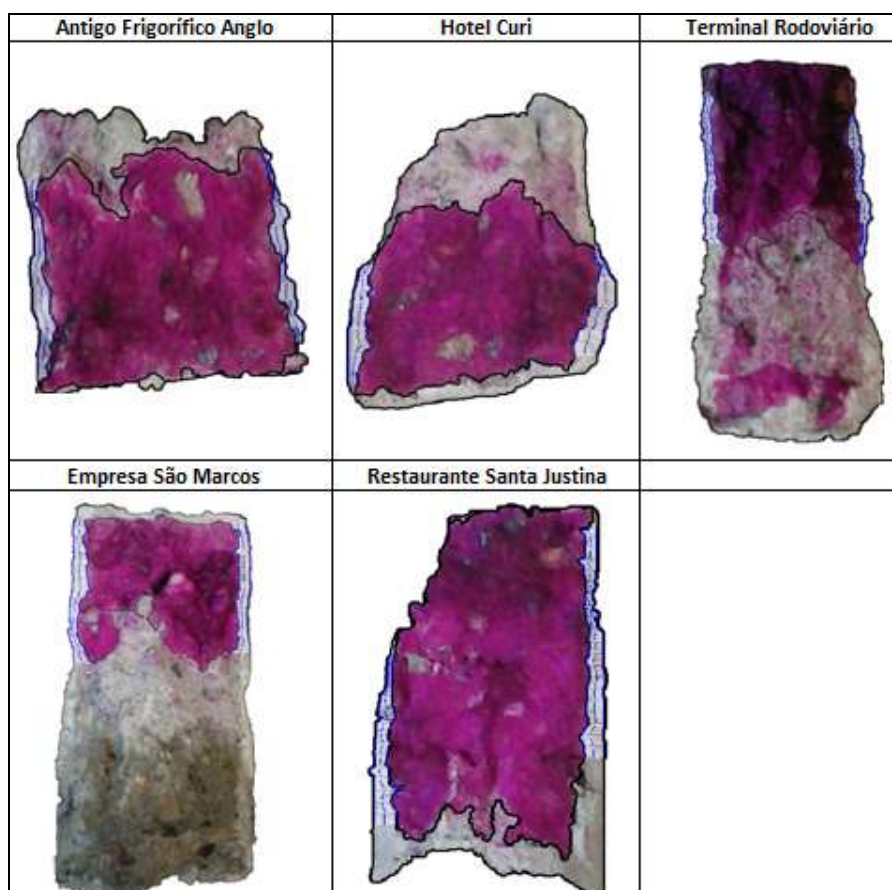


Figura 5 - Amostras após análise da profundidade carbonatada.

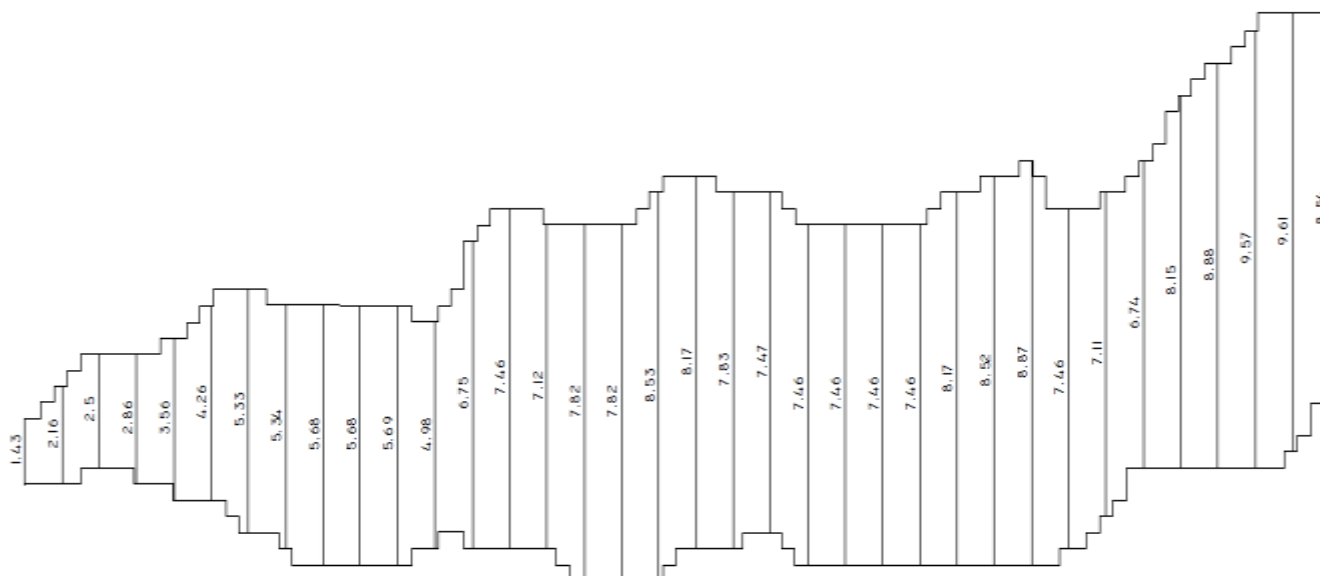


Figura 6 - Detalhe das medidas da profundidade carbonatada (mm).

Após a análise das amostras como demonstrado acima, foi possível identificar a profundidade de carbonatação, bem como a área degradada. Neste trabalho estão demonstradas a maior profundidade e a maior área degradada entre as 3 amostras retiradas e analisadas de cada localidade. As figuras 7 e 8 mostram estes valores, respectivamente, após 16 meses de exposição em ambiente urbano.



Figura 7 - Maior profundidade encontrada em cada local após 16 meses de exposição.

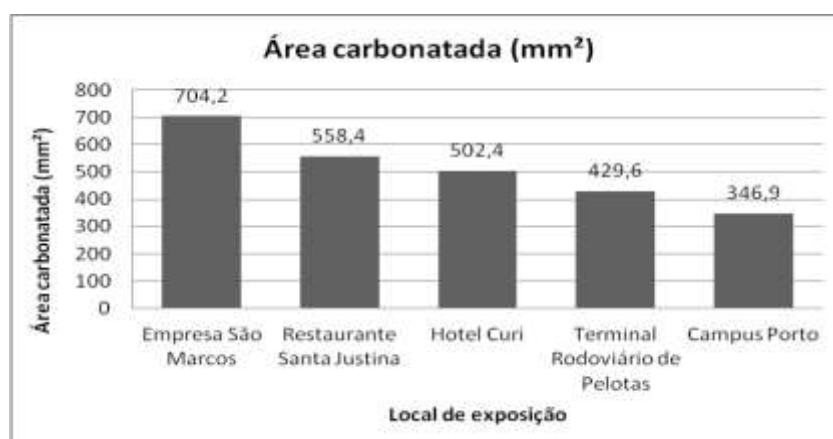


Figura 8 - Maior área carbonatada encontrada para cada local após 16 meses de exposição.

Baseado na figura acima, nota-se valores similares para a profundidade de carbonatação, sendo a menor profundidade encontrada de 9,61mm e a maior de 12,04mm, o equivalente a uma diferença de 20,2%. Já para a área carbonatada, a diferença é de 50,7% comparando a maior e menor área encontrada. Este fato pode se dar devido ao formato dos corpos-de-prova após o rompimento. Já em comparação com o cobrimento mínimo, que segundo a NBR 6118 [9] é de 25mm para laje e 30 mm para viga/pilar em ambiente urbano com risco de deterioração leve, a maior profundidade de carbonatação de 12,04mm possui uma diferença de 51,84% para o menor cobrimento e de 59,87% para o de viga/pilar. Percebe-se também que o menor valor encontrado de 9,61mm mesmo possuindo diferença de 61,6% e 68% em relação ao cobrimento para laje e viga/pilar respectivamente, é um valor bastante expressivo, levando em conta o pouco tempo de exposição em que as amostras permaneceram em ambiente urbano.

Estes resultados para a profundidade de carbonatação e área carbonatada podem ser explicados pela influência das condições climáticas do ambiente de exposição na degradação do concreto. Segundo Cánovas [3], certos fatores mesmo que não sejam capazes de romper a passividade, podem após o processo desencadeado, acelerar o efeito corrosivo, aumentando a velocidade de corrosão. Os principais aceleradores são o oxigênio e a umidade, agindo conjuntamente e acima de uma determinada proporção. Esta para o oxigênio não está bem definida, mas sabe-se que para a umidade é estimada em aproximadamente 60%, de forma que umidade superior a essa origina fortes corrosões sempre que exista a presença de oxigênio. A cidade de Pelotas possui uma alta taxa de umidade, tendo uma média de 83,9% no período estudado, o que pode ter facilitado a velocidade da carbonatação. Este fato está demonstrado na figura 9, através de dados da umidade relativa do tempo em que as amostras ficaram expostas. Tais dados foram obtidos através do sítio eletrônico da Estação Agroclimatológica de Pelotas [10], localizada no Capão do Leão, que disponibiliza boletins diários e mensais de variáveis meteorológicas.

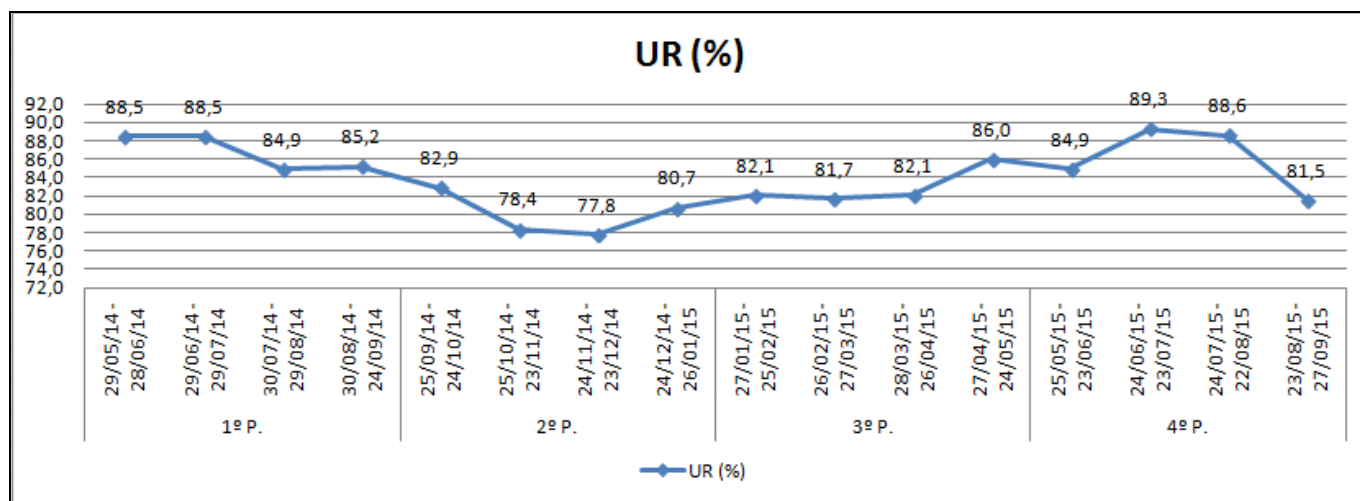


Figura 9 – Média da umidade relativa na cidade de Pelotas/RS no período do estudo em questão. Fonte: autora

4. CONCLUSÃO

Os ensaios realizados através de amostras expostas ao ambiente urbano obtiveram resultados muito significativos. O menor valor de profundidade carbonatada encontrado, mesmo possuindo uma diferença mais expressiva em relação ao cobrimento mínimo exigido por norma, mostrou-se um resultado bastante elevado, principalmente devido ao pouco tempo de exposição dos corpos-de-prova. Já em relação à área carbonatada, os resultados também se mostraram elevados, mesmo possuindo entre as diferentes localidades uma variação maior do que a encontrada na análise da frente de carbonatação.

Os resultados encontrados por este trabalho podem auxiliar para que se chegue a um padrão de carbonatação em estruturas de concreto na cidade de Pelotas, diferenciando-se pelos diferentes bairros em que as amostras foram expostas. Estes indicam também, a importância de estudos que utilizem o ensaio natural como metodologia, avaliando assim a real interação da estrutura com o ambiente, já que seu comportamento é diferenciado dependendo de onde esta será inserida.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



É, portanto, de fundamental importância a análise do comportamento do material ao longo do tempo, levando em consideração o ambiente em que este estará exposto, para que assim, se possa estimar a durabilidade de estruturas de concreto com uma maior precisão, evitando que sejam construídas edificações que se tornem obsoletas em curto espaço de tempo, principalmente devido ao ambiente em que estão inseridas.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Souza, V.; Ripper, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1998, 255p.
- [2] Helene, P. “Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto”. *Ambiente Construído*, São Paulo, 1997, v.1, n.2, pp.47-57.
- [3] Cánovas, M.F. *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo:Pini, 1988,522p.
- [4] Possan, E. “Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado”. 2004. 155 f. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- [5] Rocha, F.C. *et al.* “Influência da espessura de revestimento e da contaminação por cloretos nas leituras de potencial de corrosão de armaduras.” *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, 2014 v.8, n.2, pp.43-53. Disponível em <<https://revistas.ufg.br/index.php?journal=reec&page=article&op=view&path%5B%5D=26968&path%5B%5D=16463>>. Acesso em 08 jan. 2016.
- [6] Helene, P. *Corrosão em armaduras para concreto armado*. São Paulo: Pini,1986,46p.
- [7] Vaghetti, M.A. “Efeitos da cinza volante com cinza de casca de arroz ou sílica ativa sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland.” 1999.118f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria.
- [8] Figueiredo, C. “Estudo da carbonatação em estruturas de concreto armado em Brasília – Avaliação de pilares.” 2004. 240f. Tese (Doutorado em estruturas e construção civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- [9] Associação Brasileira De Normas Técnicas. “Projeto de estruturas de concreto - Procedimento”. *NBR 6118*. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- [10] Estação Agroclimatológica de Pelotas. *Boletim Agroclimatológico*. Disponível em <<http://agromet.cpact.embrapa.br/estacao/boletim.php>> Acessado em: 25.dez.2015.



AVALIAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA À TRAÇÃO DE ARGAMASSAS DE REVESTIMENTO EM ENSAIOS LABORATORIAIS

P. VALENTINI

Mestranda, Eng. Civil
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
paolavalentinieng@gmail.com

C. KAZMIERCZAK

Professor, Dr., Eng. Civil
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
claudiok@unisinoss.br

M. SCHAFFER

Mestre, Eng. Civil
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
mauschafer@gmail.com

RESUMO

A aderência da argamassa ao substrato é a principal propriedade mecânica que influencia no desempenho dos sistemas de revestimentos. Não obstante a complexidade do fenômeno de aderência, o método de ensaio normalizado no Brasil para determinação da resistência de aderência à tração de argamassas de revestimento possui elevada variabilidade nos resultados. Assim, o objetivo desta pesquisa foi avaliar a resistência de aderência de duas metodologias de ensaio, uma realizada de acordo com o estipulado pela NBR 13528 (ABNT, 2010) e outra através de uma nova forma de moldagem do sistema de revestimento. O estudo foi realizado em argamassas com dois diferentes tipos de consistência, aplicados sobre blocos cerâmicos chapiscados, através das duas metodologias citadas, nas condições ambientais de laboratório, dispondo de um total de dezesseis conjuntos realizados através da composição dos fatores de controle. A avaliação da resistência de aderência à tração dos conjuntos foi realizada aos 28 dias de cura, sendo que em cada conjunto foram realizados seis arrancamentos, totalizando noventa e seis ao final dos ensaios. Os resultados obtidos foram submetidos à análises das formas de ruptura e análise estatística de variância (ANOVA) para verificar a significância do efeito dos fatores de controle sobre os valores de resistência de aderência à tração dos conjuntos. Verificou-se que o método alternativo para ensaios em laboratório apresenta menor variabilidade e resultados superiores ao método especificado em norma.

Palavras-chave: argamassa, revestimento, aderência, variabilidade.

ABSTRACT

The adhesion of the mortar to the substrate is the main mechanical property that influences the performance of coating systems. Despite the complexity of the binding phenomenon, the standardized test method in Brazil to determine the adhesion tensile strength of mortar coating has high variability in results. The objective of this research was to evaluate the strength of adhesion of two methodologies, one performed in accordance with the stipulated by NBR 13528 (ABNT, 2010) and another through a new way. The study was conducted in two mortars with different consistency, applied to ceramic block, using the two methods mentioned, in laboratory conditions, providing a total of sixteen sets performed via the composition of the control factors. The evaluation of the tensile bond strength of the joint was performed after 28 days of curing, and in each joint were conducted six pull-outs totaling ninety-six at the end of the tests. The results were submitted to analysis of types of failure and statistical analysis of variance (ANOVA) to test the significance of the effect of the control factors on the bond strength values of tensile set. The new method results in lower variability and higher strength values.

Keywords: mortar, coating adhesion, variability.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Quando a construção deixa de desempenhar as funções que foram determinadas na fase de projeto, dentro do período previsto para sua vida útil, se diz, de acordo com a NBR 15575-1 [1], que a durabilidade desta está extinta, e então surgem as manifestações patológicas.

A aderência da argamassa endurecida ao substrato é um fenômeno essencialmente mecânico, em virtude, principalmente, da penetração da pasta aglomerante ou da própria argamassa nos poros ou ainda entre as rugosidades da base de aplicação, sendo que os materiais integrantes das argamassas, tanto em sua natureza como em suas proporções, exercem grande influência na aderência [2].

A análise da resistência de aderência à tração da interface entre a argamassa e o substrato, através de ensaios, é um dos principais parâmetros para avaliar o desempenho do sistema de revestimento de argamassa, sendo este preconizado por diferentes normas, em âmbito nacional e internacional. No Brasil, esta avaliação da resistência de aderência à tração, também conhecida como resistência ao arrancamento, está prevista na NBR 13528 [3]. A forma de ruptura dos corpos de prova também deve ser considerada. De acordo com Carasek [2], este dado pode ser mais importante que o valor encontrado na própria resistência de aderência. Os tipos de ruptura possíveis de acontecer nos revestimentos com utilização de argamassas, de acordo com a NBR 13528 [3], são: no substrato, na interface substrato/chapisco, no chapisco, na interface chapisco/argamassa, na argamassa, na interface argamassa/cola e na interface cola/pastilha. É importante ressaltar que estas rupturas demonstram processos diferentes, como exemplo: rupturas adesivas (localizadas na interface substrato/chapisco e chapisco/argamassa) possuem maior tendência para manifestações patológicas; rupturas coesivas (no interior do substrato, chapisco ou argamassa) são menos preocupantes (com exceção se os valores de aderência se apresentam muito baixos); enquanto que as demais rupturas são consideradas como falha de colagem e/ou que os valores obtidos no ensaio são inadequados [4].

A extensão de aderência também é um fenômeno que influencia na resistência à tração, sendo este a razão entre a área de contato efetivo e a área total possível de ser conectada, ou seja, é o nível de contato entre a argamassa e a base. Sendo assim, pode-se dizer que a extensão de aderência avalia indiretamente a quantidade de defeitos presentes na região da interface, considerando-se que a falha na aderência ocorre em virtude da falta de contato [5].

Apesar de aceito no meio técnico, o método normalizado na NBR 13528 [3] tem como característica a elevada variabilidade dos resultados. Antunes [6] relata que os mecanismos que controlam a aderência dos revestimentos no estado endurecido não são completamente entendidos, nem existem ensaios adequadamente padronizados para que se possa avaliar a resistência de aderência em razão dos inúmeros fatores constituintes sobre a aderência, dificultando o real comportamento da resistência de aderência dos revestimentos.

Diante do exposto, este estudo se propõe a avaliar a eficiência de um novo método de moldagem de exemplares para ensaios de resistência de aderência em laboratório. O trabalho foi realizado com uma argamassa, cuja quantidade de água foi adequada de forma a resultar em duas consistências (uma recomendada pela norma brasileira e outra um pouco mais plástica), aplicadas sobre blocos cerâmicos chapiscados através de duas metodologias de ensaio (uma realizada de acordo com o estipulado pela NBR 13528 [3] e outra através de uma nova forma de moldagem), nas condições ambientais de laboratório. Para tanto, foram executados 16 conjuntos visando avaliar a resistência de aderência à tração destes aos 28 dias de cura, através da submissão de análise estatística de variância (ANOVA) para verificar a significância do efeito dos fatores de controle sobre as variáveis dependentes, bem como análise dos tipos de ruptura e extensão de aderência.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Aglomerantes

Os aglomerantes utilizados na pesquisa foram o cimento Portland CP II-F-32 e a cal hidratada CH-I, adquiridos de um único lote.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A partir de ensaios realizados de acordo com as recomendações da NBR NM 23 [7], o cimento apresentou uma massa específica de 2,91 kg/dm³. A Tabela 1 apresenta a caracterização granulométrica dos grãos do CP II-F-32, obtida por granulometria laser.

Tabela 1 – Caracterização dos grãos do CP II-F-32

Grãos passantes (%)	10	50	90
Tamanho máximo (µm)	7,88	22,06	49,10

Para a composição das argamassas optou-se pela cal hidratada CH-I, em função de sua pureza. Esta foi adquirida em sacos de 20 kg, todos do mesmo lote, sendo que a sua caracterização encontra-se na Tabela 2.

Tabela 2 – Caracterização da cal hidratada CH-I

Característica	Resultado
PF (%)	21,00
RI + SiO ₂ (%)	3,20
MgO (%)	30,30
H ₂ O combinada (%)	17,00
CO ₂ (%)	4,00
CO ₃ residual (%)	9,09
(CaO + MgO) não hidratada (%)	21,17
CaO disponível (%)	35,80
# 200 (0,075mm) (%)	2,60
Densidade aparente (g/cm ³)	0,523

A cal foi utilizada na forma de pasta misturada com água com no mínimo 24 horas de antecedência à sua utilização na produção das argamassas. Esse processo tem como objetivo garantir a adsorção de água pela cal e também que a quantidade de água para a mistura se mantenha a mesma ao longo de todas as produções de pasta. Na sequência, está apresentada a caracterização granulométrica da cal (Tabela 3).

Tabela 3 – Caracterização dos grãos da cal hidratada CH-I

Grãos passantes (%)	10	50	90
Tamanho máximo (µm)	2,87	18,97	50,55

2.1.2 Agregado

O agregado miúdo empregado foi uma areia natural de rio, de origem quartzosa, proveniente do rio Jacuí, na região de Porto Alegre/RS. A caracterização do agregado miúdo natural foi realizada conforme as normas brasileiras: NBR NM 45 [8] (massa unitária), NBR NM 52 [9] (massa específica) e NBR NM 248 [8] (distribuição granulométrica). A massa unitária encontrada foi de 1,56 g/cm³ e a massa específica 2,59 g/cm³. A Tabela 4 apresenta a caracterização granulométrica.

Tabela 4 – Composição granulométrica do agregado miúdo

Peneira (mm)	Retida (%)	Acumulada (%)
4,8	0	0
2,4	8	8
1,2	17	25
0,6	19	44
0,3	33	77
0,15	21	98
< 0,15	2	100
Total	100	-
Dimensão máxima característica		4,8 mm
Módulo de finura		2,53

2.1.3 Água

A água utilizada para a preparação da cal e das argamassas é a fornecida através do Serviço Municipal de Água e Esgotos da cidade de São Leopoldo (SEMAE), localizado no estado do Rio Grande do Sul.

2.1.4 Bloco cerâmico

Os blocos cerâmicos foram adquiridos de uma olaria da região que fornece produtos normatizados para o mercado. Estes possuem dimensões de 140 x 190 x 290 mm e foram submetidos aos ensaios de caracterização de acordo com as normas específicas para componentes cerâmicos, sendo estas: NBR 15270-1, 15270-2 e 15270-3 [11][12][13]. Os resultados encontram-se na Tabela 5.

Tabela 5 – Caracterização dos blocos cerâmicos

Características Geométricas						Características Físicas		Característica Mecânica
Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Área da face (mm ²)	Desvio em relação ao esquadro (mm)	Planeza da face (mm)	Massa seca (g)	Índice de absorção de água ((g/193,55cm ²)/min)	Resistência à compressão (MPa)
287	139	191	40109	1,96	2,19	7085,87	11,7	12,9

2.2 Método

2.2.1 Chapisco

Os substratos cerâmicos foram chapiscados em uma única camada de aproximadamente 5 mm, com o traço 1:3. Para a produção do chapisco foi utilizada uma relação $a/c = 1,75$, determinada por um mestre pedreiro oficial, com o objetivo de garantir a trabalhabilidade da mistura. O mesmo profissional realizou a aplicação do chapisco nos substratos cerâmicos. Os conjuntos (substrato cerâmico + chapisco) permaneceram durante 7 dias em sala climatizada com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade de $65 \pm 5\%$ para a cura do chapisco e, após este período, foi realizada a aplicação do revestimento.

2.2.2 Produção das argamassas

Para a produção das argamassas foi utilizado um traço 1:2:9 em massa (cimento, cal e areia), com quantidade de água necessária para se obter as consistências de 240 ± 5 mm e 260 ± 5 mm (esta última recomendada de acordo com a NBR 13276 [14]). A mistura de areia, cal e água, foi realizada de 16 a 24 horas antes de se adicionar o cimento, baseado na NBR 13276 [14]. A preparação da mistura foi realizada numa argamassadeira de eixo vertical, onde a areia foi misturada com a cal e cerca de 70% da água da mistura. Após o intervalo de maturação da pré-mistura, o cimento e a água necessária para o ajuste do índice de consistência foram adicionados e homogeneizados, ainda de acordo com o estipulado pela NBR 13276 [14]. Após a confecção das argamassas foram realizados os ensaios de caracterização no

estado fresco, as moldagens da caracterização no estado endurecido e a aplicação das argamassas nos substratos, e, após 28 dias de cura, foram realizados os ensaios no estado endurecido das argamassas e de resistência de aderência à tração dos 16 conjuntos.

2.2.3 Produção dos sistemas de revestimento

Para a produção dos sistemas de revestimento a serem ensaiados, os blocos cerâmicos foram armazenados em sala climatizada nas condições de laboratório, durante 7 dias, para que estivessem nas mesmas condições de umidade e temperatura para o recebimento do chapisco. Decorrido o período de cura do chapisco, os blocos receberam revestimento com uma espessura fixada em 20 ± 2 mm, sendo realizados em dois processos de execução dos revestimentos: um deles o convencional (aplicação manual por profissional qualificado) e o outro através da metodologia nova (delimitação prévia dos locais de ensaio visando a determinação da resistência de aderência por meio de anéis de PVC com 50 mm de diâmetro interno). Para cada situação foram moldados quatro conjuntos contendo seis corpos de prova cada, conforme demonstra a Tabela 6.

Tabela 6 – Identificação dos conjuntos e composições

Identificação	Composição	Quantidade de conjuntos	Quantidade de ensaios de arrancamento	Total
240mmMR	Argamassa consistência de 240mm x Metodologia Referência	4	6	24
240mmMN	Argamassa consistência de 240mm x Metodologia Nova	4	6	24
260mmMR	Argamassa consistência de 260mm x Metodologia Referência	4	6	24
260mmMN	Argamassa consistência de 260mm x Metodologia Nova	4	6	24

A Figura 1 apresenta detalhe da produção e preparação dos corpos de prova para a execução do ensaio de resistência de aderência à tração, segundo a metodologia nova (à esquerda), substrato chapiscado com os anéis de PVC posicionados; (à direita), o revestimento aplicado e pronto para o ensaio de aderência.



Figura 1: Conjunto realizado com a metodologia nova.

Os conjuntos realizados com a metodologia nova foram moldados com o posicionamento prévio de moldes cilíndricos de PVC untados com cera de abelha sobre a superfície dos blocos cerâmicos. Estes anéis tem a função de minimizar os danos a que o revestimento está sujeito no processo de preparo dos corpos-de-prova por meio de corte com serra-copo, especificado no método descrito na norma brasileira.

Nos exemplares onde foi utilizada a metodologia recomendada pela NBR 13528 [3], logo após a cura dos revestimentos, ao ser realizado o corte do revestimento de argamassa com serra copo diamantada, 3 dos 48 corpos de prova foram danificados e desprezados (segue exemplo na Figura 2). Além da perda destes exemplares, há diversas críticas sobre a possibilidade do processo de corte gerar esforços de cisalhamento que possam diminuir a resistência de aderência potencial do revestimento nos demais pontos de ensaio.



Figura 2: Corpo de prova danificado pelo processo de delimitação da área de ensaio, com uso de serra-copo diamantada.

A cura dos revestimentos foi realizada em sala climatizada com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade de $65 \pm 5\%$, por 28 dias. Após o período de cura, foram aplicadas pastilhas metálicas de diâmetro de 50 mm com adesivo epóxi sobre as argamassas de revestimento. No total, foram realizados 48 arrancamentos por tipo de metodologia. O ensaio foi baseado na NBR 13528 [3] e realizado com dinamômetro portátil da marca Dinateste.

2.2.4 Ensaio das argamassas no estado fresco

Para a caracterização das argamassas no estado fresco foram realizados ensaios de índice de consistência (ajustando o teor de água para se obter as consistências desejadas), retenção de água, densidade de massa aparente e teor de ar incorporado. Os resultados e normas brasileiras utilizadas encontram-se na Tabela 7.

Tabela 7 – Caracterização das argamassas no estado fresco

Ensaio de Caracterização Argamassas Estado Fresco	Resultados:		Norma Brasileira utilizada:
	240 mm	260 mm	
Índice de consistência (água necessária (g))	92,5	110,0	13276/2005
Retenção de água (%)	98	98	13277/2005
Densidade de massa aparente - γ_s (g/cm ³)	2,13	2,10	13278/2005
Teor de ar incorporado (%)	1,60	1,15	13278/2005

A trabalhabilidade das argamassas também foi determinada pelo método do *squeeze-flow*, de acordo com as recomendações da NBR 15839 [15], em virtude deste ser capaz de detectar as alterações nas características reológicas das argamassas em estudo. Os resultados do ensaio são demonstrados na Figura 3.

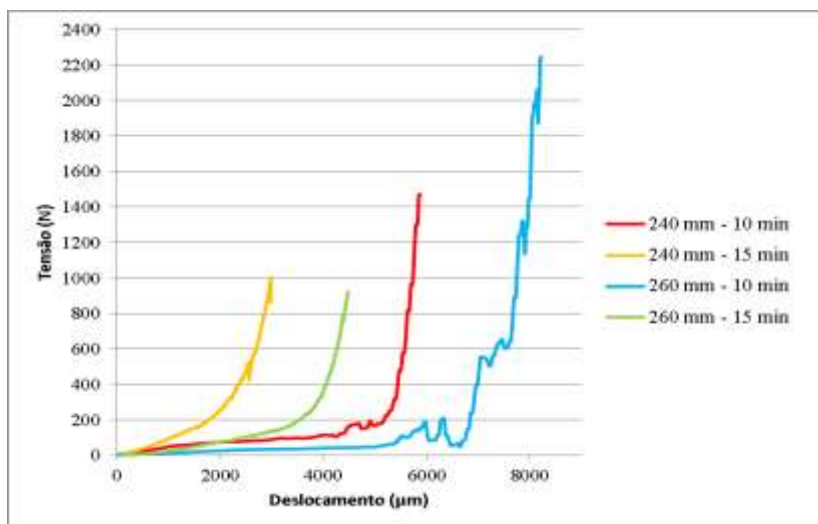


Figura 3: Curva tensão x deslocamento do ensaio de *squeeze-flow*

2.2.5 Ensaio das argamassas no estado endurecido

No estado endurecido foram determinados a absorção de água total, absorção por capilaridade, resistência à tração na flexão, resistência à compressão e densidade de massa. Os resultados e normas brasileiras empregadas encontram-se na Tabela 8.

Tabela 8 – Caracterização das argamassas no estado endurecido

Ensaio de Caracterização Argamassas Estado Endurecido	Resultados:		Norma Brasileira utilizada:
	240 mm	260 mm	
Absorção de água total (%)	13,20	14,03	9778/2005
Índice de vazios (%)	25,42	26,99	9778/2005
Massa específica real (g/cm ³)	2,58	2,64	9778/2005
Coefficiente de capilaridade (g/dm ² .min ^{1/2})	7,47	7,23	15259/2005
Resistência à tração na flexão (MPa)	2,2	1,7	13279/2005
Resistência à compressão (MPa)	6,8	5,0	13279/2005
Densidade de massa (g/cm ³)	1,86	1,88	-

2.2.6 Ensaio de resistência de aderência à tração dos conjuntos

Os revestimentos ensaiados segundo as especificações da norma brasileira passaram por processo de corte de maneira contínua em um eixo vertical, com a utilização de serra diamantada, de acordo com as recomendações da NBR 13528 [3], com dimensões internas de 50 mm de diâmetro, acoplada em uma furadeira de bancada. Após os cortes, as peças sofreram limpeza com um jato de ar a fim de eliminar qualquer resíduo que dificultasse a aderência da cola na superfície do revestimento. A seguir, as pastilhas metálicas foram coladas com massa plástica e realizados os ensaios de arrancamento. Nos revestimentos em que o ensaio foi executado de acordo com a nova metodologia, as pastilhas foram coladas diretamente sobre o revestimento e estes foram arrancados de dentro dos anéis de PVC de 50 mm, conforme demonstrado na Figura 4.



Figura 4: Ensaio de resistência de aderência realizado com a metodologia nova.

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com o intuito de avaliar o comportamento geral das argamassas de revestimento utilizadas nesta pesquisa, a Tabela 9 apresenta a resistência média de aderência à tração e seus coeficientes de variação para as metodologias utilizadas.

Tabela 9 – Resultados das resistências de aderência à tração

Identificação	Resistência de aderência à tração (MPa)	Coefficiente de variação (%)
240mmMR	0,56	36,9
240mmMN	0,63	21,8
260mmMR	0,52	35,0
260mmMN	0,58	26,6

3.1 Influência da metodologia na resistência de aderência à tração

De acordo com os dados apresentados na Tabela 9, pode-se verificar que os conjuntos que seguiram o procedimento proposto pela NBR 13528 [3] apresentaram decréscimo na ordem de 11% na resistência de aderência à tração quando comparados aos conjuntos que utilizaram a nova metodologia, proposta por esta pesquisa, tanto para a argamassa com consistência de 240 mm quanto para de consistência de 260 mm. Também é possível identificar que o coeficiente de variação seguiu um comportamento similar, sendo maiores para os conjuntos que seguiram a metodologia de referência, mostrando assim que a metodologia nova possui uma menor variação nos resultados, além de sofrer menos influência do método na determinação da resistência de aderência potencial do revestimento.

As diferenças de resistência de aderência obtidas a partir dos dois métodos, entretanto, apesar de apresentarem razoável diferença entre seus valores médios, não são significativas sobre o ponto de vista estatístico, como visto a seguir.

A Tabela 10 apresenta os dados obtidos através da análise de variância (ANOVA), considerando o efeito isolado da metodologia empregada nos resultados de resistência de aderência à tração dos conjuntos realizados com argamassa de revestimento de consistência de 240 mm.

Tabela 10 – Análise de variância (ANOVA) da resistência de aderência à tração

Fonte	GDL	SQ	MQ	F	F crítico	Valor de P	Efeito significativo
Metodologia	1	0,082911	0,082911	2,54965	4,072654	0,117816	NS
Erro	43	1,448698					

Onde: GDL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada.

O resultado da análise de variância apresentou, para um nível de confiança de 95%, efeito não significativo (valor de 'p' superior a 0,05).

A Tabela 11 apresenta a análise de variância (ANOVA) entre o fator metodologia e resistência de aderência à tração nos revestimentos que empregaram a argamassa com consistência de 260 mm. O resultado da análise de variância também apresentou, para um nível de confiança de 95%, efeito não significativo (valor de 'p' superior a 0,05), ou seja, a metodologia não influenciou para esta propriedade.

Tabela 11 – Análise de variância (ANOVA) da resistência de aderência à tração

Fonte	GDL	SQ	MQ	F	F crítico	Valor de P	Efeito significativo
Metodologia	1	0,03782	0,03782	1,330727	4,072654	0,255198	NS
Erro	43	1,448698					

Onde: GDL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada.

3.2 Influência da consistência da argamassa de revestimento na resistência de aderência à tração

A resistência de aderência à tração (Tabela 9) é influenciada pela consistência das argamassas de revestimento, e apresenta uma diminuição na ordem de 8% na argamassa menos trabalhável. Entretanto, a partir de uma análise estatística, esta diferença não se mostrou significativa.

Para a verificação da significância entre os resultados de resistência aderência à tração dos conjuntos que utilizaram a metodologia de referência descrita na NBR 13528 [3], realizou-se uma análise de variância (ANOVA), considerando o efeito isolado a consistência da argamassa de revestimento empregada na propriedade de aderência. A Tabela 12 apresenta os dados obtidos.

Tabela 12 – Análise de variância (ANOVA) da resistência de aderência à tração

Fonte	GDL	SQ	MQ	F	F crítico	Valor de P	Efeito significativo
Consistência	1	0,045184	0,045184	1,341494	4,072654	0,253315	NS
Erro	43	1,459825					

Onde: GDL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada.

O resultado de análise de variância apresentou, para um nível de confiança de 95%, efeito não significativo (valor de 'p' superior a 0,05), logo, a consistência não influenciou significativamente os resultados de resistência de aderência.

A Tabela 13 apresenta a análise de variância (ANOVA) entre o fator consistência e resistência de aderência à tração nos conjuntos utilizando a nova metodologia proposta.

Tabela 13 – Análise de variância (ANOVA) da resistência de aderência à tração

Fonte	GDL	SQ	MQ	F	F crítico	Valor de P	Efeito significativo
Consistência	1	0,07122	0,07122	3,065813	4,061706	0,086925	NS
Erro	45	1,09335					

Onde: GDL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada.

A análise de variância resultou que para um nível de confiança de 95%, efeito não significativo (valor de 'p' superior a 0,05), ou seja, a consistência não influenciou nos resultados de resistência de aderência à tração.

3.3 Influência do tipo de ruptura na resistência de aderência à tração

Os resultados de resistência de aderência também foram analisados em relação ao tipo de ruptura ocorrido durante o ensaio. A NBR 13528 [3] mostra que existem cinco formas de ruptura citadas anteriormente, e, dentre estas, foi possível verificar visualmente apenas a ocorrência de dois tipos de ruptura, sendo elas: ruptura da argamassa de revestimento e ruptura na interface revestimento/chapisco.

É importante frisar que nenhum dos arrancamentos apresentou apenas uma única forma de ruptura. Para verificar a porcentagem de cada tipo de ruptura, recorreu-se a representação gráfica, através do programa computacional AutoCAD. Com o paquímetro, após os arrancamentos, foram realizadas três medidas dos diâmetros dos corpos de prova, a fim de obter a área real destas, permitindo a verificação do percentual de ruptura posteriormente. As imagens de cada local de arrancamento foram inseridas no programa computacional, e então foram realizados traçados, manualmente, para que, ao final, fossem realizadas hachuras e se verificasse a área de cada ruptura e, então obter a respectiva porcentagem, conforme mostram as Figuras 5 e 6.

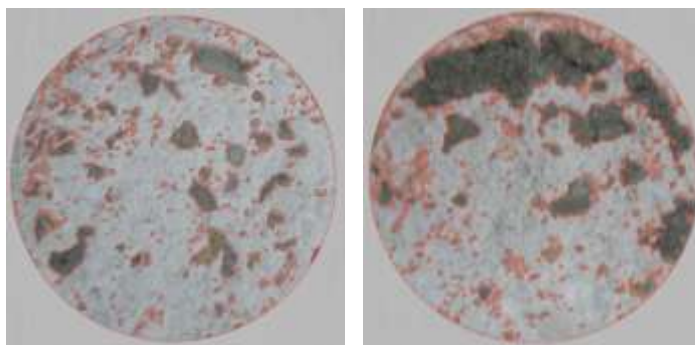


Figura 5: Corpos de prova em análise

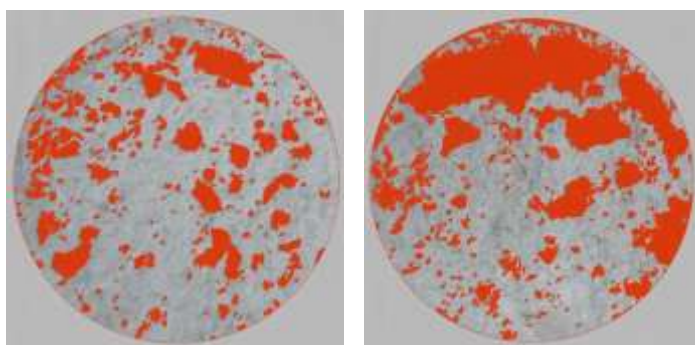


Figura 6: Corpos de prova analisados e hachurados

Na Tabela 14 estão apresentados os percentuais médios dos conjuntos para cada tipo de ruptura.

Tabela 14 – Tipos de ruptura e seus percentuais

Identificação	Tipos de ruptura	
	Revestimento	Revestimento/Chapisco
240mmMR	92,3%	7,7%
240mmMN	84,5%	15,5%
260mmMR	94,6%	5,4%
260mmMN	88,7%	11,3%

Observa-se que para as duas consistências de argamassa de revestimento utilizadas, a ruptura na interface chapisco/revestimento aumenta, o que indica menor ruptura coesiva, ou seja, uma diminuição nos danos na argamassa de revestimento causados pela metodologia de ensaio utilizada.

4. CONCLUSÕES

As resistências de aderência à tração obtidas pelos dois métodos de ensaio utilizados apresentaram diferenças entre seus valores médios na ordem de 10%. O novo método apresentou maiores resultados de resistência de aderência à tração, e também uma menor variação nos resultados. Entretanto, apesar das diferenças entre as médias serem expressivas, elas não podem ser consideradas significativas sob o ponto de vista estatístico, uma vez que os coeficientes de variação do ensaio são elevados.

Acredita-se que o melhor desempenho do novo método de ensaio, que apresenta um valor médio de resistência mais elevado e menor variação entre os resultados de arrancamento seja decorrente do método submeter o revestimento a uma menor quantidade de danos durante o preparo das amostras para ensaio, pela exclusão da etapa de corte do revestimento com serra-copo.

Observa-se também que o aumento da consistência da argamassa de revestimento resulta em queda na resistência de aderência, mas não altera as conclusões sobre a diferença de desempenho entre os dois métodos de ensaio.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pela concessão de bolsas e pelo financiamento da pesquisa.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15575-1*: “Edificações habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos Gerais”. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] CARASEK, H. “Argamassas”. In: Isaia, G. C. *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. 1ª ed. v.2. cap. 26. São Paulo: Ibracon, 2007, pp. 863-903.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 13528*: “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração”. Rio de Janeiro, 2010.
- [4] CARASEK, H. “Argamassas”. In: Isaia, G. C. *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. 2ª ed. v.2. São Paulo: Ibracon, 2010, pp. 885-936.
- [5] ANTUNES *et. al.* “Análise da Influência do Equipamento Utilizado no Ensaio de Resistência de Aderência à Tração”. 4º Congresso Português de Argamassas e ETICS. 2012, 10p.
- [6] ANTUNES, R. “Influência da reologia e da energia de impacto na resistência de aderência de revestimentos de argamassa”. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica. São Paulo, 2005, 162p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR NM 23*: “Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica”. Rio de Janeiro, 2000.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR NM 45*: “Agregados – Determinação da densidade de massa e do volume de vazios”. Rio de Janeiro, 2006.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR NM 52*: “Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente”. Rio de Janeiro, 2003.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR NM 248*: “Agregados – Determinação da composição granulométrica”. Rio de Janeiro, 2003.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15270-1*: “Componentes cerâmicos. Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos”. Rio de Janeiro, 2005.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15270-2*: “Componentes cerâmicos. Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos”. Rio de Janeiro, 2005.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15270-3*: “Componentes cerâmicos. Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Métodos de ensaio”. Rio de Janeiro, 2005.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 13276*: “Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência”. Rio de Janeiro, 2005.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15839*: “Argamassa de assentamento e revestimento de paredes e tetos – Caracterização reológica pelo método squeeze-flow”. Rio de Janeiro, 2010.



AVALIAÇÃO DA FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM UMA INSPEÇÃO PREDIAL

A. MEDEIROS

Professor Adjunto I

UTFPR

PR; Brasil

arthurmedeiros@utfpr.edu.br

R. MEDEIROS

Prof. Assistente IV

UFPR

PR; Brasil

rui.med2@gmail.com

V. L. KUDLANVEC JR.

Mestrando em Eng. Civil

UFPR

PR; Brasil

viktorlorival86@gmail.com

RESUMO

A deterioração de estruturas de concreto ao longo dos anos é um tema bastante difundido entre as comunidades técnica e científica, porém usuários ainda não dão a devida importância ao assunto nas edificações que utilizam, trabalham e habitam. Existe no Brasil uma infinidade de edifícios de concreto armado de múltiplos pavimentos que foram construídos há mais de 30 anos que apresentam manifestações patológicas como corrosão das armaduras, deslocamento do concreto, entre outras. Quando estas patologias são aparentes, especialmente em fachadas, os usuários passam a se preocupar e buscar um engenheiro especialista para assegurar de que a edificação não venha a colapsar. É uma prática comum que estes engenheiros especialistas emitam laudos técnicos que certifiquem a estabilidade da estrutura e frequentemente fazem recomendações de procedimentos de recuperação estrutural. Este trabalho apresenta o estudo da frequência de vibração de um edifício comercial, situado em uma avenida de grande tráfego de automóveis e ônibus no centro da cidade de Curitiba/PR, que faz parte de uma vistoria técnica mais ampla. Usuários e proprietários deste edifício reclamavam que sentiam vibrações excessivas dentro dos escritórios e concomitante com a aparição de armaduras corroídas expostas na fachada passaram a se preocupar com a segurança do edifício. A análise dinâmica da estrutura foi realizada através da utilização de acelerômetros sísmicos com faixa de medição de 0,025 Hz a 800 Hz para a obtenção das frequências de vibração e comparadas com as frequências naturais de vibração de edificação. Foi constatado que a estrutura resiste às vibrações impostas, porém a mesma eventualmente causar um pequeno desconforto aos usuários.

Palavras-chave: patologia, concreto, vibração.

ABSTRACT

Concrete structures degradation along the years is a widespread issue in technical and scientific communities, but users do not give the same attention to the buildings they use, work and live. There is a lot of multilevel reinforced concrete buildings in Brazil built more than 30 years ago that present pathologies such as steel corrosion, surface breaking concrete and others. When these pathologies appear in the external facades, the users get worried and look for specialized engineers who could assure that the building will not collapse. Those engineers usually write a technical report that certifies the stability of the structure and recommend procedures for recovering. This work presents a study of the frequency of vibration from a larger technical survey in a commercial building located in a city center avenue with high traffic of buses in Curitiba/PR, Brazil. Users and owners complained that they are used to feel excessive vibration in their offices. Besides, they started to get worried about the building stability because of some corrosion steel surface in the external facades. A dynamic analysis of the structure was performed using seismic accelerometers with range readings from 0,025 Hz to 800 Hz in order to obtain the frequency of vibration and compare to the natural frequencies of the building. It was found that the structure resists to the imposed vibrations, but eventually it may cause some discomfort.

Keywords: pathology, concrete, vibration.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Patologia de estruturas de concreto

Segundo Souza e Ripper (1998) [1], patologia representa a área da engenharia que estuda os sintomas mecânicos, causas e origens dos defeitos das construções. O diagnóstico é a fase do processo de patologia que necessita do especialista a utilização do seu conhecimento técnico, experiência, capacidade de análise, síntese e bom senso. É nessa fase que a ligação causa/efeito deve ser realizada. O conhecimento, a vivência e a experiência do patologista são os fatores mais relevantes para se obter o sucesso de um trabalho de avaliação, reparo ou reforço estrutural.

De acordo com Medeiros (2006) [2], cabe ressaltar que a identificação da origem do problema permite também identificar, para fins judiciais, quem cometeu a falha. Assim, se o problema teve origem na fase de projeto, o projetista falhou; quando a origem está na qualidade do material, o fabricante errou; se está na etapa de execução, trata-se de falha na mão de obra e a fiscalização ou a construtora foram omissos; se na etapa de uso, a falha é da operação e manutenção.

Uma elevada porcentagem das manifestações patológicas tem origem nas etapas de planejamento e projeto, conforme a Figura 1. As falhas de planejamento e projeto são, em geral, mais graves que as falhas de qualidade dos materiais ou de má execução. É sempre preferível investir mais tempo no detalhamento e estudo da estrutura que, por falta de previsão, tomar decisões precipitadas. O Brasil vai na contramão quando se fala em tempo para planejamento e projeto, é dado pouco tempo para estes e leva-se muito tempo para a execução. Esta situação é bem representada pela lei de evolução de custos de Sitter (1984) [3].



Figura 1: Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis
Helene (1992) [4]

1.2 Lei de evolução de custos

Dividindo as etapas construtivas e de uso de uma edificação em quatro períodos correspondentes ao projeto, à execução propriamente dita, à manutenção preventiva efetuada antes dos cinco primeiros anos e à manutenção corretiva após o surgimento dos problemas, a cada uma corresponderá um custo que segue uma progressão geométrica de razão cinco, conforme a Figura 2.

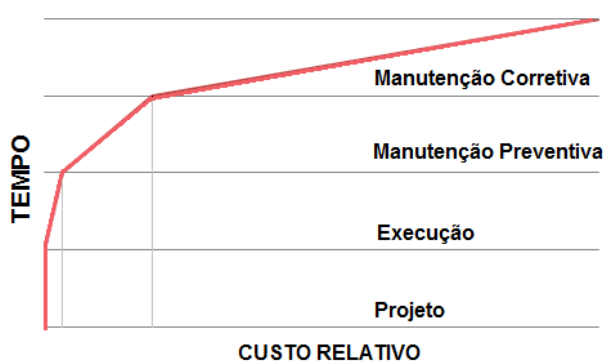


Figura 2 – Lei de evolução de custos de Sitter (1984) [3]

Uma interpretação adequada de cada um destes períodos ou etapas de obra pode ser a seguinte:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

1.2.1 Projeto

Toda medida tomada na fase do projeto com o objetivo de aumentar a proteção e a durabilidade da estrutura, como: aumentar o cobrimento da armadura, reduzir a relação água/cimento do concreto, especificar tratamentos protetores superficiais, escolher detalhes construtivos adequados, especificar cimentos, aditivos e adições com características especiais e outras, implica um custo que pode ser associado ao número 1 (um) do eixo custo relativo na Figura 2.

1.2.2 Execução

Toda medida extra projeto, tomada durante a execução propriamente dita, incluindo nesse período a obra recém-construída, implica em um custo 5 (cinco) vezes superior ao custo que teria sido acarretado se esta medida tivesse sido tomada no momento do projeto, para obter-se o mesmo “grau” de proteção e durabilidade da estrutura.

Um exemplo típico é a decisão em obra de reduzir relação água/cimento para aumentar a durabilidade e a proteção à armadura. A mesma medida tomada durante o projeto permitiria o redimensionamento da estrutura, considerando um concreto de resistência à compressão maior, maior módulo de deformação, menor fluência e maiores resistências a baixas idades. Essas novas características do concreto acarretariam a redução das dimensões dos componentes estruturais, economia de formas, redução de taxas de armadura, redução de volumes e peso próprio, entre outras. Esta medida tomada em obra, apesar de eficaz e oportuna do ponto de vista de durabilidade, não mais pode proporcionar alteração para melhoria dos componentes estruturais que já foram definidos anteriormente no projeto estrutural e, portanto, pode representar um custo até cinco vezes maior.

1.2.3 Manutenção Preventiva

Toda medida tomada com antecedência e previsão, durante o período de uso e manutenção da estrutura, pode ser associado a um custo 5 (cinco) vezes menor que aquele necessário para a correção dos problemas gerados a partir de uma intervenção não prevista tomada diante de uma manifestação explícita e irreversível de uma patologia qualquer. Ao mesmo tempo estará associada a um custo 25 (vinte e cinco) vezes superior àquele que teria acarretado uma decisão de projeto para obtenção do mesmo “grau” de proteção e durabilidade da estrutura. Como exemplo pode-se citar a remoção de fuligem ácida e a limpeza das fachadas, estucamento e/ou reestucamento das superfícies aparentes, pinturas com vernizes e hidrofugantes, renovação ou construção de rufos, pingadeiras, beirais, brises e outras medidas de proteção.

1.2.4 Manutenção Corretiva

Corresponde aos trabalhos de diagnóstico, prognóstico, reparo e proteção das estruturas que já apresentam manifestações patológicas que necessitem de correção de problemas evidentes. A estas atividades pode-se associar um custo 125 (cento e vinte e cinco) vezes superior ao custo das medidas que poderiam ter sido tomadas no momento do projeto e que implicariam um mesmo “grau” de proteção e durabilidade que se estime da obra a partir da correção. Segundo Sitter (1984) [3], adiar uma intervenção significa aumentar os custos diretos em progressão geométrica de razão 5 (cinco), o que torna ainda mais atual o conhecido ditado popular: “não deixar para amanhã o que você pode fazer hoje”.

Uma possível causa de deterioração de uma estrutura ou edificação poderia ser a vibração. Em casos industriais, quando a fonte da vibração é conhecida já na fase de projeto, a estrutura é projetada com rigidez suficiente para absorver e amortecer as vibrações sem danificar a estrutura, como por exemplo a casa de força de uma barragem. Kawecki *et al.* (2011) [5] comentam que se a origem e intensidade da vibração são conhecidas na fase de projeto, é possível com o auxílio do Método dos Elementos Finitos conceber uma estrutura que seja capaz de absorver as oscilações sem sofrer danos e tampouco gerar desconforto para os usuários. Neste contexto, Aalami (2008) [6] relata que o conhecimento da fonte de vibração, sua intensidade e o meio de transmissão da vibração (massa, rigidez e amortecimento) são necessários para determinar as características da vibração em um pavimento de uma edificação e se esta vibração é aceitável.

Hunaidi (2006) [7] comenta que o tráfego pesado de ônibus e caminhões próximos a edificações, de pequeno porte e consequentemente de pequena massa e rigidez, podem ocasionar vibrações que causem desconforto humano. Entretanto a interação entre a origem das vibrações na rodovia e sensação do usuário é complexa, pois depende de uma série de fatores como: a velocidade e o porte dos veículos, o tipo e umidade do solo, a distância da rodovia até a edificação, a existência de bueiros e defeitos na rodovia, os materiais da superestrutura da edificação, entre outros. Além de reportar que a sensação é diferente entre as pessoas por uma infinidade de fatores como peso, idade, sexo, posição corporal, localização dentro da edificação, entre muitos outros. O autor afirma que solos muito moles facilitam a transmissão das vibrações provenientes da rodovia e que no caso de países do norte com inverno muito rigoroso, como o caso do



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Canadá, as vibrações são mais sentidas na primavera e no verão e são atenuadas no inverno porque a água do solo está congelada.

Um conjunto de normas britânicas aborda o assunto de vibração em estruturas e a sensação humana. A norma BS 7385-1 (1990) [8] estabelece parâmetros para avaliar e quantificar vibrações em edificações. A norma BS 6472-1 (2008) [9] fornece uma metodologia para a avaliação da exposição humana à vibração em edificações, vibrações estás que não sejam oriundas de uma explosão. Na Austrália, o *Department of Environment and Conservation* elaborou um guia para a aplicação da BS 6472 com exemplos práticos adaptados à realidade daquele país. Enquanto que a norma BS 6841 (1987) [10] apresenta uma metodologia para avaliar a exposição humana às vibrações de origem mecânica, fornecendo parâmetros para aferir se uma vibração pode gerar desconforto nos usuários.

No estado de São Paulo e Rio de Janeiro, Almeida *et al.* (2011) [11] foram a campo para avaliar danos em pontes decorrentes das vibrações induzidas por veículos, utilizando equipamentos apropriados para medir tais vibrações com servo-acelerômetros e equipamentos auxiliares para armazenar e interpretar os sinais em condições controladas com caminhões teste. Os autores concluíram que as vibrações geradas pelo tráfego produziam frequências de vibração inferiores às frequências naturais das pontes e que portanto as pontes analisadas estavam seguras.

Contudo, a aplicação destas normas e metodologias para edificações no Brasil não é algo cotidiano, pois geralmente os edifícios são robustos o suficiente para amortecer vibrações provenientes do tráfego externo. Além de que o custo para se efetuar estas medições em uma edificação é elevado, pois requer pessoal especializado e geralmente estas metodologias são aplicadas no campo da engenharia mecânica. Porém, como o porte dos ônibus e caminhões cresceu nas últimas décadas e em muitos casos estes circulam próximos às edificações construídas a mais de 40 anos fez surgir a necessidade da aplicação de metodologia semelhante para avaliar a uma edificação comercial no centro da cidade de Curitiba/PR.

No tocante a manutenção de edificações é comum aos usuários, proprietários, administradores e síndicos não darem a devida atenção às manifestações patológicas. Infelizmente faz parte da cultura no Brasil “tapar buracos” para esconder problemas em suas edificações. Decisões equivocadas são tomadas como utilizar um operário da construção civil para fechar uma armadura corroída exposta em um teto de garagem com argamassa convencional e posterior pintura. Mesmo indicativos visíveis mais evidentes como armaduras expostas na fachada de um edifício frequentemente são ignorados pelos usuários das edificações por não terem conhecimento da dimensão dos problemas que estão por vir. Quando estes usuários ou administradores pedem a consultoria de um engenheiro especializado, se assustam com os preços da vistoria e de quanto lhes custaria o reparo de sua edificação. E a única resposta que muitos moradores e usuários de edificações com manifestações patológicas quer é saber se a edificação vai desabar? Ou quanto tempo mais eles podem utilizar a referida edificação sem nenhuma intervenção.

Este artigo apresenta o caso de uma vistoria em um edifício comercial, onde os usuários reclamavam de vibração excessiva nos escritórios e ao notarem armaduras expostas nos pilares da fachada, assim como na estrutura da garagem subterrânea passaram a se preocupar com a segurança da estrutura. O objetivo foi mostrar a existência de uma correlação entre a passagem dos veículos na avenida em frente com excitações impulsivas da estrutura do prédio, além de verificar se estas vibrações tinham alguma relação direta com as armaduras corroídas e com o deslocamento de concreto na fachada e no interior da edificação. Por questões contratuais e éticas o nome e endereço do edifício não serão apresentados neste trabalho.

2. VISTORIA DA EDIFICAÇÃO

A vistoria foi realizada por solicitação do proprietário com a finalidade de informar, aos responsáveis pela edificação em questão, as condições de segurança da estrutura do edifício, através de um laudo técnico mais amplo elaborado com o auxílio de: inspeção visual cuidadosa para a localização e identificação de causa/origem de danos e patologias existentes no edifício; levantamento fotográfico das manifestações patológicas; ensaios não destrutivos de potencial de corrosão, medição da resistividade do concreto e profundidade de carbonatação; medições de vibração da estrutura do edifício, foco deste trabalho; além da realização de um levantamento das cargas acidentais (estantes de papeis, mobiliário e usuários) do edifício para a verificação do real estado de cada um dos elementos estruturais da edificação e para análise do carregamento de cada pavimentos para o entendimento da relação carga/vibração.

2.1. Histórico da edificação

O edifício em questão foi projetado para fins comerciais em estrutura de concreto armado com protensão. O projeto estrutural foi realizado pelo engenheiro Paulo Augusto Wendler, na época professor titular da Disciplina de Resistência

dos Materiais da UFPR, no ano de 1975, construído no mesmo ano. Consta de um subsolo, pavimento térreo, primeiro pavimento com anfiteatro e mais nove pavimentos tipo, com lajes de 10 centímetros de espessura e vãos de 1,25 metros apoiadas em vigas protendidas de 15 x 50 centímetros de seção transversal com vão de 16,55 metros e estas vigas estão apoiadas em 8 pilares em forma de “H”. A edificação está dividida em dois blocos: um em concreto armado convencional de resistência à compressão de 15 MPa que abriga as escadas, os elevadores, a casa de máquinas e um reservatório de água elevado; um outro bloco frontal com os pavimentos comerciais de concreto armado e protendido com resistência à compressão de 22,5 MPa, onde se localizam os pavimentos que apresentam desconforto aos usuários devido a constante presença de vibração.

2.2. Inspeção visual

Uma vistoria detalhada foi realizada em todos os cômodos do edifício com tomada de fotos de quaisquer defeitos estruturais aparentes. No laudo técnico entregue ao proprietário da edificação estão indicadas e ilustradas com fotos mais de uma centena de manifestações patológicas de armaduras corroídas e expostas. Alguns dos casos mais emblemáticos como armaduras corroídas expostas nos pilares da fachada com o risco de que um deslocamento de concreto possa atingir algum pedestre (Fig. 3a) e a base de um pilar junto à calçada frontal da edificação (Fig. 3b), estão apresentados na Figura 3.



Figura 3 – Armaduras corroídas e deslocamento de concreto na fachada da edificação

É importante ressaltar que, no verão, quando o uso de ar condicionado nos escritórios é frequente, ocorre o escoamento de água dos aparelhos de ar condicionado na base dos pilares da fachada. Além disso, foi possível observar o odor de urina na fachada do térreo, por ser uma região central da cidade de Curitiba que é pouco movimentada à noite, acaba sendo habitada por moradores de rua que utilizam cantos de edificações mal iluminadas para fazer suas necessidades fisiológicas. Estes líquidos ácidos na base dos pilares da fachada agravam ainda mais o processo corrosivo das armaduras.

Na Figura 4 são apresentadas imagens do interior da edificação com estado avançado de corrosão das armaduras da laje da cisterna (Figura 4a) e também nos estribos de uma das vigas da garagem próximo do apoio no pilar (Figura 4b).

2.3. Ensaios não destrutivos

Foram realizados ensaios para medir o potencial de corrosão e avaliar a eventual presença de células de corrosão em estruturas de concreto armado e protendido utilizando o equipamento suíço Canin-Proceq, segundo a norma americana ASTM C 876 (2009) [12], como mostram as Figuras 5a e 6a. A determinação da resistência elétrica do concreto para análise do estado de condutividade informativo do estado de corrosão em estruturas de concreto armado e protendido foi realizada com o auxílio do equipamento suíço Resipod-Proceq, segundo a norma americana ASTM G 57 (2012) [13], como mostram as Figuras 5b e 6b. A profundidade de carbonatação foi determinada por meio de indicador de fenolftaleína.



(a)



(b)

Figura 4 – Armaduras em estado avançado de corrosão no interior da edificação



(a)



(b)

Figura 5 – Equipamentos utilizados nos ensaios não destrutivos



(a)



(b)

Figura 6 – Medições do potencial de corrosão e resistividade do concreto

2.4. Medição das vibrações da estrutura e análise dinâmica

As medições de vibração na edificação, foco deste trabalho, foram realizadas utilizando acelerômetros sísmicos da empresa PCB Piezotronics, modelo 393C, com faixa de medição de 0,025 a 800 Hz, placas de aquisição da empresa National Instruments Compact, modelo DAQ NI 9234 e um programa computacional desenvolvido exclusivamente para a aquisição dos dados de interesse. Foram realizadas três etapas de medições de vibração, todas estas medindo as vibrações no exterior do edifício e comparando com: o subsolo do edifício; o centro do vão de cinco andares (2º, 4º, 6º, 8º e 10º); mapeamento do sexto andar. Os detalhes completos das medidas de vibração constam do Relatório Técnico 2367/2013 [14] do Instituto de Tecnologia para o desenvolvimento do LACTEC. As informações mais relevantes foram obtidas das comparações das vibrações ao longo dos andares quando ônibus urbanos passavam em frente à edificação e estas são apresentadas na sequência.

Os sinais foram coletados de forma contínua medindo a amplitude de aceleração em m/s^2 ao longo do tempo. A partir do sinal coletado no domínio do tempo, apresentado na Figura 7, é possível calcular as transformadas de Fourier dos sinais, obtendo os resultados no domínio das frequências, em Hertz (Figura 8). Com os resultados é possível fazer uma análise comparativa da propagação de vibrações ao longo do edifício.

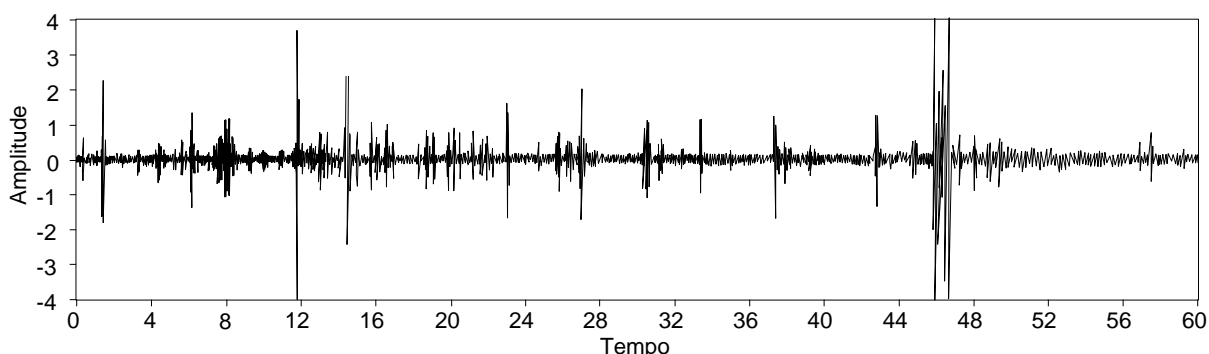


Figura 7 – Exemplo do gráfico de aceleração *versus* tempo

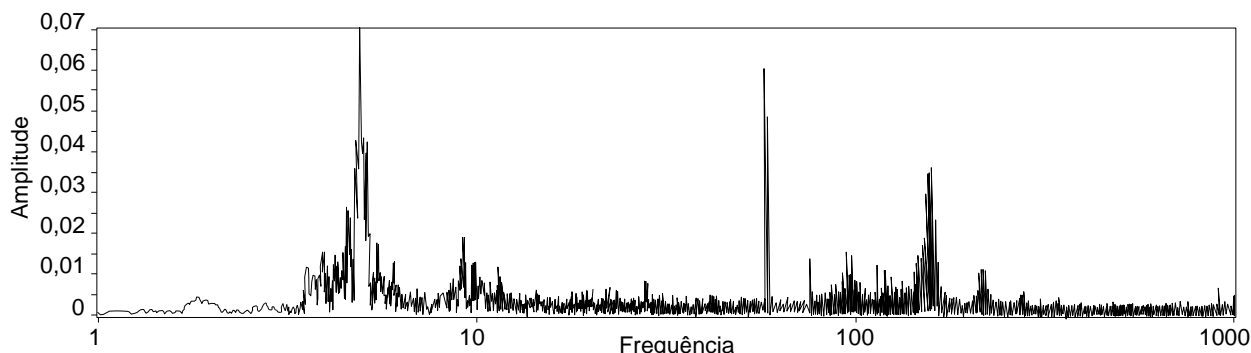


Figura 8 – Exemplo do gráfico de aceleração no domínio da frequência

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1. Domínio dos tempos e das frequências

A Figura 9 apresenta a amplitude de vibrações ao longo de um minuto obtida no sensor externo, na calçada em frente à edificação. As Figuras 10, 11 e 12 apresentam as medições simultâneas no domínio do tempo para o centro do vão das lajes no 2º, 4º e 6º andares, respectivamente.

Nas Figuras 9 a 12, uma diferença pode ser observada quando comparados diferentes andares em uma mesma análise. Os retângulos coloridos destacam alguns padrões de resposta (vibração), que se deslocam no eixo do tempo, sugerindo que trata-se da resposta à mesma excitação vinda da base. O atraso no tempo pode representar justamente o tempo de transmissão vertical, pela estrutura do prédio, e as alterações no sinal podem retratar o modo como cada estrutura responde, atenuando ou amplificando o sinal original. Como comportamento geral, observa-se a atenuação do sinal conforme sobe-se de andar, a ponto de alguns dos sinais originais já não gerarem resposta a partir do sexto andar.

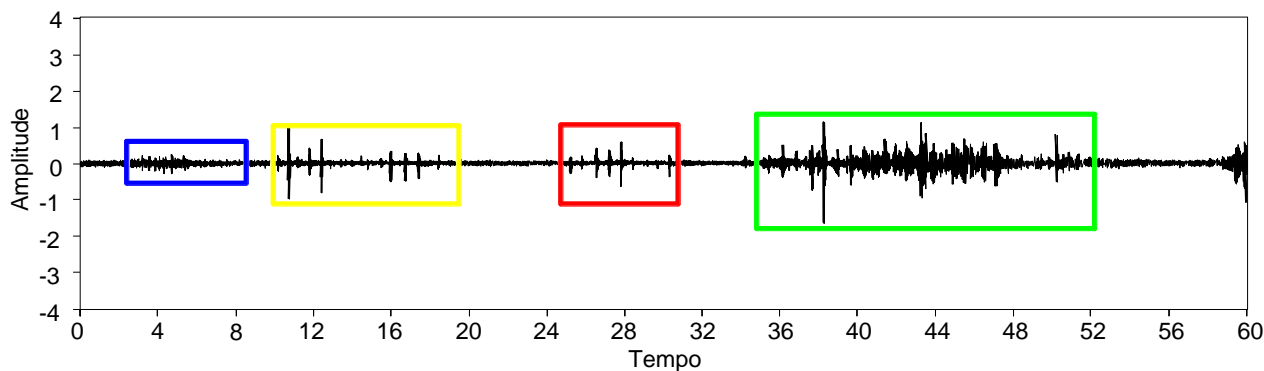


Figura 9 – Sensor externo: aceleração *versus* tempo

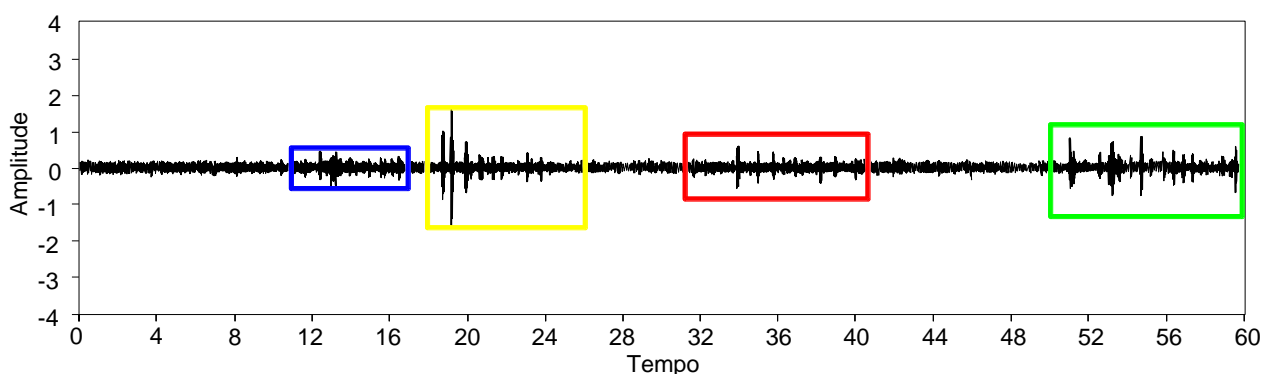


Figura 10 – Sensor no 2º andar: aceleração *versus* tempo

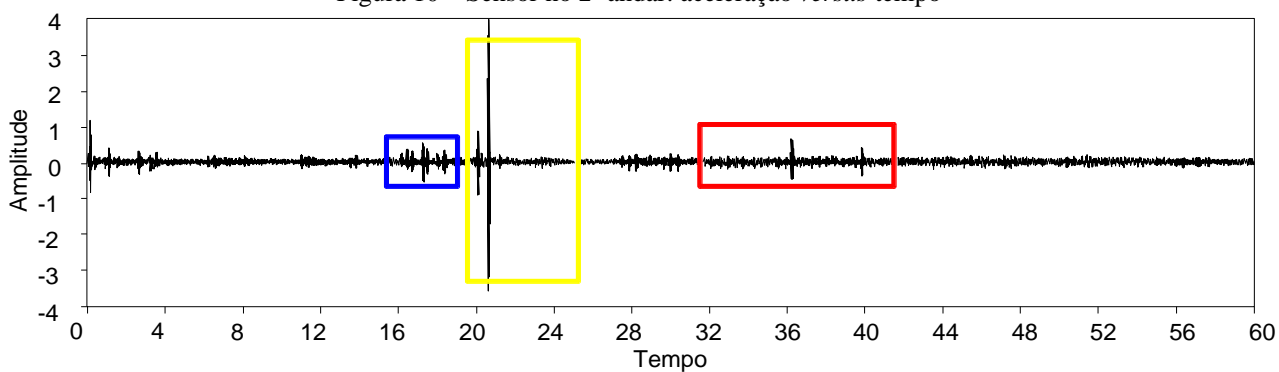


Figura 11 – Sensor no 4º andar: aceleração *versus* tempo

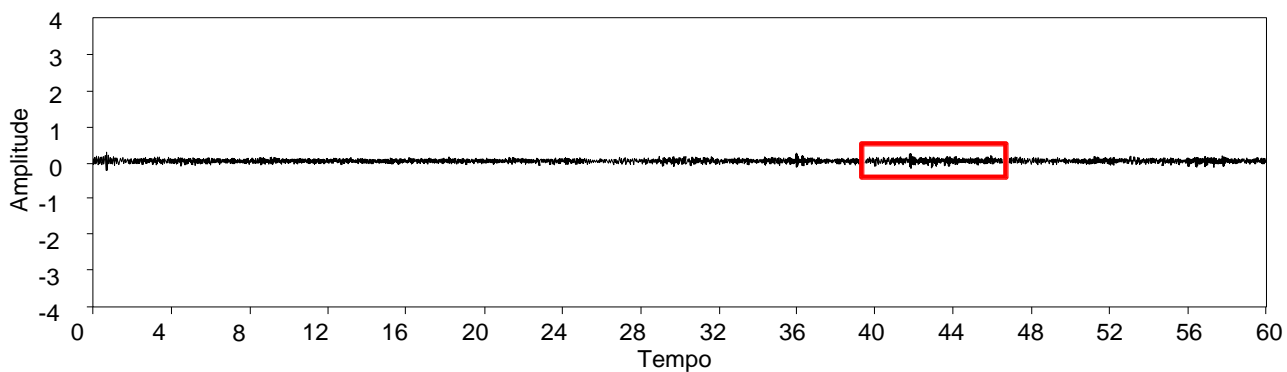


Figura 12 – Sensor no 6º andar: aceleração *versus* tempo

As Figuras 13, 14, 15 e 16 apresentam o espectro de frequências equivalentes às Figuras 9 a 12.

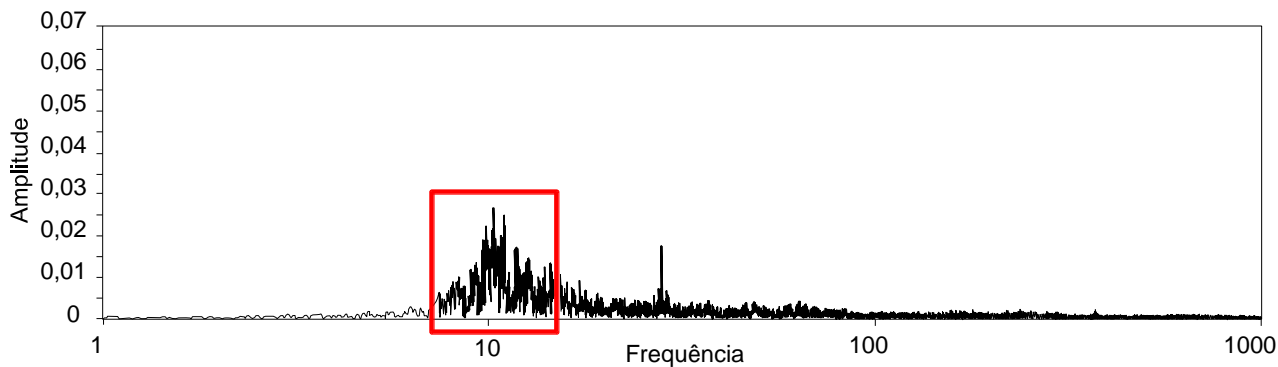


Figura 13 – Espectro de frequências: sensor externo

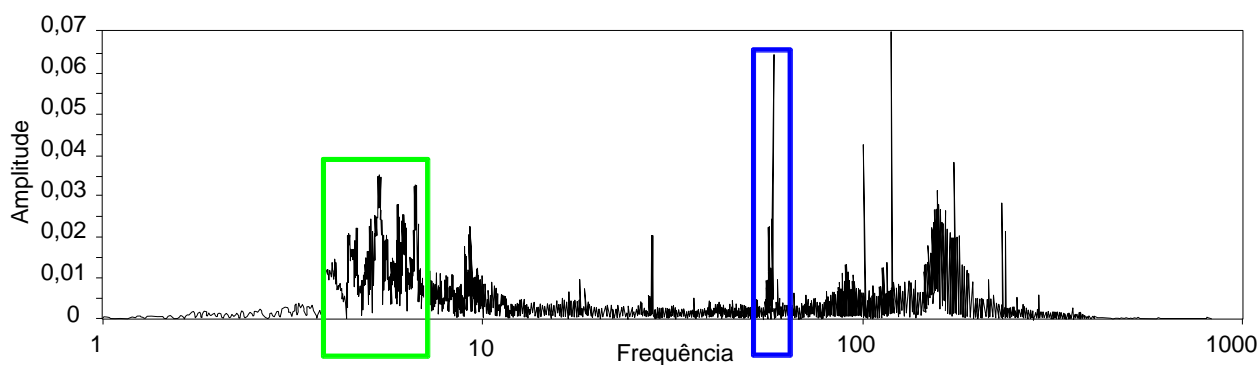


Figura 14 – Espectro de frequências: sensor no 2º andar

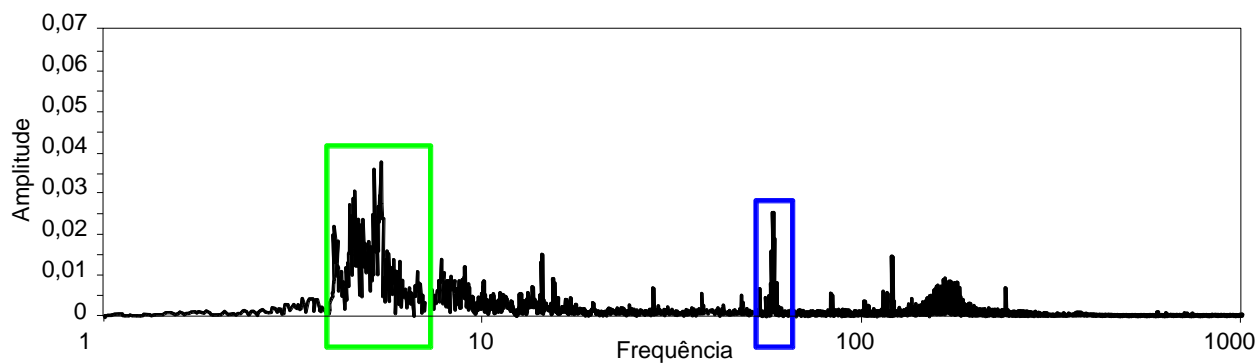


Figura 15 – Espectro de frequências: sensor no 4º andar

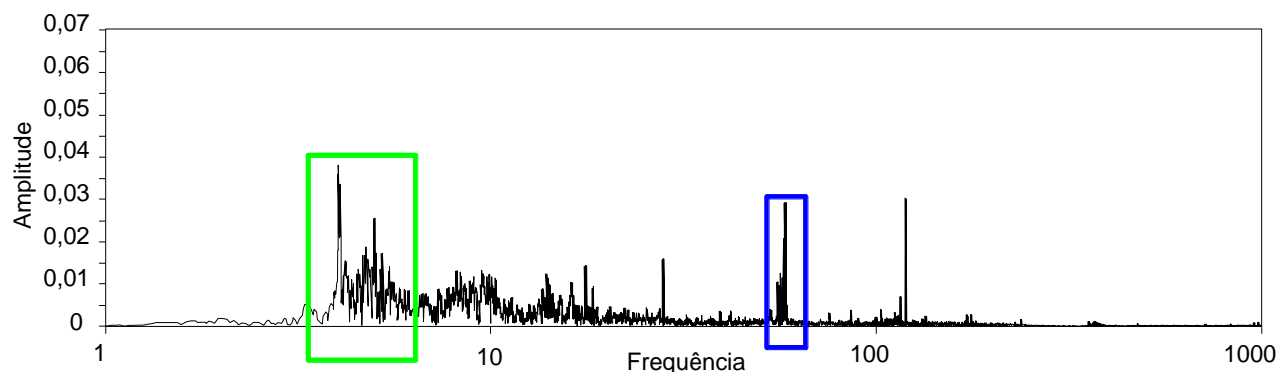


Figura 16 – Espectro de frequências: sensor no 6º andar

A informação de maior relevância extraída das Figuras 13 a 16 é que a excitação gerada na via (sensor externo) é caracterizada por uma vibração com frequência de aproximadamente 10 Hz, conforme destacado no retângulo vermelho

da Figura 13; ao mesmo passo, observa-se que todos os sensores localizados nos andares registram respostas na casa do 5 Hz, conforme destacado nos retângulos verdes das Figuras 14 a 16. Cabe salientar que o pico presente sobre os 60 Hz, destacado pelos retângulos azuis, nos gráficos do 2º ao 6º andar são referentes à interferência causada pela frequência de alimentação da rede elétrica.

3.2. Cálculo do parâmetro de conforto a partir da norma BS 6841 (1987)

Ainda, a partir dos valores de aceleração no domínio do tempo, foi possível calcular a média RMS das acelerações nos intervalos de tempo de medição. O valor RMS (*Root Mean Square*) é tomado como referência na comparação com os valores sugeridos pela norma BS 6841 (1987) [10], para os limites de vibração para o conforto humano. Para um resultado quantitativo, foram realizadas análises em oitavas. Essa análise leva em consideração bandas de frequências e é realizada fazendo-se um filtro de banda no sinal original. Após a aplicação do filtro é então calculado o RMS do sinal. Segundo a norma BS 6841 a análise deve ser realizada em um espectro em frequência de 1 a 80 Hz.

Foram realizados os cálculos para cada sinal em cada sensor e para o julgamento se a vibração é severa é necessário avaliar o RMS em terços de oitavas, além de uma ponderação para cada frequência. Os valores ponderados são então elevados ao quadrado, somados para todas as frequências e por fim é extraída a raiz quadrada desse parâmetro. Esse parâmetro final, segundo a BS 6841, deve ser menor ou igual a 0,0260. O parâmetro foi calculado para 23 cenários diferentes entre sensores no subsolo, ao logo dos andares ou aleatoriamente distribuídos no 6º pavimento. O resumo dos parâmetros calculados para os distintos cenários é apresentado na Figura 17.

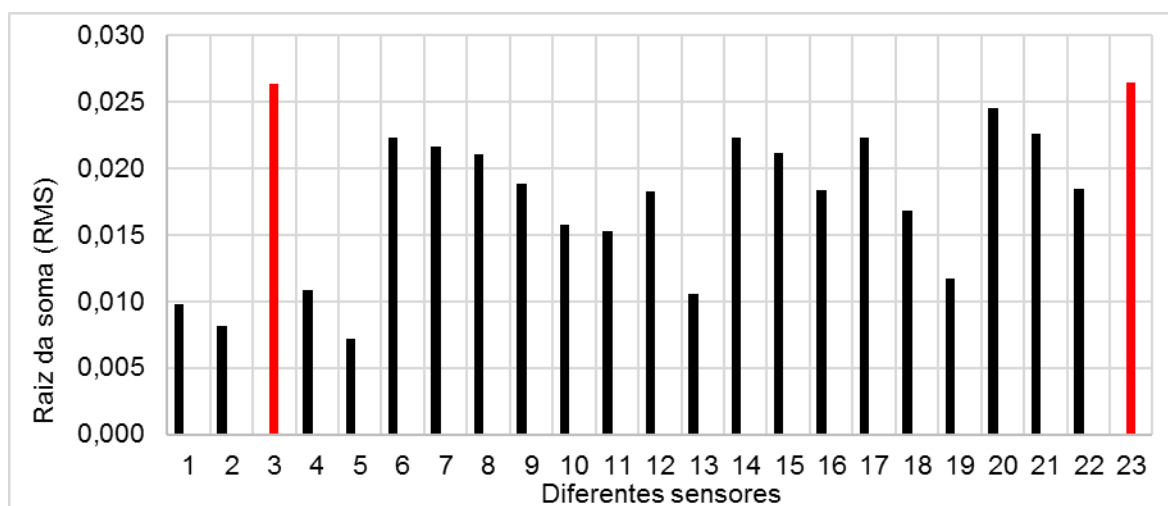


Figura 17 – Parâmetro calculado segundo a BS 6841 (1987) para diferentes configurações

A partir da Figura 17 observa-se que o parâmetro superou o valor recomendado pela norma BS 6841 em dois dos vinte e três cenários, o que aponta para sensação de desconforto em algumas situações eventuais. O sensor 3 corresponde a uma configuração no subsolo e o sensor 23 a um sensor aleatoriamente distribuído no sexto pavimento.

3.3. Frequência natural de vibração da edificação

Um modelo tridimensional da estrutura da edificação foi feito no programa computacional SAP 2000 V15 a fim de obter a frequência natural de vibração da estrutura. A frequência natural obtida foi de 2,832 Hz, uma vez que a frequência de vibração da excitação externa é da ordem de 5,0 Hz a estrutura não entrará em ressonância, de acordo com o item 23.3 da NBR 6118 (2014) [15].

3.4. Desconforto dos usuários

Considerando que a constituição estrutural da edificação é de vigas com pouca rigidez (15 cm x 50 cm x 1655 cm de vão) com ligações em poucos pilares, a estrutura está suscetível a respostas dinâmicas externas cíclicas que a colocam em vibração próxima aos primeiros harmônicos de excitação, podendo gerar eventualmente certo desconforto aos usuários. Estas vibrações são mais sentidas nos andares onde a massa de utilização (carga acidental) é menor, uma vez que o amortecimento das vibrações é proporcional à massa. Estas vibrações são provocadas pela passagem de veículos em frente ao edifício, em particular ônibus urbanos. O mau estado de conservação da pista de rolamento, com brechas e desníveis bem em frente ao edifício (Figura 18), aliado à velocidade dos ônibus gera vibrações. A vibração se propaga

pele subleito da pista que é constituído por uma argila siltosa muito mole de três metros de profundidade, assentada em uma camada 1,2 metros de argila orgânica fofa. Estas camadas de argila, envolvidas pela água do lençol freático que se encontra 80 centímetros abaixo do nível da rua ou pavimento térreo, criam um harmônico que se propaga pelo meio aquoso. Estas ondas são absorvidas pelas cortinas de contenção do subsolo e pelas fundações do edifício, transmitidas aos pilares, criando uma excitação que se propaga pelos pilares até as vigas onde estão as lajes que recebem as cargas móveis de pessoas, mobiliário e arquivos de papel.



(a)



(b)

Figura 18 – Falhas, fendas e irregularidades no asfalto em frente à edificação

3.5. Verificação da estrutura

Foi realizado um levantamento detalhado do carregamento de cada um dos pavimentos que são ocupados por escritórios que armazenam inúmeros arquivos de papel (Figura 19), considerando todas as combinações de carregamento previstas pela NRB 6120 (2000) [16] como: peso próprio dos elementos estruturais, sobrecarga do contrapiso e da fachada de vidro, o mobiliário, os usuários, entre outras.



Figura 19 – Arquivos de papel sobre as lajes do edifício

Apesar do elevado número de arquivos de papel nas lajes e da estrutura da edificação ser bastante esbelta, todas as lajes, vigas e pilares estão de acordo com os limites estabelecidos pelas normas NBR 6118 (2014) [15] e NBR 6120 (2000) [16].

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da inspeção visual foi observado que existem diversos processos localizados de corrosão que afetam pontualmente pilares e outros elementos secundários que se forem recuperados dentro da técnica recomendada, (sugeridas no laudo técnico) restituiriam a condição de aceitável para a garantia da durabilidade e vida útil estrutural, dentro das premissas do projeto e normas pertinentes. Tal consideração foi corroborada pelos ensaios não destrutivos de potencial de corrosão, resistividade do concreto e medidas de profundidade de carbonatação. Embora as determinações das profundidades de carbonatação tenham resultado pequenas, considerando a idade da edificação, o que mostra bons parâmetros de durabilidade, os cobrimentos disponíveis sobre as armaduras eram muito variáveis, explicando os quadros patológicos localizados de corrosão existentes.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Quanto a análise dinâmica, foi observado que a principal fonte de excitação vem do tráfego de ônibus, especialmente pelas falhas no asfalto em frente à edificação. Esta fonte foi medida na calçada, exatamente ao lado das brechas no asfalto, gerando uma vibração com frequência de 10 Hz. Esta vibração é transmitida para a estrutura que absorve parte desta excitação e transmite aos pavimentos uma vibração com frequência de 5 Hz. De acordo com a NRB 6118 (2014) [15] a frequência crítica para vibrações verticais de estruturas submetidas a vibração pela ação de pessoas para alguns casos especiais como escritórios é de 4 Hz. Devido à natureza complexa da interação entre as diferentes fontes de excitação da estrutura eventualmente poderiam ocorrer episódios isolados de excitação das frequências naturais de estruturas do edifício, podendo gerar ressonância e levar a grandes deslocamentos, o que geraria nos ocupantes a sensação de instabilidade do prédio. Tal situação é confirmada na Figura 17 quando em alguns cenários de medições de vibração o parâmetro calculado de acordo com a norma BS 6841 (1987) [10] fica acima do valor considerado confortável. Foi constatado que quanto menor o carregamento do pavimento mais significativa é a vibração do pavimento e é mais sentida pelos usuários.

A conclusão do estudo feito a pedido do proprietário do edifício foi de que a estrutura é estável, apesar de os ocupantes eventualmente sentirem alguma vibração ocasionada pela passagem de ônibus na avenida danificada em frente ao edifício. Estas vibrações não têm relação direta com os diversos pontos isolados de corrosão das armaduras e não levariam o edifício à ruína. Entretanto, foi fortemente recomendado que as patologias da estrutura fossem reparadas com a máxima urgência e que fosse solicitado à Prefeitura Municipal de Curitiba melhorias no asfalto em frente a edificação. Cabe ressaltar que uma melhoria no asfalto de toda a região central da cidade traria melhorias para outros edifícios comerciais e residenciais próximos ao edifício estudado. O que mais chamou a atenção dos autores deste trabalho é que passados mais de dois anos deste estudo de caso, nenhuma medida de reparo estrutural da edificação foi tomada pelos administradores do edifício em questão, tampouco no que diz respeito ao pavimento rodoviário por parte da Prefeitura.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Souza, V. C. M.; Ripper, T., *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. Pini, São Paulo, 1998, 255 p.
- [2] Medeiros, R., *Notas de aula da disciplina de patologia e recuperação de estruturas*. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006. 46 p.
- [3] Sitter, W. R., *Costs for service life optimization. The "law of fives"*. CEB-RILEM, Durability of concrete structures. Proceedings of the International Workshop, Copenhagen, 1984, pp. 18-20.
- [4] Helene, P. R. L., *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto armado*. Pini, Fosroc, São Paulo, 1992, 216 p.
- [5] Kawecki, J.; Kowalska-Koczwara, A.; Stypula, K., *Consideration of criteria of vibration comfort of people in diagnosis and design of buildings*. World Academy of Science, Engineering and Technology 59, November 2011, Venice Italy, pp. 1496-1502.
- [6] Aalami, B. O., *Vibration design of concrete floors for serviceability*. Technical Note 290, Adapt Corporation, San Francisco State University, California, 2008, 20 p.
- [7] Huinaidi, O., *Traffic vibrations in buildings*. Construction Technology Update No. 39, National Research Council of Canada, June 2000, 6 p.
- [8] British Standards Institutions - BS 7385. *Evaluation and measurement for vibration in buildings - Part 1: Guide for measurement of vibration and evaluation of their effect on buildings*. London, 1990, 24 p.
- [9] British Standards Institutions - BS 6472. *Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings - Part 1: Vibration sources other than blasting*. London, 2008, 28 p.
- [10] British Standards Institutions - BS 6841. *Guide to measurement and evaluation of human exposure to whole-body mechanical vibration and repeated shock*. London, 1987, 24 p.
- [11] Almeida, P. A. O.; Rodrigues, J. F. S.; Almeida, R. F., *Avaliação de danos em pontes decorrentes das vibrações induzidas por veículos*. In: VI Workshop Desenvolvimento Tecnológico nas Concessões de Rodovias, Recursos de desenvolvimento tecnológico nas concessões rodoviárias, Soluções Técnicas e Aplicadas, Brasília, 2011, pp. 82-92.
- [12] American Society for Testing and Materials - ASTM. *Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforced steel in concrete - C 876-09*. Annual Book of ASTM Standard, 2009. 7 p.
- [13] American Society for Testing and Materials - ASTM. *Standard test method for field measurement of soil resistivity using Wenner four-electrode method - G 57-06*. Annual Book of ASTM Standard, 2012. 5 p.
- [14] Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento - LACTEC. *Relatório Técnico nº 2367*. Curitiba, 2013, 50 p.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014, 256 p.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120. *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 2000, 5 p.



**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO pH DA SOLUÇÃO DOS POROS DO CONCRETO NA
RESISTÊNCIA À CORROSÃO DA ARMADURA**

V. K. ORTOLAN

MSc. Eng. Civil
Unisinos/itt Performance
Rio Grande do Sul; Brasil
vortolan@unisinos.br

M. MANCIO

Prof. Dr. Eng. Civil
Unisinos/PPGEC
Rio Grande do Sul; Brasil
mancion@gmail.com

B. F. TUTIKIAN

Prof. Dr. Eng. Civil
Unisinos/itt Performance
Rio Grande do Sul; Brasil
btutikian@terra.com.br

RESUMO

Substituições parciais do cimento Portland por elevados teores de adições pozolânicas resultam em diminuição da concentração de hidróxido de cálcio, levando a uma redução do pH da solução do poro e influenciando na formação dos filmes de passivação sobre o aço, fatores estes que são balizadores para o desenvolvimento de corrosão nas estruturas de concreto armado. Este trabalho teve por objetivo avaliar a influência da substituição parcial do cimento Portland por sílica ativa quanto ao comportamento do pH e da resistência à corrosão em concreto armado por medição da resistência de polarização. Foram produzidos três traços de concreto com variações da substituição do cimento em massa por sílica ativa nos teores 0%, 5% e 10%. Registrou-se o comportamento da resistência de polarização e do pH entre as idades de 3 dias e 91 dias. Os resultados mostram que, principalmente nas primeiras idades, as substituições parciais do cimento por sílica ativa melhoram o desempenho da passivação da armadura, mesmo com uma leve diminuição do pH. Assim observa-se que é possível substituir parcialmente o cimento por sílica ativa, sem causar danos à passivação da armadura. Palavras-chave: Concreto, pH, Armadura, Passivação.

ABSTRACT

Partial replacement of Portland cement by high levels of pozzolanic additions result in decreased concentration of calcium hydroxide, leading to a reduction in the pH of the pore solution and influencing the formation of passive films on steel, these factors are indicators for the development of corrosion in reinforced concrete structures. This study aimed to evaluate the effect of partial replacement of cement Portland by silica fume as the pH of behavior and corrosion resistance of reinforced concrete by measuring the polarization resistance. Three concrete mixtures with variations of the cement replacement in mass by the silica fume content 0%, 5% and 10% were produced. There was the behavior of polarization resistance and pH between ages 7 days and 91 days. The results show that, especially in early ages, partial replacements for silica fume cement improves the passivation of equipment performance, even with a slight decrease in pH. Thus it is observed that it is possible to partially replace cement by silica fume, without causing damage to equipment passivation.

Keywords: Concrete, pH, steel, passivation.

1. INTRODUÇÃO

Em face dos problemas de degradação das estruturas devido à corrosão das armaduras, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da construção civil, demanda-se uma maior durabilidade das estruturas de concreto armado.

Em um pensamento sustentável que a indústria cimenteira vem de encontro a esta consciência, pois para a produção de um quilograma de clínquer é lançado 0,9 quilogramas de CO₂ na atmosfera [1].

Se incorporado algum co-produto ou resíduo industrial na composição cimentícia, as médias de emissão de gás carbônico são inferiores [2], devido a redução do consumo de clínquer. A utilização de pozolanas com a cinza volante, sílica ativa na composição de materiais cimentícios, em geral, apresentam viabilidade econômica, técnica e ambiental [3].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Quanto à durabilidade das estruturas de concreto armado, o processo corrosivo é um dos principais agentes balizadores da vida útil. Esta deterioração se desenvolve no aço por vias de reações eletroquímicas espontâneas. Caso não haja mecanismos que impeçam o avanço da corrosão, será necessário uma produção adicional destes materiais metálicos para reposição do deteriorado [4] [5] [6].

Quando há alguma adição pozolânica rica em sílica, estes reagem com o hidróxido de cálcio, alterando as características físicas e químicas da pasta de cimento produzido apenas com clínquer [7]. A alteração química ocorre com o consumo do hidróxido de cálcio pela pozolana, originando silicato de cálcio hidratado, acrescento resistência à pasta de cimento e diminuindo a alcalinidade da solução dos poros [8][9]. Os efeitos físicos são ocasionados pela alteração da microestrutura e da zona de transição, preenchendo vazios deixados pelas partículas de cimento, melhorando a distribuição dos tamanhos dos poros, aumentando a resistência e a resistividade elétrica e diminuindo a permeabilidade do sistema [10][7]. A somatória destes efeitos repercute na melhora da zona de transição, aumentando o desempenho mecânico e durabilidade do concreto frente a ambientes agressivos, apenas de promover a redução da alcalinidade.

A fase líquida do concreto apresenta tipicamente pH entre 12,5 e 13,3, favorecendo a formação de um filme de passivação compacto e aderente à superfície da armadura [11]. Havendo um desequilíbrio no sistema por algum evento externo, o pH do concreto junto ao aço pode ser reduzido a menos de 11,5, possivelmente levando à deterioração do filme de passivação do aço e conduzindo a processos corrosivos [7][12]. Segundo Silva (2010), a redução do pH provocado pelas adições pozolânicas não são capazes de alcançar valores críticos para a despassivação da armadura [9]. Uma das técnicas para avaliar a condição de corrosão, é o princípio da resistência de polarização (R_p), que representa a inércia que um sistema possui em desenvolver o processo corrosivo, baseado nos parâmetros em inferir a velocidade de corrosão. Sendo que, quanto maior for a resistência de polarização, menos intensa será a velocidade de corrosão [13][14].

Outro método considerado importante para determinação da corrosão de estruturas de concreto armado é a resistividade elétrica. Este parâmetro está relacionado com os íons dissolvidos na fase líquida do concreto, com a capacidade deste meio em transportar corrente elétrica, com dependência do teor de umidade, da permeabilidade e do grau de ionização do concreto [15][13][7][16]. Em presença de pouco eletrólito, em avançado grau de hidratação ou quando há adições minerais, a resistividade do sistema é aumentada e a velocidade de corrosão é reduzida [17]. Quanto maior o valor da resistividade elétrica, menor será o risco de haver corrosão na estrutura de concreto armado.

Este trabalho tem o intento de quantificar o pH das soluções dos poros, correlacionando com o comportamento à corrosão do concreto armado para os diferentes traços com substituição parcial do cimento por sílica ativa.

2. MÉTODO E MATERIAIS

2.1 Materiais

Os materiais utilizados neste trabalho são encontrados na região metropolitana de Porto Alegre/RS. Utilizou-se o cimento do tipo Portland de alta resistência inicial, CPV-ARI, por conter pouca quantidade de adições e apresentar um teor elevado de C_3S e maior disponibilidade de hidróxido de cálcio disponível para as reações pozolânicas. Cujas massa específica é de $3,12 \text{ g/cm}^3$ e perda ao fogo de 3,35%. A composição química está disposta na Tabela 1, e foi obtida de forma quantitativa pelo ensaio de fluorescência de raios X.

A pozolana empregada neste estudo foi a sílica ativa proveniente da produção de sílica metálica, do tipo não densificada de coloração cinza clara, com massa específica de $2,09 \text{ g/cm}^3$ e perda ao fogo de 2,40%. A composição química está apresentada na Tabela 2, e foi determinada de modo qualitativo pelo ensaio de fluorescência de raios X.

Tabela 1 – Composição química do cimento

Composição Química do cimento	Teores (%)
Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	3,479
Dióxido de Silício (SiO_2)	14,197
Oxido de Ferro (Fe_2O_3)	2,38
Óxido de cálcio (CaO)	55,687
Óxido de magnésio (MgO)	3,691
Trióxido de enxofre (SO_3)	2,026
Óxido de sódio (Na_2O)	0,477
Óxido de potássio (K_2O)	0,718

Tabela 2 – Composição química da sílica ativa

Composição Química da Sílica Ativa	Teores (%)
Silício (Si)	>50%
Potássio (K)	5 % < x < 50%
Cálcio (Ca), Enxofre (S) e Ferro (Fe)	< 5%

A distribuição granulométrica da sílica ativa foi realizada pela técnica de difração a laser em via úmida com solução de hexametáfosfato de sódio (5), com 60 segundos de ultrassom na potência de 40 Watts, o resultado dos diâmetros equivalentes é exposto na Tabela 3.

Tabela 3 – Diâmetros equivalentes da sílica ativa

Características físicas	Diâmetro (μm)
Diâmetro equivalente a 10% de massa acumulada	<6,29
Diâmetro equivalente a 50% de massa acumulada	19,71
Diâmetro equivalente a 90% de massa acumulada	34,38

O agregado graúdo britado de origem basáltica de utilizado apresenta modulo de finura 5,75, massa específica 2,67 g/cm³, diâmetro máximo de 12,5 mm e se enquadra na zona granulométrica 4,75/12,5.

O agregado miúdo utilizado foi uma areia natural de origem quartzosa com módulo de finura de 2,32, massa específica de 2,63 g/cm³, diâmetro máximo de 2,4 mm e enquadramento na zona utilizável.

Utilizou-se ainda armadura de aço carbono CA50 de diâmetro nominal igual a 12,5 nos corpos de prova avaliados quanto o comportamento à corrosão.

2.2 Produção das amostras

As proporções dos materiais constituintes são apresentadas na Tabela 4 para traço unitário. Juntamente é apresentado as proporções de substituições parciais do cimento por sílica ativa. Inclusive os fatores de controle, variou-se as substituições de cimento por sílica ativa nos teores de 5% e 10%

Tabela 4 – Traço unitário utilizados na pesquisa

Mistura	Quantidade de cimento em massa (kg)	Quantidade de substituição em massa	Quantidade em massa		
		Sílica ativa	Areia	Brita	a/agl
REF.	1	-	2,1	2,5	0,65
5% SA	0,97	0,03	2,1	2,5	0,65
10% SA	0,93	0,067	2,1	2,5	0,65

Salienta-se que a relação a/c fixada em 0,65, pois, segundo Kulakowski (2002), para obter a solução do poro suficiente para análise do pH, a relação a/c deve ser próxima de 0,7 [18].

Os corpos de prova submetidos à determinação da resistência à corrosão foram produzidos em concreto armado nas dimensões de 100 mm de altura, 260 mm de largura e 260 mm de comprimento, com uma barra de aço carbono inserido, conforme Figura 1. Produziu-se 2 amostras para cada traço de concreto.

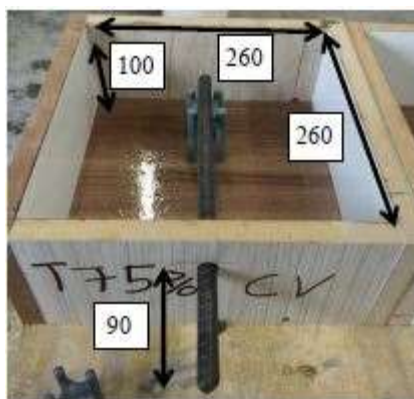


Figura 1 – Fôrma para ensaio de resistência à corrosão

Para verificação da evolução da resistividade, moldou-se corpos de prova cilíndricos de diâmetro 100 mm e 200 mm de altura, sem armadura, sendo duas amostras para cada traço.

Com a finalidade de obtenção da solução dos poros, para posterior determinação do pH, os corpos de prova para esta análise foram moldados em pasta de cimento, nas mesmas proporções de substituição parcial do cimento exposto na Tabela 4. As amostras possuíam geometria esférica de 40 mm de diâmetro e 80 mm de altura. Estes corpos de prova após desforma, me 24 horas, foram embalados em filmes plásticos e inseridos em sacos plásticos para evitar qualquer interação com o meio ambiente, e encaminhados a câmara úmida até a idade de ensaio.

2.3 Métodos

2.3.1 Ensaios de avaliação da corrosão

A resistência de polarização foi determinada pelo parâmetro de densidade de corrente de corrosão, utilizando o método não destrutivo com o auxílio do equipamento GECOR 8, fabricado pela NDT James Instruments Ltda e disponibilizado pelo Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), o ensaio foi realizado neste mesmo laboratório.

Para este ensaio empregou-se apenas o sensor A, que utiliza como eletrodo de referência o sulfato de cobre saturado com água deionizada.

A fim de obter o valor da resistência polarização (R_p), a Equação 1 foi utilizada, juntamente com os valores resultados da densidade de corrente (i_{corr}) e com a constante de Stern-Geary (B) de 52 mV.

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad \text{Equação 1}$$

Estas determinações foram realizadas nas idades de 3, 7, 28, 42, 56, 70, 84 e 91 dias.

Para a verificação da resistividade do concreto, utilizou-se o equipamento RESIPOD, fabricante Proceq, que segue o princípio de Wenner, também chamado de método dos quatro eletrodos. As quatro sondas de medição do equipamento segue o espaçamento de 50 mm. Adotou-se o padrão de leitura de duas medições em cada amostra nas idades de 3, 7, 28, 42, 46 e 70 dias, em pontos específicos do corpo de prova, sendo um oposto a outro.

2.3.2 Extração da solução dos poros

Para a extração da solução dos poros, utilizou-se de um equipamento similar ao desenvolvido por Barneyback e Diamond (1981), reproduzido por Kulakowski (2002), a Figura 2a esclarece esquematicamente o funcionamento do equipamento, e a Figura 2b apresenta o equipamento utilizado e desenvolvido por Kulakowski (2002). [18] [17]

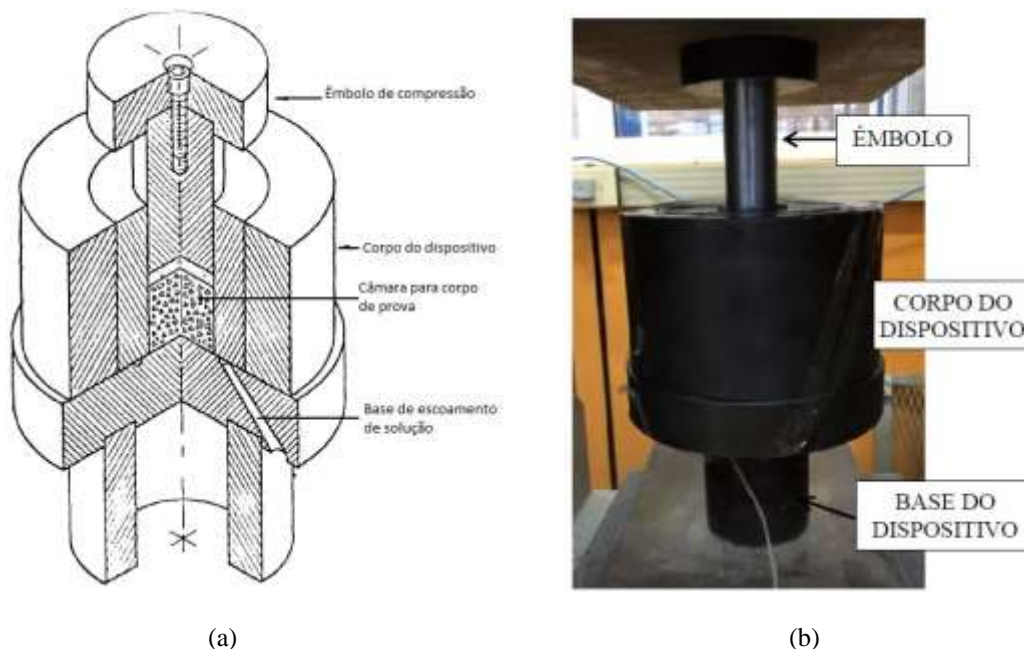


Figura 2 – (a) Esquema simplificado do equipamento para extração da fase líquida dos poros. (b) Vista do dispositivo utilizado posicionado na prensa hidráulica.

Fonte: Adaptado de Barneyback e Diamond (1981) [19]

Para tal, os corpos de prova de forma cilíndrica produzidos de pasta de cimento, nas proporções apresentadas na Tabela , nas dimensões de 40 mm de diâmetro e 80 mm de altura. Extrai-se a solução para as idades 3 dias, 7 dias, 38 dias e 91 dias.

Para a obtenção da solução, se faz necessário a aplicação de uma carga com o objetivo de promover tensões de confinamento no corpo de prova expelindo assim a solução dos poros. A tensão máxima aplicada pela prensa hidráulica foi de 300 MPa.

Extraíu-se ainda solução às 4 horas de hidratação do cimento, como neste momento a pasta não apresentava consistência totalmente endurecida, a extração ocorreu de forma manual.

2.3.3 Obtenção do pH da solução

Com a solução extraída devidamente reservada em um recipiente isento do contato com o ambiente externo. A análise da concentração de íons OH^- das amostras coletadas ocorreu com o emprego de titulação pelo método de titulometria volumétrica por neutralização.

Para neutralizar a solução alcalina extraída dos poros, empregou-se ácido clorídrico (HCl) com concentração de 0,0102N. Como indicador químico utilizou-se uma solução alcóolica de fenolftaleína a 1% (em massa). Este indicador, quando em pH alcalino, apresenta coloração vermelho-carmim; e em pH inferior a 9 apresenta aparência incolor. Adicionou-se 3 ml de solução fenolftaleína em 0,5 ml da amostra extraída, completando a diluição com 50 ml de água deionizada.

Ao trocar a cor da solução de vermelho-carmim para incolor, tem-se o volume de ácido consumido na titulação para neutralizar o volume de 0,5 ml diluído da solução, pois a água deionizada e a fenolftaleína são neutras. O controle da neutralização ocorre de forma visual.

Com o volume consumido do ácido, pode-se determinar a concentração em moles por litro de OH^- da solução neutralizada pela Equação 2.

$$n^{\circ} \text{ moles de } \text{OH}^- = \frac{(N \times V_{ac} \times V_i)}{(\text{massa atômica de } \text{OH}^-)} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

N = concentração do ácido em Normal;

V_{ac} = volume consumido de ácido para neutralizar a solução;

V_i = volume da amostra titulada (volume diluído).

A partir da concentração de íons OH^- obtida com a Equação 2, pode-se alcançar o pH da solução estuda com a Equação 3.

$$pH = -\log \left(\frac{10^{-14}}{[\text{OH}^-]} \right) \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

$[\text{OH}^-]$ = concentração de íons OH^- em mol/litro.

3. RESULTADOS

A Tabela 3 apresenta os resultados dos pH e das resistências de polarização das misturas obtidas nas diversas idades estudadas.

Tabela 3 – Resultados do pH e da Resistência de polarização

Mistura	Referência		5% SA		10% SA	
	pH	Rp ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)	pH	Rp ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)	pH	Rp ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)
4 horas	13,23	-	13,23	-	13,22	-
3 dias	13,63	61	13,46	177	13,30	418
7 dias	13,68	59	13,30	86	13,13	272
28 dias	13,60	650	13,32	867	13,00	274
42 dias	-	240	-	314	-	412
56 dias	-	208	-	379	-	565
70 dias	-	171	-	289	-	332
84 dias	-	338	-	361	-	583
91 dias	13,64	248	13,26	387	12,62	494

Observam-se pequenas, mas consistentes, alterações nos valores do pH quando comparados à idade da solução, bem como o teor de substituição. Cabe lembrar que os valores de pH variam conforme um escala logarítmica. Assim, uma variação unitária no valor do pH –variando, por exemplo, de 13,6 para 12,6 como ocorre aos 28 dias para o traço 10% SA, em comparação com o REF- corresponde a uma redução de dez vezes na concentração de íons OH^- da solução.

Como esperado, nota-se um aumento do pH nas primeiras idades analisadas, entre 4 horas e 3 dias, de todas as misturas. Tal variação deve-se ao fato que, às 4 horas, o cimento ainda está se dissolvendo e apenas as reações de hidratação dos

aluminatos estão ocorrendo, enquanto aos 3 dias a hidratação dos silicatos já se iniciou, pois a alcalinidade da solução é mais elevada.

Passadas 4 horas da mistura, percebe-se uma redução no valor do pH para as amostras com sílica ativa apresentam pH semelhante ao traço de referência, o que é consistente com a pequena redução no consumo de cimento destas amostras e com a maior reatividade na sílica ativa.

Na idade de 3 dias, em todas as misturas com substituição parcial do cimento, o pH encontra-se inferior ao valor referência. Este comportamento é consistente com o início das reações pozolânicas, onde há um consumo dos hidróxidos provenientes da hidratação do cimento, mas também devido ao menor teor de cimento nas misturas com adições. Outro fato que reforça que a reação pozolânica depende da ocorrência da hidratação dos silicatos, é que aos 3 dias, há um pico máximo nos valores do pH em todas as misturas com adições minerais, após há uma consistente redução do pH destas misturas ao longo do tempo.

A mistura utilizada como referência, sem substituição do cimento por pozolanas, obteve nas primeiras idades, entre 4 horas e 3 dias, um acentuado aumento do pH, sendo que, após esta idade, o pH praticamente não sofre alteração até os 91 dias.

Após os 3 dias é que a diferença no teor de substituição irá provocar influência no valor do pH, sendo que a mistura com maior teor de substituição, obteve menor valor de pH em todas as idades, já a mistura com menor teor, obteve maior pH. Este comportamento já era esperado, pois há diminuição da quantidade de cimento, todavia, há um maior consumo de hidróxido de cálcio pelas reações pozolânicas.

Evidencia-se, ainda, que ao término do período de análises, aos 91 dias, as soluções 10%SA apresenta o menor valor de pH em relação à amostra referência e em relação às misturas de mesmo material de substituição (com menores teores).

Tem-se, então, que com o aumento progressivo do teor de substituição de cimento por sílica ativa há um decréscimo da concentração de íons hidroxilas da solução, há uma redução da porcentagem total de cátions alcalinos da solução a partir dos 3 dias de idade, para todas as soluções analisadas.

A Figura 3 apresenta a evolução da resistência de polarização juntamente com comparação ao desenvolvimento do pH.

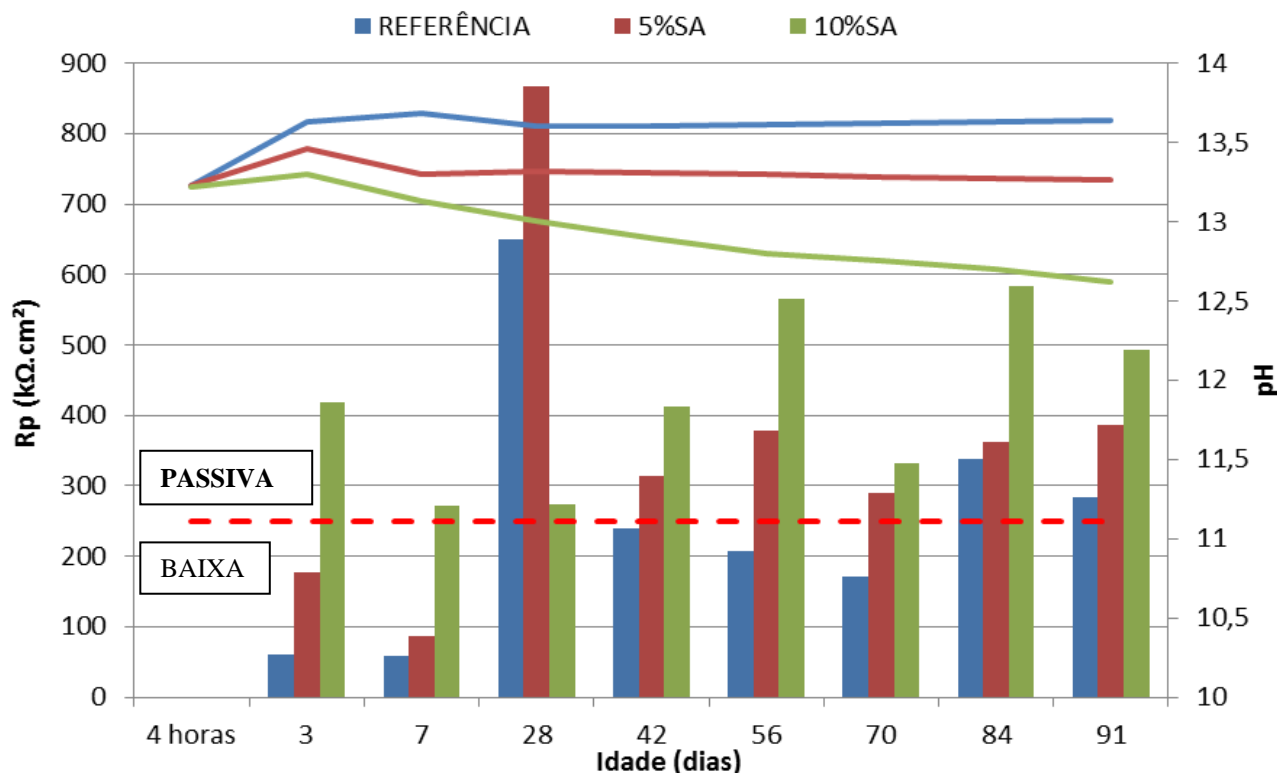


Figura 3 – Evolução da resistência de polarização e do pH

Nas primeiras idades de 3 e 7 dias, observa-se um risco de corrosão baixo, à medida que sucedem as reações de hidratação do cimento a probabilidade de corrosão declina para níveis de passivação, e assim se mantem até o término do período do trabalho.

A amostra referência apresenta leve declínio da qualidade de proteção, passando da zona passiva para a região de baixo risco de corrosão aos 42 dias e mantendo até os 70 dias, terminando o estudo na zona passiva. Tens que esta amostra há maior suscetibilidade de corrosão entre as amostras analisadas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Vale salientar que ao longo do período de estudo, as amostras com substituição parcial do cimento por sílica ativa apresentam tendência de desempenho melhor quanto à concretos sem substituições.

Com base nos resultados obtidos, suspeita-se que as armaduras de todos os concretos penduram no estado passivo em todo o período estudado. Presume-se que nos primeiros dias, o concreto armado apresenta probabilidade maior de corrosão, pois neste período está ocorrendo à formação do filme de passivação sobre a superfície do aço.

Percebe-se uma propensão das pozolanas na influência positiva do desempenho a proteção da corrosão, independentemente do tipo de pozolana e do seu teor de utilização. Estes resultados complementam o estudo de Oliveira (2007) no qual se notou que as adições são capazes de melhorar o desempenho dos concretos frente à corrosão, com resistência de polarização superior ao concreto sem substituição [20]. Ainda observa que o efeito diminutivo do valor do pH parece não ter significância quanto a perda da proteção contra a corrosão.

De fato, em todas as idades estudadas, exceto aos 28 dias, a redução do pH, nas faixas estudadas, aparenta não influenciar para diminuição da resistência à corrosão, pois a mistura com menor valor do pH apresenta maior valor da resistência de polarização.

4. CONCLUSÃO

Visualiza-se maior influência da sílica ativa nas primeiras idades, até o sétimo dia, quando o filme de passivação está sendo formado e atingindo sua estabilização. Nestes instantes, observou-se comportamento claro do aumento da resistência de polarização quando o pH é reduzido por causa da substituição parcial de cimento pela adição mineral.

A redução do valor do pH pela substituição parcial do cimento por sílica ativa, ocasionará na melhora do desempenho da resistência à corrosão do concreto armado.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ARAUJO, V. R. B. S. *et al.* Estudo de prospecção do concreto verde. **Congresso Brasileiro de Prospecção Tecnológica**, 2013. v. 6, p. 106–114.
- [2] LIMA, J. A. R. **Avaliação das consequências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2010. Tese de Doutorado.
- [3] COSTA, E. B. DA *et al.* Clínquer Portland com reduzido impacto ambiental. **Ambiente Construído**, jun. 2013. v. 13, n. 2, p. 75–86.
- [4] ANDRADE, M. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Pini, 1992.
- [5] GENTIL, V. **Corrosão**. 3. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 1996.
- [6] HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1993. Tese de Doutorado.
- [7] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2º. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [8] BAROGHEL-BOUNY, V.; CAPRA, B.; LAURENS, S. Durabilidade das armaduras e do concreto de cobrimento. **Durabilidade do concreto**. São Paulo: Jean-Pierre Olliver e Angélique Vichot, 2014, p. 255–326.
- [9] SILVA, M. G. Cimentos Portland com adições minerais. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. 2ª. ed. São Paulo: Geraldo C. Isaia, 2010, v. 1p. 791–825.
- [10] DAL MOLIN, D. C. C. Adições Minerais. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1ª. ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 1p. 261–311.
- [11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 222R. Protection of metals in concrete against corrosion**. ACI Committee Reports, 2001.
- [12] PEREIRA, V. C. DE O.; MONTEIRO, E. C. B. Avaliação da capacidade de proteção de adições minerais em relação à corrosão de armaduras à corrosão de armaduras devido à carbonatação. **Construindo**, 2011. v. 3, p. 12–16.
- [13] CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo; Goiânia, GO: Pini ; Editora UFMG, 1997.
- [14] RILEM TC 154-EMC. Recommendations: Test methods for on-site corrosion rate measurement of polarization resistance method. **Materials and Structures**, 2004. v. 37, p. 623–643.
- [15] AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. **ASTM G57. Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method**. [S.l.]: ASTM International, 2012.
- [16] RILEM TC 154-EMC. Recommendations: Test methods for on site measurement of resistivity of concrete. **Materials and Structures**, 2000. v. 33, p. 603–611.
- [17] WRITING, D. A.; MOHAMAD, N. A. Electrical resistivity of concrete-a literature review. **R&D Serial**, 2003. 2457.
- [18] KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002. Tese de Doutorado.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [19] BARNEYBACK, R. S.; DIAMOND, S. Expression and analysis of pore fluids from hardened cement pastes and mortars. **Cement and Concrete Research**, mar. 1981. v. 11, n. 2, p. 279–285.
- [20] OLIVEIRA, A. M. **Avaliação do desempenho de concreto com adições minerais quanto à corrosão das armaduras induzida por cloretos**. Goiânia: Universidade Federal da Goiás, 2007.



AVALIAÇÃO DA OXIDAÇÃO DE AGREGADOS SULFETADOS EM DIFERENTES GRANULOMETRIAS

H. GOTO

Engenheiro Civil
Companhia Paranaense de Energia (Copel)
Mestrando (UFPR)
Paraná, Brasil
hudson.goto@copel.com

M.H.F. MEDEIROS

Professor
Universidade Federal do Paraná (UFPR)
Paraná, Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

I.C. OLIVEIRA

Engenheiro Civil
Companhia Paranaense de Energia (Copel)
Paraná, Brasil
isabela.oliveira@copel.com

RESUMO

Obras de grande porte, como barragens de concreto de usinas hidrelétricas, comumente utilizam agregados extraídos de maciços rochosos próximos aos locais de implantação, os quais, em alguns casos, podem conter compostos deletérios ao concreto, como os minerais sulfetados, que possuem enxofre (S) em sua composição. Os agregados sulfetados no interior do concreto, ao iniciarem o processo de oxidação na presença de água e oxigênio, liberam íons sulfatos (SO_4^{2-}) que reagem com a portlandita e o aluminato tricálcico presentes na pasta de cimento Portland, formando produtos expansivos como a gipsita e a etringita, provocando fissuras e expansões no concreto e redução no pH. Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o processo de oxidação e o potencial deletério de três amostras de agregados de diferentes granulometrias contendo o mineral pirita (FeS_2) em sua composição: amostra 1 (areia), amostra 2 (brita 0) e amostra 3 (brita 2). Os agregados estudados são diabásios provenientes de uma pedreira próxima à região do rio Tibagi no Paraná. As amostras foram analisadas em dois grupos distintos e imersas em dois tipos de solução: água destilada ($pH \approx 7,0$) e solução de hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) ($pH \approx 12,5$), sendo submetidas à oxigenação constante de 100mbar por um período de 30 dias. Durante o ensaio foram realizadas medições periódicas do pH e do potencial elétrico das soluções. Ao final do ensaio, foi analisado o comportamento dos agregados sulfetados de acordo com as diferentes granulometrias e a influência da imersão em soluções neutras e alcalinas sob condição de oxigenação constante.

Palavras-chave: agregados sulfetados, ataque interno por sulfatos, reações de oxidação.

ABSTRACT

Large-sized buildings, such as concrete dams of hydroelectric power plants, generally use aggregates extracted from rock mass next to implantation site, which, in some cases, may contain deleterious compounds to concrete, such as sulfide minerals, that contain sulfur (S) in your composition. The sulfide aggregates inside the concrete, as started the process of oxidation in the presence of water and oxygen, release sulphate ions (SO_4^{2-}) that react with portlandite and tricalcium aluminate in the Portland cement paste, forming expansive products such as gypsum and ettringite, causing cracks and expansion in concrete and pH reduction. Thus, the present paper aims to evaluate the process of oxidation and the deleterious potential of three aggregate samples of different granulometry containing the pyrite mineral (FeS_2) in your composition: sample 1 (sand), sample 2 (coarse aggregate 0) and sample 3 (coarse aggregate 2). The aggregates studied are diabase from a rock quarry next to Tibagi river region in Parana State, Brazil. The samples were analysed in two distinct groups and immersed in two types of solution: distilled water ($pH \approx 7,0$) and calcium hydroxide solution ($Ca(OH)_2$) ($pH \approx 12,5$), submitted to 100mbar constant oxygen for a 30 days period. During the test, periodic measures of pH and electrical potential of the solutions were performed. At the end of the test, the behavior of the sulfide aggregates were analysed according to the different granulometry and the influence of neutral and alkaline solutions under constant oxygenation.

Key-words: sulfide aggregates, internal sulfate attack, oxidation reactions.

1. INTRODUÇÃO

O emprego de agregados para a confecção de concretos é prática comum no setor da construção civil, sendo considerado um dos insumos minerais mais consumidos no mundo. Sua utilização tem influência nas propriedades do concreto, e sob o ponto de vista econômico, reduz consideravelmente os custos de produção.

Para a construção de obras de grande porte, como barragens de concreto de usinas hidrelétricas, o consumo de agregados é bastante elevado, devido aos altos volumes de concreto empregados, como na construção da barragem da Usina Hidrelétrica Governador José Richa (Salto Caxias), onde foram produzidos aproximadamente 912.000 m³ de concreto compactado a rolo e consumidos cerca de 1.150.000 ton de agregados de diversas faixas granulometrias [1].

Desta forma, por motivos logísticos e econômicos, a utilização de agregados selecionados provenientes de locais afastados destes empreendimentos torna-se inviável, sendo sua extração efetuada em pedreiras localizadas próximas às obras [2, 3, 4].

Na maioria dos casos os agregados extraídos destas pedreiras são considerados adequados para a confecção de concretos, porém, a presença de certos minerais em sua composição pode causar danos quando em contato com os produtos de hidratação do cimento Portland, como é o caso dos minerais sulfetados, como a pirita, que possuem enxofre em sua composição. Os produtos das reações de oxidação da pirita reagem com os compósitos do cimento Portland e dão origem ao ataque interno por sulfatos, causando expansão e fissuração da pasta.

A pirita (FeS_2) é um dos minerais sulfetados mais encontrados em rochas, apresentando estrutura cúbica, composta por 46,6% de Fe (ferro) e 53,4% de S (enxofre), variando de cor amarelo dourada à amarelo latão polido, também conhecida popularmente como “ouro de tolo”. Pode ser encontrada em rochas sedimentares, metamórficas, ígneas (como os diabásios) e em leitos de carvão mineral. Possui dureza entre 6 e 6,5, alterando-se para íons sulfatos (SO_4^{2-}) durante o seu processo de oxidação [5] [6].

O surgimento de manchas marrons de ferrugem em maciços rochosos e a formação de película branca aderida aos agregados são características da formação de compostos como o hidróxido de ferro e os sulfatos de ferro hidratados, produtos gerados pela oxidação da pirita [5].



Figura 1 – Maciço rochoso contendo sulfetos na forma de pirita (detalhe a e b) [7]. Agregado de pedra da região próxima ao rio Tibagi no Paraná (detalhe c) [8].

Alguns casos têm sido relatados sobre a ocorrência do ataque interno por sulfatos em barragens de concreto. Na Espanha, após comportamentos anômalos detectados pelos sistemas de instrumentação das barragens de concreto de Torán, Graus e Tavascán, constatou-se a presença de minerais sulfetados nos agregados [9], causando fissuras superficiais e deslocamentos estruturais. Ainda na Espanha, outros casos [6] foram registrados nas barragens de Paso Nuevo e Rumedo, sendo que todos encontram-se na mesma formação geológica. No Brasil, pode-se citar a barragem do Rio Descoberto, executada em concreto massa com emprego de agregados contendo pirita, resultando em pontos de vazamento no paramento de jusante da barragem e no interior da galeria, poucos anos após o enchimento do reservatório [7].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

A pirita, na presença de água (umidade) e oxigênio, oxida-se tendo como agente oxidante inicial o oxigênio (O_2) dissolvido na água, produzindo íons ferrosos (Fe^{2+}), sulfatos (Eq. 1) e íons férricos (Fe^{3+}) (Eq. 2). Os íons férricos liberados tornam a oxidar a pirita, agindo como fortes catalisadores das novas reações, sendo reduzidos a íons ferrosos, liberando novamente íons sulfatos, mantendo, assim, um ciclo de reações até o consumo de todo mineral (Eq. 3). Esta última reação gera mais hidrogênio (H^+), aumentando a acidez do sistema [10, 11]:



Do ponto de vista de equilíbrio das reações, considera-se que o hidróxido de ferro ($Fe(OH)_3$) formado (Eq. 4) é o produto predominante da oxidação dos sulfetos quando ocorrem em meios alcalinos ($pH > 7,0$), como no interior dos concretos [2, 12]:



O hidróxido de ferro pode causar uma variação volumétrica de $3,05 \text{ cm}^3$ por mol de sulfeto, considerada pequena em relação aos volumes gerados pela gipsita, monossulfoaluminato ou etringita na matriz cimentícia [2]. Outros compostos relevantes ainda podem ser formados, como a goetita ($FeOOH$), por desidratação do hidróxido de ferro, a hematita (Fe_2O_3) e a melanterita ($FeSO_4 \cdot 7H_2O$) [2, 12].

No processo de alteração dos sulfetos, alguns fatores podem contribuir para o seu desenvolvimento e aceleração, como: concentração de oxigênio, temperatura e umidade, pH, área específica das partículas, teor de ferro, presença de bactérias e morfologia [3, 6, 12].

A alcalinidade do meio é o fator predominante para determinar qual será o agente oxidante [5]. Para Casanova *et al.* (1997) [12], nenhum sulfeto mantém-se estável para valores de pH acima de 10, sendo que, para valores de pH entre 7,5 e 8,5, sua taxa de reação não depende da alcalinidade do meio, mas sim, da disponibilidade de oxigênio e do tamanho do grão.

Em ambientes com valores de pH abaixo de 4,0, o íon férrico é o principal responsável pelo início das reações, enquanto em meios alcalinos, como no concreto, onde o pH situa-se entre 12,5 e 13,5, o principal agente oxidante é o oxigênio [6]. Mesmo em condições alcalinas, como no interior dos concretos, as reações de oxidação da pirita tendem a tornar o meio mais ácido devido à liberação de íons hidrogênio na solução [2].

A evolução das reações expansivas é determinada pela mudança na área superficial dos reagentes, dependendo, assim, do tamanho original dos grãos dos sulfetos no agregado [2]. Em pesquisa desenvolvida por Casanova *et al.* (1997) [12], constatou-se que a velocidade de evolução das reações, tanto de oxidação do mineral quanto de formação de etringita no concreto, é maior para grãos de sulfetos de $100 \mu\text{m}$ em relação à grãos de $200 \mu\text{m}$. Estudos realizados com agregados sulfetados [6] constataram que a reação de oxidação dos sulfetos de ferro é influenciada pela dimensão dos agregados, de acordo com a sua faixa granulométrica, observando maiores diferenças quando há variação de faixas de 4-5mm para 40-50mm.

Assim, o primeiro mecanismo de expansão no interior dos concretos tem início com as reações de oxidação da pirita, formando principalmente hidróxido de ferro. No segundo momento, com a liberação de íons sulfatos das reações de alteração deste sulfeto e sua combinação com os compósitos do cimento, tem-se o ataque interno por sulfatos propriamente dito.

Os íons sulfatos e hidrogênio resultantes da oxidação da pirita, dissolvidos na solução aquosa dos poros do concreto, reagirão com seus componentes, principalmente o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$ ou CH) e o aluminato tricálcico ($CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 12H_2O$ ou C_3A), formando novos produtos expansivos, como a gipsita ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ou $C\bar{S}H_2$) (Eq. 5), o monossulfoaluminato ($CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 18H_2O$ ou $C_4A\bar{S}H_{12}$) (Eq. 6) e a etringita ($CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ ou $C_6A\bar{S}_3H_{32}$) (Eq. 7) [2]:





Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Como em qualquer processo de cristalização, estes produtos terão sua formação iniciada em vazios, poros e fissuras existentes na pasta de cimento. Se a degradação continuar, os volumes gerados podem causar tensões excessivas e microfissurações [10]. Os volumes de sólidos gerados para a gipsita, o monossulfatoaluminato e a etringita são respectivamente 41,63, 182,89 e 172,19 cm³/mol de sulfato, sendo, portanto, mais nocivos do que os produtos gerados na oxidação da pirita [2].

Os sintomas que evidenciam um concreto contaminado por um mineral sulfetado são: manchas de ferrugem, fissuras mapeadas, desagregação e intumescimento dos poros, película branca sobre os agregados, eflorescências brancas e, eventualmente, deslocamentos estruturais [5].

Sobre os requisitos normatizados para os agregados a serem utilizados na produção de concretos de cimento Portland, a NBR 7211/2009 recomenda, no item 5.3.2, que o teor de sulfatos não deve exceder o limite de 0,1% em relação à massa de agregado. Ainda de acordo com a NBR 7211/2009, os agregados que excederem este limite podem ser utilizados no concreto somente quando o teor total, proveniente dos outros materiais constituintes do concreto, não excederem o valor de 0,2%, ou que seja comprovado o emprego do cimento Portland resistente a sulfatos [13].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 MATERIAIS

Os agregados utilizados são diabásios provenientes de uma pedra localizada na cidade de Telêmaco Borba, próxima à região do trecho médio do rio Tibagi, no Paraná. Este material também foi estudado em trabalhos correlatos, visando sua utilização para a construção de obras de grande porte, como barragens de concreto [4, 14].

Por meio de microscopia ótica de luz transmitida, foram realizadas as análises petrográficas em lâminas finas a partir de amostras dos agregados, obtendo-se o percentual semiquantitativo, enquanto que por microscopia ótica com uso de luz refletida foram identificados os minerais opacos, principalmente os sulfetos [4].

Os ensaios semi quantitativos de fluorescência de raios X (FRX) foram realizados em espectômetro PANalytical Axios Max, em pastilhas de pó prensados [14].

A água utilizada é proveniente da rede de abastecimento da cidade de Curitiba e destilada em destilador tipo Pilsen com caldeira para pré-aquecimento, ebulição e posterior condensação, sendo utilizada em temperatura ambiente (24±2)°C.

Para a preparação das soluções alcalinas, foi utilizado hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) p.a. conforme dados na Tabela 1.

Tabela 1 – Composição química do hidróxido de cálcio p.a.

Dosagem	Metais Pesados	Insolúveis em HCl	Cloretos	Ferros	Compostos sulfurados	Magnésio a sais alcalinos	
(%)	Mín 96%	Máx. 0,003%	Máx. 0,03%	Máx. 0,03%	Máx. 0,05%	Máx. 0,1%	Máx. 1,0%

2.2 METODOLOGIA

Os agregados contaminados foram separados por peneiramento em 3 granulometrias diferentes: amostra 01 (37,5mm<Ø<19mm), amostra 02 (9,5mm<Ø<6,3mm) e amostra 03 (4,75mm<Ø<2,36mm). As amostras foram pesadas, totalizando aproximadamente 610g de material por faixa granulométrica. Antes da utilização, os agregados foram lavados em água corrente da rede de distribuição para retirada de pó e matéria orgânica excedente, sendo secos em temperatura ambiente do laboratório de (24±2)°C.

Após o preparo dos agregados para o ensaio de oxidação dos sulfetos, as amostras foram separadas em dois conjuntos com as 3 granulometrias citadas e colocados individualmente em béqueres de vidro. Posteriormente, um conjunto teve seus recipientes preenchidos com água destilada, buscando manter um ambiente de pH neutro (≈7,0), enquanto o outro conjunto foi preenchido com uma solução alcalina de água destilada e hidróxido de cálcio p.a., em concentração de 20g/L, homogeneizado manualmente com bastão de vidro. O motivo de usar uma série com a solução aquosa de hidróxido de cálcio é que isso proporciona um meio com elevado pH, característico do ambiente interno do concreto, ou seja, um ambiente mais próximo das condições de serviço em que estes agregados ficam em condições reais.

Na sequência, as amostras de agregados imersas nas soluções foram submetidas a um fluxo de ar constante por meio de um compressor de ar com pressão de 100mbar, conectado aos béqueres por mangueiras de silicone de Ø 4,0mm e difusores de ar (ver Figura 2), por um período de 30 dias sem interrupção. Durante este período, leituras periódicas de pH, potencial elétrico (Eh) e temperatura da solução foram realizadas para verificação do comportamento das reações, utilizando um pHmetro com compensação automática de temperatura da MS Tecnoyon. Antes de cada leitura, a vidraria e o eletrodo do pHmetro utilizados eram limpos com água destilada e secos com papel. Para evitar desvios nas leituras, amostras de 30ml de cada solução foram separadas em novos béqueres imediatamente antes das medições para estabilização do oxigênio dissolvido. Ao final dos procedimentos, as amostras eram colocadas novamente na solução com os agregados.

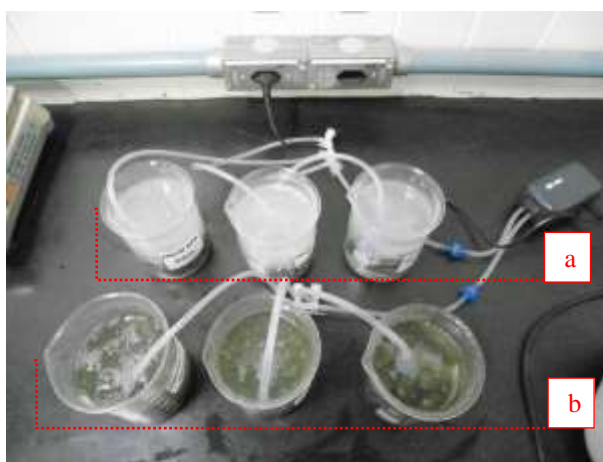


Figura 2 – Montagem do sistema de ensaio com os agregados de diferentes granulometrias imersos em solução alcalina (a) e neutra (b)

Devido às condições de temperatura do laboratório de aproximadamente $(24\pm 2)^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa de $(70\pm 5)\%$, houve a necessidade de complementação das soluções com água destilada, para que as reações de oxidação não fossem interrompidas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise petrográfica por microscopia ótica de luz transmitida realizada nos agregados contaminados da pedra em estudo mostrou uma maior quantidade de andesina/labradorita (plagioclásios) e augita (piroxênios) em sua composição, sendo portanto rochas de natureza ígnea, classificadas como diabásio.

Tabela 2 – Análise petrográfica do diabásio [4]

Tipo da amostra	Características		
	Cor	Cinza escuro	
	Estrutura	Maciça	
Composição Mineralógica	Andesina/Labradorita (Na,Ca)(Si,Al) ₄ O ₈ (%)	55 a 60	
	Augita (Ca,Na)(Mg,Fe,Al)(Si,Al) ₂ O ₆ (%)	30 a 35	
	Minerais opacos (%)	5	
	Apatita (Ca ₅ (PO ₄) ₃ (F,OH,Cl) (%)	< 1	
	Feldspato alcalino (%)	< 1	
	Argilomineral (%)	1 a 2	
	Quartzo microgranular (%)	< 1	
	Classificação da rocha	Tipo de rocha	Ígnea
		Nome	Microgabro - diabásio
	Reatividade potencial álcali-agregado	Potencial reativo	Potencialmente reativo

Por meio da análise qualitativa por microscopia ótica de luz refletida, constatou-se a maior presença de alguns sulfetos como: pirita (FeS_2), calcopirita (CuFeS_2), pirrotita ($\text{Fe}_{(1-x)}\text{S}$) e esfarelita (ZnS). Pela análise quantitativa, foram detectados teores de sulfetos inferiores a 0,5%, com baixa taxa de alteração [4].

Os resultados da FRX demonstraram uma maior quantidade de óxidos de silício e ferro, e teor de 0,30% de óxidos de enxofre.

Tabela 3 – Análise por fluorescência de raios X (FRX) [14]

Amostra	SiO_2 (%)	Fe_2O_3 (%)	Al_2O_3 (%)	CaO (%)	TiO_2 (%)	MgO (%)	Na_2O (%)	K_2O (%)	P_2O_5 (%)	SO_3 (%)	P.F.
Agregado	47,10	18,30	13,00	9,10	3,20	2,80	2,50	1,50	0,80	0,30	0,81

De acordo com a separação dos agregados nas duas soluções para o desenvolvimento do ensaio de oxidação, as amostras foram divididas em série “a” (soluções alcalinas) e série “b” (soluções neutras), em ordem decrescente de faixa granulométrica, conforme Tabela 4:

Tabela 4 – Amostras utilizadas para realização do ensaio

Amostra	\varnothing (mm)	Solução	Massa (g)
A01a	19mm < \varnothing < 37,5mm	água destilada + hidróxido de cálcio	307,32
A02a	6,3mm < \varnothing < 9,5mm	água destilada + hidróxido de cálcio	304,65
A03a	2,36mm < \varnothing < 4,75mm	água destilada + hidróxido de cálcio	305,70
A01b	19mm < \varnothing < 37,5mm	água destilada	302,82
A02b	6,3mm < \varnothing < 9,5mm	água destilada	303,49
A03b	2,36mm < \varnothing < 4,75mm	água destilada	303,05

O objetivo do trabalho foi de avaliar o comportamento de um agregado contaminado com sulfetos em diferentes granulometrias em ambiente úmido (presença de água) e oxigenado (difusão de O_2). Sendo assim, as Figuras 3 e 4 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos a partir das leituras de pH e potencial elétrico durante o período de 30 dias com oxigenação constante.

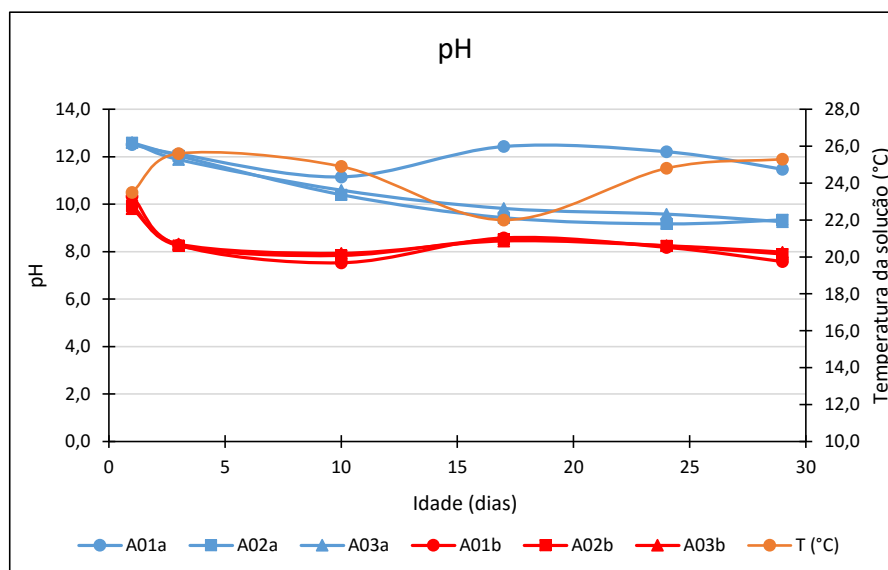


Figura 3 – Valores de pH para as diferentes amostras e soluções

A predominância de andesina/labradorita e augita na composição mineralógica dos agregados pode ter retardado a redução dos valores de pH ao longo do ensaio para as soluções neutras (A01b, A02b e A03b). A presença de alguns silicatos em rochas, como os feldspatos e piroxênios podem contribuir para a neutralização da acidez do sistema, mantendo a alcalinidade elevada [15]. O mesmo comportamento também foi verificado por [14] ao realizar ensaios de pH NAG com os agregados utilizados neste trabalho. Isso explica o fato de que os recipientes preenchidos com água destilada atingiram no início do ensaio um pH igual a 10, indicando que algum componente do agregado dissolve imediatamente na água, elevando o pH.

Durante as reações de oxidação dos sulfetos, ocorre a liberação de hidrogênio para o meio em solução, provocando a redução do pH. Isto mostrou-se mais visível na solução alcalina (A01a, A02a e A03a), onde a alta alcalinidade inicial ($\text{pH} > 12,5$) e a instabilidade dos sulfetos para valores de $\text{pH} \approx 10$ contribuíram para evidenciar sensíveis reduções na concentração de hidrogênio ao longo do ensaio.

O comportamento do pH das soluções demonstrou uma redução para as menores faixas granulométricas em soluções alcalinas (A01a, A02a e A03a). Isto confirma que em ambientes alcalinos ($\text{pH} > 7$), a taxa de reação de oxidação dos minerais sulfetados possui uma maior relação com a quantidade de oxigênio dissolvido disponível para agir como agente oxidante [2]. Para valores de pH acima de 10, a relação com a alcalinidade do meio é maior, onde os sulfetos tornam-se instáveis, diferente do que ocorre quando os valores de pH aproximam-se de 7,0, aumentando sua relação com o oxigênio dissolvido. Quando a solução possui alta alcalinidade ($12,5 < \text{pH} < 13,7$), a velocidade de oxidação é aumentada [12], o que pode ter contribuído na fase inicial das reações para os agregados de maior área específica (A02a e A03a).

Para as amostras em solução neutra de água destilada (A01b, A02b e A03b), houve uma redução inicial dos valores de pH, tendendo a sua constância nas idades subsequentes. Os baixos teores de sulfetos encontrados nos diabásios [4, 14] podem não ter contribuído suficientemente para alterar o pH das soluções durante o período de ensaio, mantendo uma baixa concentração de hidrogênio em volume. Outro fator que pode ter influenciado é a baixa taxa de oxigênio dissolvido ou a sua pouca uniformidade pela solução, sendo que para faixas de pH entre 7,5 e 8,5 há uma maior dependência do oxigênio disponível.

A variabilidade de concentração de sulfetos nos agregados também pode ter interferido no seu comportamento durante o ensaio. Em um mesmo maciço pode-se ter diferentes pontos com teores variados destes minerais, não havendo, assim, uniformidade nos resultados obtidos, o que pode comprometer a correta decisão sobre a sua utilização para a confecção de concretos.

Em relação aos valores de potencial elétrico, ambas as soluções apresentaram valores negativos ao longo de todo o ensaio.

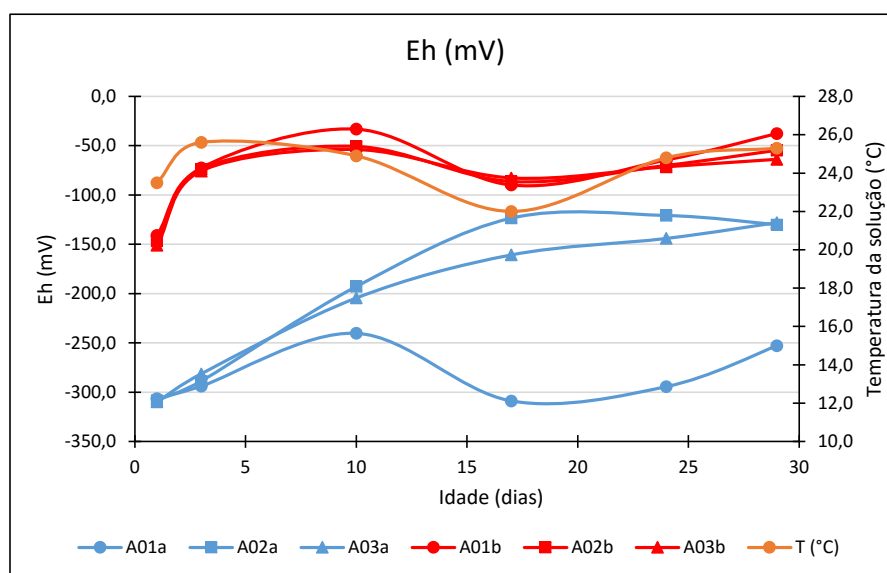


Figura 4 – Valores de potencial elétrico para as diferentes amostras e soluções

Mesmo com uma baixa concentração de sulfetos nas amostras, para algumas faixas granulométricas verificou-se a formação inicial de ferrugem sobre a superfície dos agregados, principalmente os de menores diâmetros ($9,5\text{mm} < \varnothing < 6,3\text{mm}$ e $4,75\text{mm} < \varnothing < 2,36\text{mm}$). Isto ocorreu tanto para as soluções alcalinas como para as neutras (Figura 5). Já para os agregados maiores ($37,5\text{mm} < \varnothing < 19\text{mm}$), não houve alteração superficial, confirmando a maior reatividade de agregados com maior área específica durante as reações de oxidação.



Figura 5 – Agregado em processo inicial de oxidação

4. CONCLUSÕES

Agregados que contêm minerais sulfetados em sua composição, como por exemplo a pirita, oxidam-se em presença de umidade (água) e oxigênio. Dependendo do pH da solução em que estes agregados estão inseridos, seu comportamento pode ser variado. Em soluções mais alcalinas, com $\text{pH} > 10$, como por exemplo nos concretos ($\text{pH} \approx 12,5$), a taxa de oxidação dos sulfetos dependerá mais da própria alcalinidade do meio. Durante as reações, com a liberação de hidrogênio, o pH tende a diminuir, momento no qual o teor de oxigênio dissolvido passa a ser mais significativo.

Em relação à variação granulométrica dos agregados, verificou-se que em meio alcalino esta foi mais influente para as reações de oxidação em relação aos agregados em solução neutra, não sendo observado o mesmo comportamento, independentemente da granulometria.

A formação inicial de manchas marrons superficiais sobre os agregados de menor granulometria confirma que a presença do oxigênio dissolvido, tanto em solução alcalina como em solução neutra, provoca um aumento nas taxas de oxidação dos sulfetos. No caso da solução neutra, a presença de feldspatos e piroxênios pode ter contribuído para a neutralização da acidez do sistema, porém não evitando a oxidação dos minerais sulfetados.

As análises petrográficas realizadas [4] podem ser consideradas normais para agregados de diabásio, porém, pela análise por microscopia ótica de luz refletida, constatou-se a presença de alguns sulfetos como a pirita. Em pesquisa realizada por [14] com o agregado proveniente do mesmo maciço rochoso, o material apresentou teores de pirita da ordem de 1% à 3%, sendo relatados casos com teores de até 10% em outros trabalhos e provenientes de outras jazidas [7].

Devido aos baixos teores de sulfetos das amostras, a taxa de oxigênio dissolvido nas soluções pode não ter sido suficiente para iniciar os processos de oxidação nos agregados que estavam contaminados. A utilização de outro tipo de solução, como por exemplo, o peróxido de hidrogênio (H_2O_2) com correção para pH alcalino, pode fornecer dados mais precisos, uma vez que o oxigênio presente pode ser quantificado.

Portanto, pode-se concluir que a presença de minerais sulfetados, como a pirita, em agregados utilizados para a confecção de concretos, principalmente para a execução de obras de grande porte como barragens, deve ser criteriosamente estudada. Por meio de novas pesquisas, deve-se determinar valores para os teores mínimos de sulfetos aceitáveis para utilização como agregado da construção civil, pois dependendo da sua concentração e o meio em que este se encontra, sua influência pode não ser deletéria às estruturas de concreto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à infraestrutura e ao apoio em recursos humanos e financiamento à COPEL GeT projeto P&D 6491-0301/2013, à ANEEL, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) aos Institutos LACTEC e a Universidade Federal do Paraná – PPGECC/UFPR.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] KREMPEL, A.F.; OLIVEIRA, L.F.P.; PEREIRA, M.A.C. Controle de qualidade da compactação do CCR na barragem da U.H. de Salto Caxias. **XXII Seminário Nacional de Grandes Barragens**. São Paulo, 1997.
- [2] CASANOVA, I.; AGULLÓ, L.; AGUADO, A. Aggregate expansivity due to sulfide oxidation - I. Reaction system and rate model. **Cement and concrete research**, v.26, n.7, p.993-998, 1996.
- [3] GOMIDES, M.J.; HASPARYK, N.P.; ANDRADE, M.A.S.; BITTENCOURT, R.M. Investigação de agregados contendo sulfetos para utilização em estruturas de concreto. **XXVI Seminário nacional de grandes barragens**. Goiânia, 2005.
- [4] OLIVEIRA, I.C. **Análise de dados para elaboração de diretrizes visando à detecção de sulfetos e sulfatos na composição do CCR**. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2013.
- [5] HASPARYK, N.P.; MUNIZ, F.C.; ARMELIN, J.L.; NASCIMENTO, J.F.F.; SANTOS, M.C.; BITTENCOURT, R.M.; ANDRADE, W.P.; CARASEK, H.; CASCUDO, O.; MINICUCCI, L.A. Contribuição ao estudo da influência de sulfetos presentes no agregado nas propriedades e durabilidade do concreto. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais**. Belo Horizonte. IBRACON, 2002.
- [6] OLIVEIRA, I. **Reacción sulfática interna en presas de hormigón: cinética del comportamiento**. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona. 2011.
- [7] GOMIDES, M.J. **Investigação de agregados contendo sulfetos e seus efeitos sobre a durabilidade do concreto**. Tese (Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul). Porto Alegre. 2009.
- [8] CAPRARO, A.P.B. **Mudanças nas propriedades microestruturais e mecânicas de pastas, argamassas e concretos dosados com diferentes teores de contaminação por sulfetos**. 2015. Exame de qualificação para obtenção do título de Mestre – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Paraná.
- [9] ARAÚJO, G.S.; CHINCHÓN, S.; AGUADO, A. Evaluation of the behavior of concrete gravity dams suffering from internal sulfate attack. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. Volume 1, N. 1, p.84-112, 2008
- [10] CHINCHÓN-PAYÁ, S.; AGUADO, A.; CHINCHÓN, S. A comparative investigation of the degradation of pyrite and pyrrhotite under simulated laboratory conditions. **Engineering Geology**, n. 127, p. 75-80, Dez 2011.
- [11] CZEREWKO, M.A.; CRIPPS, J.C.; REID, J.M.; DUFFELL, C.G. Sulfur species in geological materials – sources and quantification. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, p. 657-671, 2003.
- [12] CASANOVA, I.; AGULLÓ, L.; AGUADO, A. Aggregate expansivity due to sulfide oxidation - II. Physico-Chemical Modeling of Sulfate attack. **Cement and concrete research**, v.27, n.11, p.1627-1632, 1997.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211 – **Agregados para concreto: especificação**. Rio de Janeiro, 2009.
- [14] PEREIRA, E. **Investigação e monitoramento do ataque por sulfatos de origem interna em concretos nas primeiras idades**. Tese (Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciência dos Materiais). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2015.
- [15] LIMA, A.L.C. **A influência da presença de sulfetos na implantação da UHE Irapé – Vale do Jequitinhonha – Minas Gerais**. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica. Universidade Federal de Ouro Preto). Ouro Preto. 2009.



AVALIAÇÃO DA PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO EM TRAÇOS DE CONCRETO DE ACORDO COM ESPECIFICAÇÃO DA ABNT NBR 6118

C.Z RISSARDI

Acadêmico de Engenharia Civil
UNISINOS- itt Performance
Rio Grande do Sul, Brasil
cristyanczr@gmail.com

C.F.N. de SOUZA

Laboratorista- Durabilidade
UNISINOS- itt Performance
Rio Grande do Sul, Brasil
cnatus@unisinis.br

F.PACHECO

Eng Civil, Mestranda
UNISINOS- itt Performance
Rio Grande do Sul, Brasil
fernandapache@unisinis.br

R. CHRIST

MsC Eng Civil, Professor
UNISINOS- itt Performance
Rio Grande do Sul, Brasil
rchrist@unisinis.br

L.F. SILVEIRA

Acadêmico de Eng Mecânica
UNISINOS- itt Fuse
Rio Grande do Sul, Brasil
luizbasto@unisinis.br

RESUMO

Um dos fatores de maior relevância na perda da durabilidade de estruturas de concreto é a corrosão das armaduras. Este fenômeno não ocorre devido à proteção que o concreto oferece à armadura, física e quimicamente. Destacam-se entre os agentes agressivos ao concreto armado os íons cloretos. A reprodução deste fenômeno em laboratório é dificultada pelo tempo de ocorrência real. Assim, são realizados ensaios que aceleram o processo de migração dos íons, simulando como este ataque se daria em uma situação real. O ensaio de “Salt Spray” prescrito pela norma ASTM B117 é um desses ensaios, sendo muito difundido para análise de materiais metálicos porém raro para análise em concretos. Deste modo propõe-se, neste artigo avaliar o comportamento de penetração de íons cloreto nos 4 traços de concreto especificados pela ABNT NBR 6118, analisando a geometria do ataque de íons cloretos em amostras prismáticas submetidos à névoa salina em câmara, através do rompimento longitudinal desses corpos de prova, posterior aspersão de solução de nitrato de prata e análise das imagens com auxílio dos softwares AutoCAD e Arc Map 10.3. Contou-se com dois grupos de análise: amostras com proteção nas extremidades e amostras sem proteção, possuindo dois distintos tamanhos. Nos corpos de prova sem proteção pode-se observar o efeito combinado do ingresso de íons cloretos pelas extremidades e pelos lados das amostras, influenciando na penetração máxima atingida. Observou-se um aumento de até duas vezes na penetração máxima analisada através do rompimento longitudinal das amostras se comparado com a análise realizada através do rompimento transversal em quatro alturas, devido ao perfil heterogêneo apresentado.

Palavras-chave: íons cloretos, corrosão, ensaios acelerados, durabilidade.

ABSTRACT

One of the factors that affect the durability of concrete structures is the corrosion in reinforcement steel. This phenomenon does not occur because of the physical and chemical protection that the concrete offers. Among the factors that cause the degradation of reinforced concrete, the ingress of chloride ions in the concrete stands out. The reproduction of this phenomenon in laboratory is difficult because of its time of occurrence. Therefore, researchers created tests that accelerate the ingress of the ions inside the concrete in order to simulate how this process will occur in real situations. The Salt Spray test, showed by the ASTM B117 standard, is one of these tests, which has been widely utilized in the analysis of metal materials, but it is rare in concrete. Thus, this paper is intended to evaluate the behavior of the chloride ions attack on the four concrete mixes showed by the ABNT NBR 6118. The samples are prismatic and the ions attack geometry was observed through the longitudinal rupture of the samples, silver nitrate aspersion and image analysis using the softwares, AutoCAD and Arc Map 10.3. In this study samples with and without protection in its ends and two different sizes were utilized. In the without protection samples the combined effect of the ingress by the end and the sides of the samples was observed, influencing the maximum penetrations of the chloride ions. The maximum penetrations increased to twice in the analysis by longitudinal rupture, compared to the analysis by the transversal rupture in four heights, because of the heterogeneous profile showed in the samples.

Keywords: chloride attack, corrosion, accelerate tests, durability.



1. INTRODUÇÃO

Em função da degradação precoce das estruturas de concreto armado, novas necessidades competitivas e exigências de sustentabilidade do setor da Construção Civil a durabilidade e consequente extensão da vida útil das estruturas vem ganhando força e atenção dos pesquisadores. Atualmente, com o advento da ABNT NBR 15575:2013[1] o cumprimento dessas exigências mostrou-se ainda mais importante. A durabilidade passa a ser exigida como um requisito de sustentabilidade, dada a expressiva geração de resíduos de construção e demolição, o impacto das construções e sua degradação.

Luping *et. al* [2] comentam que em países desenvolvidos mais de 50% do dinheiro investido em projetos de infraestrutura são designados à restauração de estruturas que sofrem com a sua deterioração precoce., que ocorre de diversas maneiras, variando de acordo com o uso da construção e seu ambiente de inserção. Destaca-se nesse universo a deterioração causada pela presença de ions cloretos.

Ao observar-se a norma brasileira de dimensionamento de estruturas de concretos, denota-se a atenção especial que há para os concretos expostos à névoa salina e ambiente marinho. Para tais locais, faz-se maior exigência de resistência à compressão, consumo de cimento e relação água/cimento (ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 12655)[3,4].

Tutti (1982) [5] propôs um modelo simplificado para a corrosão das armaduras, onde o processo de deterioração ocorre em duas fases diferentes: iniciação e propagação. Na primeira fase, de iniciação, os agentes agressores penetram no concreto de cobrimento até alcançar a armadura, causando a despassivação da mesma. Na segunda fase, de propagação, a corrosão realmente instala-se, provocando a degradação do concreto armado. Verifica-se nesta fase a redução das barras e sua concomitante expansão. A redução provoca perda de capacidade portante, enquanto a expansão causa pressões internas e fissuração. A penetração de agentes agressores se dá principalmente por poros de ar aprisionado, oriundos de processos incorretos de adensamento do concreto, poros de ar incorporado obtidos pelo emprego de aditivos incorporadores de ar e através de poros capilares originados pela evaporação da água livre presente no concreto [6]. Possan (2010) [7] afirma que penetração de agentes agressivos depende da permeabilidade e da porosidade do concreto. Estes, por sua vez, dependem, essencialmente de 3 fatores: qualidade do concreto, espessura do cobrimento e a cura.

O transporte de ions cloretos no interior do concreto é um processo complicado e envolve a difusão dos ions, sucção capilar, fluxo convectivo acompanhado por interações físicas e químicas. Além desses fatores outros mecanismos também contribuem, como a absorção, convecção, permeabilidade e o transporte de água pelo interior do concreto quando o mesmo permanece em contato com a água, passando da face exposta à água até a face que se encontra seca (Luping *et. al* 2012) [2]. Juntamente com a baixa permeabilidade do concreto, a espessura de cobrimento é um fator importante no controle do ingresso dos agentes agressivos no concreto, pois quanto maior a espessura do cobrimento maior é o intervalo de tempo para que os agentes agressivos atinjam a superfície da armadura [8].

Esta camada de concreto, além de evitar a entrada de agentes agressivos evita o contato direto do concreto com o ambiente externo. Ainda, devido ao elevado pH promovido pelo mesmo no interior da armadura causando a formação de uma camada passivadora em torno da armadura que evita sua deterioração [9]. Visando que as estruturas apresentem qualidade e espessura de cobrimento suficientes para garantia de proteção das armaduras, normas nacionais e internacionais regulamentam esta especificação visando a durabilidade. (ABNT NBR 6118 [3], EN 1992-1 [10], AS3600 [11]).

Entre os agentes agressivos que causam a deterioração do concreto destacam-se a penetração de CO₂, ocasionando a chamada carbonatação e a de íons cloreto como os principais agentes agressivos despassivadores das armaduras [12]. A corrosão desencadeada por estes dois agentes ocorre de forma diferenciada, sendo a ocasionada pela carbonatação de forma generalizada, enquanto a corrosão ocasionada pela presença de ions cloretos ocorre de forma localizada, ou seja, por pites. Segundo a maioria dos pesquisadores, isto acontece pois a corrosão ocasionada pela presença de ions cloretos causa a ruptura dinâmica da película passivadora com eventos repetidos de despassivação e repassivação até a despassivação definitiva da armadura [9].

A corrosão por pites causa uma perda de massa inferior à corrosão generalizada, pois ocorre em regiões isoladas, no entanto a corrosão por pites pode causar efeitos altamente prejudiciais à armadura. Isso ocorre pois na região onde ocorre a corrosão por pites há uma amplificação das tensões de tração. Isso ocorre devido a elevada relação comprimento/raio desses defeitos, essa concentração de tensões de tração prejudica a resistência à fadiga da armadura entre outros efeitos adversos [6]

1.1 Métodos de avaliação da penetração de íons cloreto

Tendo em vista que a migração dos ions cloretos no interior do concreto ocorre ao longo de muitos anos sua análise em laboratório se torna muito limitada, devido ao longo tempo que demanda e às variáveis passíveis de ocorrência. Para que se possa determinar com mais facilidade e controle a resistência de uma determinada estrutura ao ataque de ions cloretos, foram instituídos vários ensaios que aceleram esse processo e que podem a médio e/ou curto prazo, determinar a resistência à penetração de cloretos em uma estrutura de concreto armado.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Esses ensaios são baseados em dois processos que facilitam mensuração da resistência a penetração de cloretos, alguns são baseados na difusão outros utilizam a condutividade elétrica como parâmetro mensurador e acelerador do processo. Dentre os ensaios que se baseiam na difusão como processo facilitador para o ingresso de ions cloretos destaca-se o método apresentado pela norma AASHTO T259 – *Standard Method of Test for Resistance of Concrete Chloride Ion Penetration- Salt Ponding Test* [13]. Os principais métodos que utilizam, por sua vez, a condutividade elétrica apresentados pelas normas ASTM C 1202 - *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration* [14], NT BUILD 492 [15] além dos métodos normatizados podemos também destacar o Método CAIM (Corrosão Acelerada por Imersão Modificada) [16].

Cada método possui peculiaridades que os destacam positivamente ou negativamente perante os outros métodos. Estes métodos diferem entre si de acordo com o tamanho das amostras, os equipamentos utilizados para análise, o tipo de resultado oferecido, entre outros [17]. O método ASHTO T259, por exemplo, permite que a amostra permaneça em contato com uma solução contendo 16,5% de NaCl em uma de suas faces por 90 dias. Uma de suas desvantagens é que o ensaio requer no mínimo 118 dias para sua realização (14 dias de cura, 14 dias de secagem e 90 dias de ensaio), e a obtenção dos resultados gera um acréscimo de custo considerável [17,18].

O método apresentado pela norma ASTM C1202 é um ensaio de curta duração, apenas 6 horas porém que demanda um longo tempo de preparação das amostras, que, contudo, não mensura ciclos de ataque de cloretos e sim a permeabilidade do concreto através da medição da corrente passante pela amostra após a aplicação de uma diferença de potencial constante. A corrente total mensurada é correlacionada com a capacidade de penetração de ions cloretos no interior do concreto[18]. Este ensaio possui uma boa correlação com o método ASHTO T259 porém além do longo tempo de preparação da amostra este método ainda apresenta algumas deficiências como a sua natureza destrutiva e o aquecimento da amostra que pode afetar os resultados [19]. Outro aspecto importante é que a condutividade elétrica é dependente da composição química da solução contida nos poros do concreto, composição essa que pode variar podendo alterar os resultados dos ensaios[20].

A norma NT BUILD 492 [15] ataque de cloretos. Após esse processo é possível calcular o coeficiente de difusão de Cl⁻ que mostrará a capacidade do material de resistir ao ataque de cloretos [17]. O problema mais crítico referente a aplicação deste ensaio refere-se à sua longa duração, quando comparado ao ASTM C1202 [14], que pode chegar a 4 dias em alguns casos e a variedade de voltagens que devem ser aplicadas [18].

O método CAIM (Corrosão Acelerada por Imersão Modificada) assim como método NTBUILD 492 [15] induz migração de ions cloretos para o interior do concreto em uma amostra que possui em seu interior uma barra de aço, induzindo a corrosão da mesma. Após esse processo é possível verificar a corrosão das amostras através da medições de massa do material e sua redução em função do processo de corrosão [16].

Diante das peculiaridades apresentadas anteriormente o desenvolvimento de novas metodologias ou a adoção de outros métodos para avaliação do concreto frente ao ataque de cloretos se mostra muito importante. Dentre as alternativas que vem sendo adotadas está o ensaio instituído pela norma ASTM B- 117- *Salt spray* [21]. O ensaio de salt spray é reconhecido mundialmente pelo seu uso na avaliação da resistência à corrosão de metais revestidos ou expostos. Neste procedimento, as amostras são submetidas à um ambiente corrosivo verificando-se a perda de massa, os modos de corrosão predominantes e os aspectos visuais decorrentes da reação dos materiais com a névoa salina[22].

Para concretos, alguns estudos fazem uso de tal método, combinando a submissão das amostras à névoa com a aplicação de indicador químico de nitrato de prata. Este indicador apresenta distintas colorações para amostras onde há presença de íons cloreto e onde há concreto atingido pelo fenômeno. Porém como este estudo ainda não é muito difundido, a avaliação da geometria dos corpos de prova, aplicação de proteção nas suas extremidades e verificação da metodologia de análise dos resultados se faz necessária, de modo a observar melhor o comportamento das amostras quando submetidas a este ensaio.

Deste modo, visando avaliar o procedimento do ensaio de névoa salina em concretos, este estudo propôs a realização do ensaio com os 4 traços de concreto previstos na ABNT NBR 6118, para as respectivas 4 classes de agressividade ambiental. Após 1728 horas e 72 dias de exposição no ambiente de névoa, as amostras foram rompidas longitudinalmente de modo que, através do indicador químico nitrato de prata fosse analisado o comportamento de penetração dos íons. Contou-se com oito corpos de prova prismáticos possuindo 4x4x16cm, sendo dois pertencentes à cada classe de agressividade ambiental prescritas na NBR 6118. As extremidades das amostras foram protegidas com uma película de tinta epóxi, aplicada em duas camadas, visando impedir o ingresso de ions cloretos. Houve também a análise de oito corpos de prova de 6x6x18cm, sendo dois corpos de prova referentes a cada classe ambiental, como realizado anteriormente, sendo porém, aplicada a película protetora de tinta epóxi à apenas na metade dessas amostras.

Através do rompimento longitudinal, fez-se uma análise de quais seriam as frentes de ataque máximas de ions cloretos caso os corpos de prova fosse rompidos transversalmente, como foi realizado por Pacheco (2016) [23] Para a mensuração da espessura que foi atacada pelos ions cloretos foi analisada a viabilidade de utilização do software ArcMap 10.3 juntamente com o software Autocad, de análise de imagens.

2. METODOLOGIA

2.1 Preparação dos Corpos de Prova

2.1.1 Caracterização dos Materiais e elaboração dos traços

O cimento utilizado foi o CP-V-ARI, sua distribuição granulométrica foi obtida através do método da granulometria a laser, utilizando como fluido o álcool isopropílico e o equipamento Microtrac, modelo S3500. Os agregados utilizados foram submetidos à ensaios para determinação da sua distribuição granulométrica, massa específica e massa unitária. A determinação da massa unitária, massa específica e distribuição granulométrica do agregado miúdo foi obtida através das normas ABNT NBR NM45:2006 [24], ABNT NBR NM 52:2009 [25] e ABNT NBR NM 248:2003 [26] respectivamente.

No caso do agregado graúdo os procedimentos utilizados para determinação dessas características são os apresentados pelas normas ABNT NBR NM 45:2006 [24], ABNT NBR NM 53:2009 [25] e ABNT NBR NM 248:2003 [26], respectivamente. O agregado miúdo é de origem quartzoza e é proveniente do Vale do Rio dos Sinos/RS, o agregado graúdo, por sua vez, é de origem basáltica. Os traços foram elaborados segundo as recomendações constantes na ABNT NBR 6118[3] e ABNT NBR 12655[4], conforme sintetiza-se na Tabela 1.

Tabela 1: Especificação dos concretos de acordo com a ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 12655

Parâmetro de especificação	Classes de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Consumo mínimo de cimento	260	280	320	360
Máxima relação a/c	0,65	0,6	0,55	0,45
Resistência à compressão	C20	C25	C30	C40

Contou-se com a utilização 0,87% de aditivo superplastificante, cujas características podem ser observadas na Tabela 2, em relação à massa de cimento em cada traço. Desta maneira, verificou-se que todos os traços, mesmo com os distintos valores de relação água/cimento apresentaram abatimento S100, de acordo com a ABNT NBR 7212 [27].

Tabela 2: Propriedades do aditivo superplastificante

Dados Técnicos			
Função	Aditivo superplastificante de 3ª geração para concreto		
Base Química	Éter policarboxílico		
Aspecto	Líquido		
Cor	Branco turvo		
Ação secundária	Redutor de água		
Solubilidade em água: Total			
Testes	Método BASF	Especificação	Unidade
Aparência	TM 761B	Líquido branco turvo	Visual
Ph	TM 112B	05/jul	-
Densidade	TM 103 B	1,067-1,107	gm/cm ³
Sólidos	TM 613 B	28,5 - 31,5	%
Viscosidade	TM 117	<150	Cps

Fonte: BASF (201)

2.1.2 Moldagem, cura e revestimento das amostra

A moldagem dos corpos de prova foi realizada em formas metálicas. A moldagem foi realizada em 2 camadas, cada camada foi submetida a 30 golpes com a utilização de uma haste metálica. Após moldados os corpos de prova foram rasados com a utilização de uma régua metálica. Posteriormente as formas foram encaminhadas à uma sala com temperatura e umidade constantes de 25°C e 95%, respectivamente. Completadas 24 horas de moldagem os corpos de prova foram retirados das formas e novamente armazenados na sala com umidade e temperatura constantes, até a idade de 28 dias.

Após curados todos os corpos de prova de 40mm de lado e metade dos corpos de prova de 100mm de lado receberam uma película de proteção. Essa proteção foi aplicada nas extremidades dos corpos de prova como pode ser

observado na Figura 01 e trata-se de duas demãos de tinta epóxi aplicadas com a utilização de pincel, esta metodologia também foi adotada por Val (2007)[28].



Figura 1: Película Protetora nas Extremidades do Corpo de Prova

2.2 Ensaio de “Salt Spray” – ASTM B117

O ataque por cloretos foi realizado de acordo com procedimento da ASTM B117:2011[21]. A câmara de ensaio foi programada para que fosse mantida constante uma temperatura interna de 35°C, a solução salina aspergida no ambiente possui pH entre 6,5 e 7,2 e concentração de NaCl de 5%, sendo o ambiente de ensaio saturado. Os corpos de prova foram inseridos na câmara com a idade de 56 dias, quando foi iniciado o ensaio. A Figura 2 apresenta a câmara utilizada para o ensaio e a disposição das amostras, esta disposição foi realizada de forma com que não houvesse gotejamento sobre as amostras e para que toda a superfície das amostras ficasse em contato com a névoa salina, desta forma as amostras foram mantidas suspensas através da utilização de um barbante.



Figura 2: Câmara cíclica para o ensaio de névoa salina e disposição dos corpos de prova

2.3 Rompimentos Longitudinais e Aspersão de Nitrato de Prata

Os rompimentos longitudinais ocorreram após 1728 horas de ensaio de modo que fosse possível a observação da frente de ataque de ions cloretos. O rompimento longitudinal foi realizado após a realização de um sulco, demonstrado na Figura 3 que tem por objetivo induzir o rompimento central da amostra. Vale salientar que o sulco e o rompimento não foram realizados nas faces onde a amostra foi rasada, devido às diferentes propriedades que essa face e a face oposta a ela possuem, o que poderia induzir a um erro de medição. A Figura 3 também apresenta um corpo de prova que foi rompido e sobre o mesmo foi aspergido o indicador químico nitrato de prata, logo após o rompimento da amostra. A área que apresenta coloração marrom indica que o concreto não sofreu o ataque dos ions cloretos, já a área em que não houve alteração na coloração demonstra a presença de ions cloretos.



Figura 3: Sulco no centro da amostra e amostra de concreto após rompimento e aspersão do nitrato de prata

2.4 Processamento das imagens no Software Arcgis

Constatou-se que ao realizar o indicador químico nitrato de prata não demonstra com nitidez os locais onde há presença de ions cloretos, devido à sua coloração semelhante às zonas onde não há a presença de cloretos. Desta forma,

de modo a facilitar a identificação das zonas onde há a presença de ions cloretos, utilizou-se o software Arc Map 10.3. Esta ferramenta é utilizada para geo-referenciamento e análise de imagens e nos possibilita realizar uma classificação da imagem, identificando diferenças de tonalidade em classes de cores, especificadas pelo usuário, facilitando a observação das zonas onde há presença de ions cloretos. Para utilização desta ferramenta a imagem é inserida no programa e utiliza-se a ferramenta “Spatial analyst tools”. Na configuração seguinte opta-se pela opção Multivariate e então “Iso cluster unsupervised classification”. A Figura 4 apresenta a fotografia de uma amostra exposta à névoa salina e sua correspondente imagem após uso do software e na sequência sem a marcação da fotografia inicial.



Figura 4: Fotografias das amostras com identificação de tonalidade pelo software

2.4 Mensuração através da utilização do software Autocad™

Após identificar as zonas em que há presença de ions cloretos através do software Arc Map 10.3, procedeu-se com a mensuração das frentes de ataque. Essa mensuração ocorreu de duas formas, primeiramente foram realizadas medidas em quatro alturas das amostras, conforme Figura 5, de forma a obter as frentes de ataque de ions cloretos que seriam obtidas caso as amostras fossem seguidamente em pedaços. Essa medição foi realizada em ambos os lados do corpo de prova direito (D) e esquerdo (E), foram realizadas medições da largura total do corpo de prova nesses pontos de modo que através de uma relação com a largura total, pudessem ser obtidas as frentes de ataque reais, minimizando erros que poderiam ocorrer devido à inclinação da imagem.

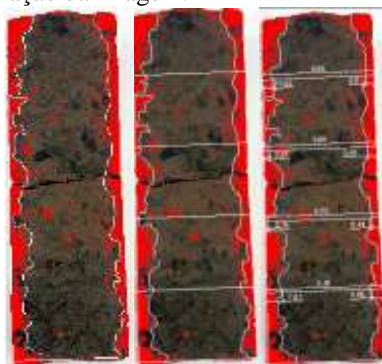


Figura 5: Medição das frentes de ataque de ions cloretos transversalmente nas amostras

Posteriormente foram identificadas as frentes de ataque máximas e suas respectivas localizações nos corpos de prova, a localização é dada pela altura de localização da frente de ataque máxima, tomando como eixo de referência o ponto inferior do corpo de prova.

3. RESULTADOS

3.1 Caracterização dos materiais

As características do cimento podem ser observadas na Tabela 3. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 6, constatou-se também através deste ensaio que o formato das partículas é irregular.

Tabela 3: Características do cimento

Ensaio		Limites especificados em norma	Valor médio- amostras mês de março	
ENSAIOS QUÍMICOS	PF	≤4,5	3,63	
	MgO	≤6,5	5,94	
	Teores (%) SO ₃ para C3A≤8	≤3,5	3,03	
	RI	N/A	12,28	
	Finura (%) #200	≤6,0	0	
ENSAIOS FÍSICOS	#400	N/A	1,37	
	Blaine (cm ² /g)	≥3000	4875	
	Água de consistência (%)	N/A	30,78	
	Tempo de pega	Início (min)	≥60	220,45
		Fim (min)	≤600	262
Expansibilidade a quente (mm)	≤5,5	0,63		
ENSAIOS MECÂNICOS	Resistência à compressão	1 dia	≥11,0	22,62
		3 dias	≥24,0	34,03
		7 dias	≥34,0	39,16
		28 dias	N/A	47,56



Figura 6: Granulometria Cimento CP-V

A massa unitária e específica dos agregados, graúdo e miúdo pode ser observada na tabela 4. A distribuição granulométrica está demonstrada na tabela 5 para o agregado miúdo e na Tabela 6 para o agregado graúdo.

Tabela 4: Massa unitária e massa específica do agregado miúdo: areia

Característica avaliada	Agregado Miúdo	Agregado Graúdo
Massa unitária	1,37g/cm ³	1,54 g/cm ³
Massa específica aparente	2,59g/cm ³	2,64 g/cm ³
Massa específica do agregado seco	2,55g/cm ³	2,89g/cm ³
Massa específica do agregado saturado com superfície seca	2,57 g/cm ³	2,73g/cm ³

Tabela 5: Distribuição granulométrica agregado miúdo

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida	% retido em massa	% acumulado	Peneiras série normal
6,3				
4,8	5	1	1	0
2,4	15	3	4	0
1,2	35	7	11	1
0,6	55	11	22	2
0,3	130	26	48	31
0,15	255	51	99	88
Fundo	5	1	100	100
Total	500			222,16
	Diâmetro máximo (mm)	4,8mm	Módulo de finura	2,22

Tabela 6: Distribuição granulométrica a agregado graúdo

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida	% retido em massa	% acumulado	Peneiras série normal
25	0,00	0	0	
19	0,00	0	0	0
12,5	0,00	0	0	
9,5	199,6	20	20	20
6,3	480,4	48	68	
4,8	180,1	18	86	86
2,4	129,9	13	99	99
1,2	9,9	1	100	100
0,6	0	0	100	100
0,3	0	0	100	100
0,15	0	0	100	100
FUNDO	0	0	100	100
TOTAL	1000			676,91
	Diâmetro máximo (mm)	12,5	Módulo de finura	6,77

3.2 Ropimentos longitudinais

Apesar da utilização do sulco algumas amostras não romperam em seu centro e tiveram que ser descartadas. Outro problema enfrentado durante a realização dos rompimentos foi o rompimento transversal no centro das amostras, que acabou dificultando a posterior análise.

3.3 Utilização do software Arc Map 10.3

A utilização do software auxiliou na observação das zonas onde há a presença de ions cloretos se mostrou efetiva, porém houveram alguns problemas. Um dos problemas enfrentados foi que nas imagens o fundo encontrava-se em uma tonalidade semelhante à da amostra, fazendo com que o programa não distinguisse o fundo da amostra afetada pelos ions cloretos, como pode ser observado na Figura 7. Essa influencia impossibilitou a utilização do software no auxílio da medição da frente de ataque de alguns amostras, a qual foi feita utilizando apenas o software Autocad.



Figura 7: Influência do fundo na análise com o software ArcMap 10.3

Outro problema enfrentado na utilização dessa ferramenta é a não identificação da mesma de alguns pontos em que havia presença de ions cloretos devido ao escurecimento de algumas zonas por conta da presença de sombras, como pode ser observado na Figura 8. Pode-se observar também na imagem que os agregados, devido a sua tonalidade, são identificados pelo software como zonas atacadas or ions cloretos.

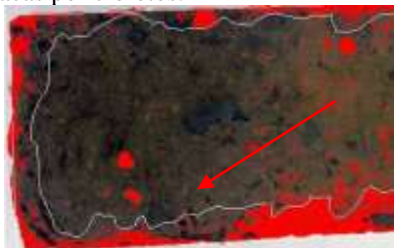


Figura 8: Zonas que o software na identificou como zonas atacadas or ions cloretos

3.3 Medições transversais

As medições realizadas transversalmente revelaram uma tendência de decréscimo na zona atacada por cloretos com o aumento da classe de agressividade de cada concreto, para os corpos de prova de 6x6x18cm, tanto nos valores máximos quanto na média dos valores encontrados, como podemos observar na Tabela 7. Nos corpos de prova de 4x4x16cm, porém, podemos observar que esse decréscimo não é tão visível, sendo observado inclusive um aumento da frente de ataque de ions cloretos no concreto referente à classe de agressividade III em relação ao concreto referente à classe de agressividade II.

Tabela 7 – Frentes de ataque de ions cloretos, medições segundo metodologia de Pacheco (2016)[23], corpos de prova 6x6x18cm

ALTURA		14,4cm		10,8cm		7,2cm		3,6cm		MÁXIMO (cm)	MÉDIA (cm)	DESVIO PADRÃO	
POSIÇÃO		E	D	E	D	E	D	E	D				
SEM PROTEÇÃO 6x6x18	I	T11	0,60	0,87	0,31	1,17	0,29	0,82	0,24	0,51	1,42	0,82	0,37
		T12	0,82	1,13	1,21	0,68	1,42	0,83	1,32	0,73			
	II	T21	0,13	1,01	0,13	0,77	0,46	0,83	0,42	0,31	1,01	0,44	0,35
		T22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
	III	T31	0,20	0,32	0,15	0,36	0,83	0,52	0,00	0,46	0,83	0,31	0,20
		T32	0,28	0,50	0,20	0,38	0,38	0,30	0,00	0,28			
	IV	T41	0,00	0,29	0,00	0,27	0,00	0,18	0,00	0,26	0,37	0,11	0,13
		T42	0,37	0,17	0,24	0,10	0,00	0,12	0,00	0,00			
COM PROTEÇÃO 6x6x18	I	T11	0,82	0,75	0,88	0,43	0,97	1,08	0,81	0,73	1,25	0,91	0,20
		T12	1,25	1,21	0,94	0,94	0,91	0,68	0,91	1,01			
	II	T21	0,55	0,53	0,27	0,48	0,19	0,46	0,83	0,66	0,83	0,50	0,29
		T22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
	III	T31	0,14	0,49	0,07	0,59	0,28	0,61	0,38	0,56	0,61	0,44	0,25
		T32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
	IV	T41	0,17	0,00	0,00	0,37	0,15	0,11	0,19	0,24	0,37	0,16	0,12
		T42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			

Tabela 8 – Frentes de ataque de ions cloretos, medições segundo metodologia de Pacheco (2016)[23], corpos de prova 4x4x16cm

ALTURA		12,8cm		9,6cm		6,4cm		3,2cm		MÁXIMO (cm)	MÁXIMO (cm)	DESVIO PADRÃO	
POSIÇÃO		E	D	E	D	E	D	E	D				
COM PROTEÇÃO 4X4X16	I	T11	0,20	0,46	0,20	0,46	0,26	0,41	0,71	0,24	0,81	0,25	0,21
		T12	0,24	0,24	0,24	0,24	0,81	0,65	0,13	0,56			
	II	T21	0,29	0,49	0,29	0,49	0,13	0,56	0,50	0,73	0,80	0,39	0,24
		T22	0,19	0,23	0,19	0,23	0,00	0,68	0,80	0,70			
	III	T31	0,68	0,29	0,68	0,29	0,65	0,32	0,92	0,33	0,92	0,51	0,21
		T32	0,56	0,53	0,56	0,53	0,49	0,09	0,30	0,36			
	IV	T41	0,00	0,31	0,00	0,31	0,40	0,70	0,00	0,14	0,70	0,18	0,20
		T42	0,10	0,40	0,10	0,40	0,04	0,21	0,08	0,42			

O valor máximo de penetração foi encontrado no corpo de prova de 6x6x18 referente à classe de agressividade ambiental I e representa 1,42cm. Podemos observar nos corpos de prova menores, uma semelhança nas medições das frentes de ataque de ions cloretos para as diferentes classes, não podendo diferenciá-las precisamente, o que é facilmente realizado observando-se os valores obtidos através das medições dos corpos de prova maiores.

3.3 Penetrações máximas

As penetrações máximas encontradas e suas respectivas alturas estão demonstradas nas tabela 9, para os corpos de prova de 6x6x18cm com e sem proteção e para os corpos de prova de 4x4x16cm.

Tabela 9 – Frentes de ataque máximas de ions cloretos e suas localizações medidas através do rompimento longitudinal das amostras

	CLASSE	TRAÇO	PENETRAÇÃO MÁXIMA (cm)	ALTURA (cm)	MÁXIMA (cm)		CLASSE	TRAÇO	PENETRAÇÃO MÁXIMA (cm)	ALTURA (cm)	MÁXIMA (cm)		CLASSE	TRAÇO	PENETRAÇÃO MÁXIMA (cm)	ALTURA (cm)	MÁXIMA (cm)
SEM PROTEÇÃO 6x6x18	I	T11	1,75	11,14	2,03	COM PROTEÇÃO 6x6x18	I	T11	1,20	5,69	2,44	COM PROTEÇÃO 4x4x16	I	T11	1,01	11,00	1,01
		T12	2,03	0,84				T12	2,44	0,12				T12	0,98	6,82	
	II	T21	1,68	1,25	1,68		II	T21	1,54	0,23	1,54		II	T21	0,87	12,00	0,89
		T22	-	-				T22	0	0				T22	0,89	7,16	
	III	T31	1,04	17,30	1,04		III	T31	1,21	0,84	1,21		III	T31	0,99	3,43	0,99
		T32	0,75	16,50				T32	0	0				T32	0,75	13,00	
	IV	T41	0,70	2,60	0,7		IV	T41	1,15	18,00	1,15		IV	T41	0,79	6,91	0,79
		T42	0,45	0,55				T42	0	0				T42	0,50	11,45	

Através da tabela XX podemos observar o acréscimo da espessura de ataque de ions cloretos, levando em consideração as medidas máximas obtidas através transversalmente do método proposto por Pacheco(2016)[23] e das medidas obtidas longitudinalmente.

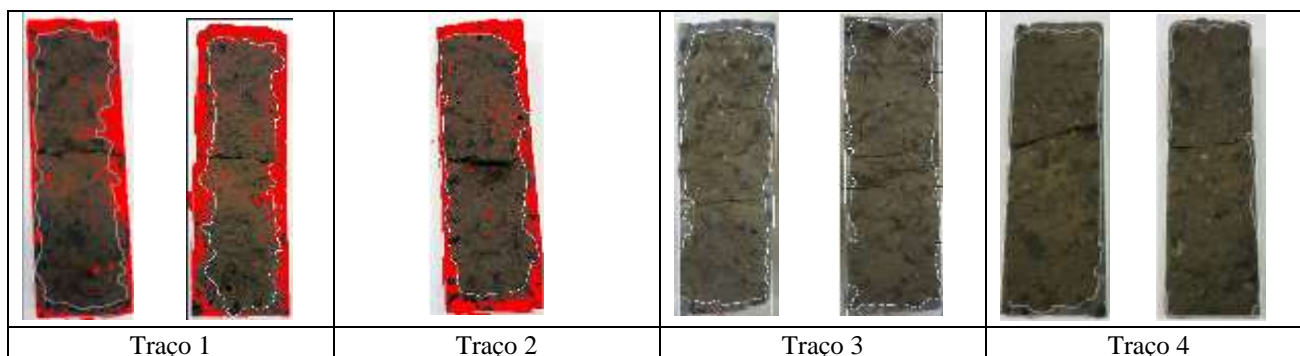
Tabela 9 – Acréscimo da espessura atacada por ions cloretos das medições através do rompimento longitudinal em relação à frente de ataque máxima obtida pela metodologia utilizada por Pacheco (2016)[23]

CLASSE	SEM PROTEÇÃO 6x6x18			COM PROTEÇÃO 6x6x18			COM PROTEÇÃO 4x4x16		
	MÁXIMA LONG. (cm)	MAXIMA TRANSV. (cm)	ACRÉSCIMO (%)	MÁXIMA LONG.	MAXIMA TRANSV.	ACRÉSCIMO (%)	MÁXIMA LONG.	MAXIMA TRANSV. (cm)	ACRÉSCIMO (%)
I	2,03	1,42	42,96	2,44	1,25	95,91	1,01	0,81	24,36
II	1,68	1,01	66,34	1,54	0,83	86,45	0,89	0,80	11,96
III	1,04	0,83	25,30	1,21	0,61	99,31	0,99	0,92	7,53
IV	0,70	0,37	87,67	1,15	0,37	212,34	0,79	0,70	13,63
MÉDIA	-	-	54,65	-	-	97,61	-	-	12,80

3.4. Geometria de Ataque de Ions Cloretos

Na tabela 10 podemos observar como se desenvolveu o ataque de ions cloretos nos corpos de prova que não foram submetidos à nenhum tipo de proteção em sua extremidade, e que possuíam dimensões de 6x6x18cm.

Tabela 10 – Geometria de ataque de ions cloretos em amostras de 6x6x18cm sem proteção



Demonstra-se na tabela 11 e 12 como ocorreu a geometria de ataque de ions cloretos nas amostras protegidas por uma película de tinta epóxi em suas extremidades.

Tabela 11 – Geometria de ataque de ions cloretos em amostras de 6x6x18cm com proteção

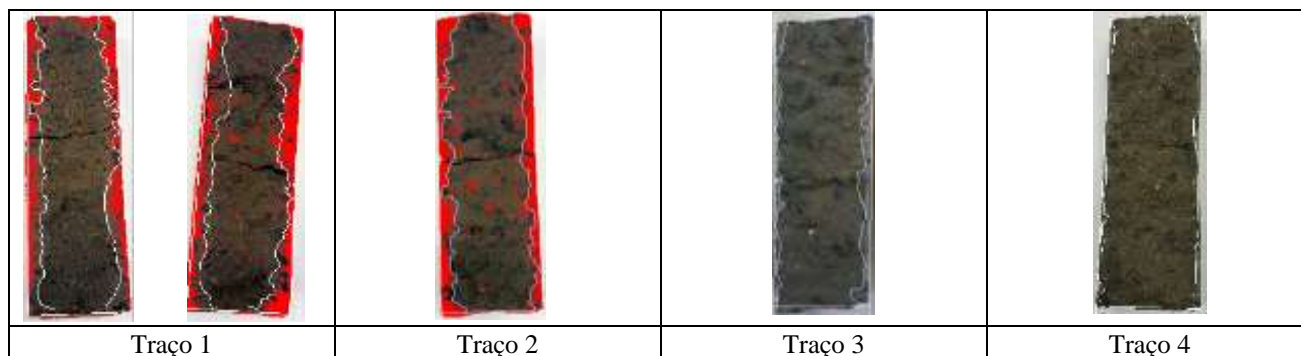
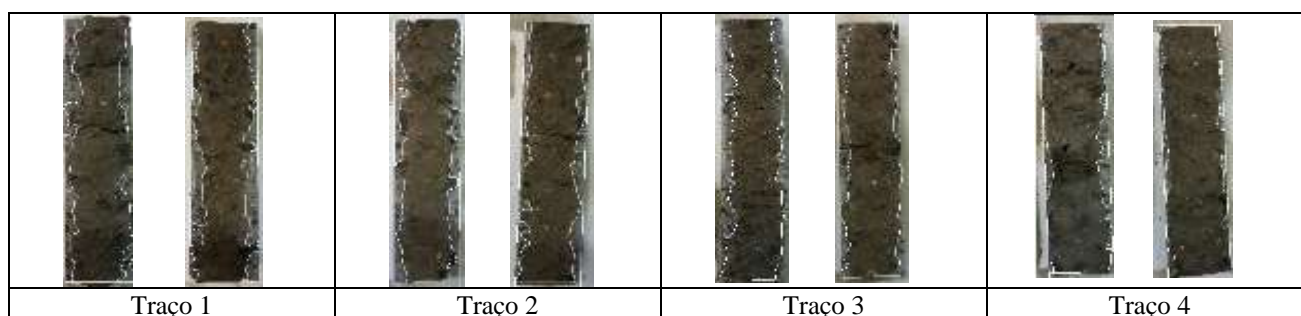


Tabela 12 – Geometria de ataque de ions cloretos em amostras de 4x4x16cm sem proteção



4. CONCLUSÕES

Com base nas proposições e resultados apresentados neste trabalho, podemos concluir que:

- (1) O software Arc Map 10.3 apresenta-se como a uma ferramenta de auxílio muito útil na identificação das zonas onde há a presença de ions cloretos, porém deve-se tomar cuidado para que a coloração do fundo, a presença de sombras na imagem ou diferenças de luminosidade não comprometam seu funcionamento. Esses problemas impediram a utilização do software para a análise de grande parte das amostras.
- (2) Os corpos de prova de 6x6x18cm apresentaram resultados que demonstraram melhor a influência da qualidade do concreto frente ao ataque de ions cloretos, apresentando um decréscimo significativo no ingresso desses agentes agressivos quando elevada a qualidade do concreto.
- (3) Os corpos de prova de 4x4x16cm apresentaram valores bem distantes dos apresentados pelas amostras maiores, apresentando inclusive uma penetração maior de cloretos no concreto referente à classe de agressividade III, quando comparado aos concretos referentes às classes de agressividade I e II.
- (4) O rompimento das amostras de forma longitudinal acabou levando ao descarte de algumas peças o que causou uma diminuição na amostragem. Portanto recomenda-se a investigação da possível utilização de amostras cilíndricas para este fim, as quais o rompimento longitudinal central é obtido mais facilmente.
- (5) A penetração máxima obtida levando em consideração todo o perfil de ataque longitudinal da amostra demonstraram um comportamento semelhante às medições realizadas segundo a metodologia utilizada por Pacheco (2016)[23] porém com acréscimos. Esses acréscimos foram bem variados, tendo os corpos de prova de 6x6x18cm com proteção apresentado os maiores valores. Os corpos de prova de 4x4x16cm apresentaram os menores acréscimos, porém a semelhança entre as frentes de ataque para os diferentes tipos de concreto, como comentado anteriormente, permaneceu.
- (6) Observa-se que nos corpos de prova maiores com e sem proteção as penetrações máximas medidas através da análise do perfil longitudinal de ataque ocorreram principalmente nas suas extremidades, com alturas elevadas ou muito baixas. Nos corpos de prova menores por sua vez essas penetrações puderam ser observadas predominantemente na região central da amostra.
- (7) Podemos observar que a geometria de ataque de ions cloretos é bem heterogênea e varia drasticamente em poucos centímetros. Nos corpos de prova que não receberam a pintura podemos observar o ingresso dos ions cloretos pelas extremidades, o que induziu um efeito combinado, aumentando as frentes de ataque nos cantos das amostras.
- (8) A utilização da névoa salina, mostrou-se um ensaio de simples realização, porém ainda são necessários estudos, para o completo entendimento deste ensaio quando utilizado para avaliação da penetração de ions concretos no concreto.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos profissionais do itt Performance, do itt Fuse e do laboratório de Materiais de Construção Civil da Unisinos

6. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 15575-1: Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013. 71 p.
- [2] Luping, T.; Nilsson, L. Basheer, P. A. M.. *Resistance of concrete to chloride ingress: Testing and modelling*. CRC Press, 2012, 238 p.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. 238 p.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015. 23 p.
- [5] Tuutti, K. Corrosion of steel in concrete. Dissertation (Monograph), Swedish Cement and Concrete Research Institute, Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm, 1982. 428 p.
- [6] Ribeiro, D. V., et al. *Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, controle e métodos de análise*. 1 ed, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. 246p.
- [7] Possan, E. *Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano*. 2010. 265 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós- graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010
- [8] Freire, K. *Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto*. 2005. 211 f. Dissertação (Mestrado) - Engenharia e Ciências dos Materiais, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.
- [9] Figueiredo, E. P.; Meira, G.. *BT06 - Corrosão das armaduras das estruturas de concreto*. Mérida: ALCONPAT Internacional, 2013. 30 p
- [10] European Committee for Standardization. *EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. Brussels: European Committee For Standardization, 2004..
- [11] AS3600, Australian Standard. *Concrete structures. AS3600-2001*. Sydney (Australia): Standards Australia, 2001.
- [12] Cascudo, O. *Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura*. In: *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005.
- [13] *AASHTO T-259: Standard Method of Test for Resistance of Concrete Chloride Ion Penetration*. Washington D. C., 2002.
- [14] American Society for Testing Materials. *ASTM C1202-07: Standard Test Method for Electrical Indication of concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. Philadelphia, 2007.
- [15] Nordtest Method. *NT BUILD 492: Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient From Non-Steady-State Migration Experiments*. Nordtest, Espoo, Finland, 1999.
- [16] Graeff, A. G. *Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado*. 2007. 184 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.
- [17] Fedumenti, M. B.. *Avaliação da Influência da cinza de casca de arroz no comportamento de concretos com agregado reciclado de concreto em relação a propriedades mecânicas e de durabilidade, com ênfase no transporte de íons cloreto*. 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2013.
- [18] Vivas, E.; Boyd, A.; Hamilton, H. R. *Permeability of Concrete – Comparison of Conductivity And Diffusion Methods*. University of Florida – Department of Civil & Coastal Engineering, Gainesville, Florida, 2007.
- [19] R. D. Hooton. *Study of the Joule effect on rapid chloride permeability values and evaluation of related electrical properties of concretes*, vol. 34, pp. 1007–1015, 2004.
- [20] Shi, C. *Another look at the rapid chloride permeability test (ASTM C1202 or ASSHTO T277)*. FHWA Resource Center, Baltimore. 2003.
- [21] American Society for Testing Materials. *ASTM B117: Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus*. 2011.
- [22] Kishimoto, I. *Experimental Study on the Corrosion Condition of Steel Bars in Cracked Reinforced Concrete Specimen*. In: *International Symposium on the Ageing Management & Maintenance of Nuclear Power Plants*, Tokyo, 2010. *Proceedings of International Symposium on the Ageing Management & Maintenance of Nuclear Power Plants*. Tokyo, 2010.,” p. 2010, 2010.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [23] F. Pacheco, *Investigação da relação entre os parâmetros de projeto das estruturas de concreto armado visando a durabilidade*. 2016. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2016 (dissertação em elaboração).
- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR NM 45: 2006. Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios*. Rio de Janeiro, 2006.
- [25] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. *NBR NM 52: 2009. Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente*. Rio de Janeiro, 2009.
- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR NM 248: 2003. Agregados - Determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro, 2003.
- [27] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 7212: Execução de concreto dosado em central — Procedimento*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012. 16 p.
- [28] VAL, J. G.. *Avaliação do desempenho de camada protetora em concreto submetido a meio quimicamente agressivo*. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007, 72 p.



AVALIAÇÃO DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO E DA ABSORÇÃO DE ÁGUA EM MATRIZES CIMENTÍCIAS COM ADIÇÃO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ

P. GUILLANTE

Graduanda, Eng. Civil
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
pguillante@gmail.com

M. KULAKOWSKI

Professora, Dra, Eng. Civil
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
marlovak@unisinios.br

M. MANCIO

Professor, Dr, Eng. Civil
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
mancio@gmail.com

A. SANDER

Professora, Mestre, Geologia
UNISINOS
Rio Grande do Sul; Brasil
andrea.sander@cprm.gov.br

RESUMO

A exigência por concretos mais duráveis fomenta a busca por novas técnicas que visem a reduzir as manifestações patológicas que ocorrem no concreto. Dentre as inúmeras manifestações, existem aquelas ocasionadas pela reação álcali-agregado, uma reação química que envolve, basicamente, os álcalis do cimento e os minerais reativos do agregado, na presença de umidade. Na tentativa de minimizar o desencadeamento desta reação, é indicado o uso de adições minerais. Sendo assim, foi analisado o efeito da cinza de casca de arroz frente à reação álcali-agregado, bem como a sua capacidade de absorção. Estas análises levaram em consideração as características químicas, físicas e mineralógicas dos materiais, as análises de expansão pelo método acelerado da ASTM C-1567-13, e a absorção de água por capilaridade pelo método adaptado da RILEM TC 116 PCD. Através dos ensaios de expansão, foi possível verificar que tanto o teor de 10%, quanto o teor de 20% de substituição de cimento por cinza de casca de arroz, reduziram as expansões em relação à amostra de referência. No entanto, ao longo do ensaio, ambos os teores ultrapassaram o limite estabelecido pela norma. Embora os benefícios da utilização das adições minerais estejam associados principalmente à reação pozolânica formada, acredita-se que existam outros fatores relevantes, uma vez que a cinza de casca de arroz mostrou-se altamente pozolânica e não apresentou um bom desempenho frente à reação álcali-agregado, provocando fissuras em suas superfícies e um aumento considerável na capacidade de absorção depois do ensaio acelerado.

Palavras-chave: reação álcali-agregado, cinza de casca de arroz, absorção.

ABSTRACT

The demand for more long-lasting concrete stimulates the seek for new techniques that try to reduce the pathological manifestations that occur in concrete. Among these countless manifestations, there are those caused by the alkali-aggregated reaction, a chemical reaction that involves, basically, the cement's alkalis and the reactive minerals of the aggregate, in the presence of humidity. To try reducing this reaction trigger, it is indicated the use of mineral additions. Therefore, it was analyzed the effect of the rice husk ash on the alkali-aggregated reaction, and also its absorption capacity. These analyses took into account the chemical, physical and mineral properties of the materials; the expansion analyses by the ASTM C1567-13 rapid method and; and the capillary water absorption by the adapted method of RILEM TC 116 PCD. With the expansion tests, it was possible to verify that the replacement of 10% and 20% of cement by rice husk ash reduced the expansions, when compared to the control sample. However, during the test, both levels exceeded the limit indicated by the standard. Although the benefits of using mineral additions are mainly related to the pozzolanic reaction formed, it is believed there are other relevant factors, since the rice husk ash turned out to be highly pozzolanic and didn't show a good performance on the alkali-aggregated reaction, causing cracks on the surfaces and a significant increase of the absorption capacity after the rapid test.

Keywords: alkali-aggregated reaction, rice husk ash, absorption.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Os benefícios das adições pozolânicas frente à reação álcali-agregado (RAA), podem estar relacionados a quatro fatores: a diluição do teor de álcalis devido à redução do fator clínquer, a remoção dos álcalis dos poros do concreto através da formação de C-S-H, a redução da permeabilidade que inibe a migração dos álcalis para reagir com os minerais reativos do agregado, e por último, a redução do pH. [1]. O efeito positivo das pozolandas, é fortemente defendido, pelo fato das mesmas consumirem hidróxido de cálcio da pasta do cimento, formando silicato de cálcio hidratado adicional, preenchendo os poros do concreto, consequentemente, reduzindo sua permeabilidade. [2]. No entanto, quando há fissuração da estrutura, a mobilidade de íons aumenta, permitindo que a manifestação ocorra também nas regiões internas. Com isso, pode-se afirmar que quando há fissurações e uma fonte contínua de suprimentos alcalinos, as adições pozolânicas podem não ser tão eficientes na mitigação da RAA. [3].

A cinza de casca de arroz (CCA) é um resíduo proveniente de um processo de combustão da casca do arroz, usada pelas indústrias beneficiadoras como fonte de geração de calor necessário para a secagem dos grãos de arroz, com alto índice de atividade pozolânica. [4]. A utilização da CCA na tentativa de mitigar a RAA é bastante complexa e controversa. Há estudos que indicam que a CCA pode promover ou inibir a RAA, e acredita-se, que isso possa estar relacionado, entre outros fatores, ao tamanho das partículas, sendo que, quando estas forem menores, melhor é o desempenho da CCA. [5].

Resultados distintos foram verificados, por autores que utilizaram o mesmo agregado e diferentes teores e cinzas de casca de arroz. [6,7]. Com isso, levou-se a crer que, a morfologia, a granulometria e o teor de substituição, influenciam diretamente no benefício ou não da CCA frente à RAA. Há, também, de se considerar que, existe uma relação entre o teor de álcalis e o teor de material pozolânico a ser adicionado na mistura, ou seja, a quantidade de material pozolânico a ser acrescentado, deve ser tal, que produza a maior quantidade de C-S-H e a menor quantidade de gel expansivo. Esta quantidade de material pozolânico a ser adicionado é considerado o teor ótimo de substituição. [7].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Cimento e cinza de casca de arroz

O cimento utilizado para a realização dos experimentos, foi o CPV ARI da Itambé Cimentos do lote de março de 2015, tendo em vista seu baixo teor de adição mineral (em torno de 5%), permitindo assim, uma análise mais próxima da realidade, do comportamento da cinza de casca de arroz frente à RAA.

A CCA utilizada em substituição parcial ao cimento Portland, é uma pozolana proveniente da queima de biomassa em forno de leito fluidizado de uma empresa geradora de energia localizada na cidade de Alegrete/RS.

2.1.2 Agregado

O agregado de brita basáltica utilizado nesta pesquisa, foi cedido por uma mineradora e extraído de uma jazida localizada na cidade de Flores da Cunha/RS. O agregado foi obtido em forma de areia de britagem e peneirado para a obtenção das frações granulométricas necessárias.

Através da análise petrográfica do agregado, foi possível classificá-lo como um dacito, em função dos seus constituintes mineralógicos principais (plagioclásio, quartzo e clinopiroxênio). Além disso, foi verificada uma possível potencialidade reativa, devido aos domínios vítreos encontrados, que são ricos em sílica amorfa, feldspatos alcalinos, e ainda, produtos da devitrificação. Os resíduos vítreos e os produtos da devitrificação, são encontrados na matriz dos microfenocristais, e representam os intercrescimentos esferulíticos, as mesóstases e os domínios micrográficos e quartzosos. Os domínios micrográficos, correspondem aos intercrescimentos entre quartzo e feldspato, que formam uma mesóstase com cristais maiores, indicando sua natureza silicosas e o rápido resfriamento do magma, visto a quantidade de quartzo presente no agregado.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.2 Métodos

2.2.1 Caracterização química

A caracterização química do cimento, da CCA e do agregado foi determinada pelo ensaio de Fluorescência de Raios-X (FRX) por dispersão de energia. Este ensaio, utiliza uma técnica não destrutiva, que determina, quantitativamente e qualitativamente os elementos que compõem o material sob a forma de óxidos. O ensaio de FRX do cimento e da CCA, foi realizado no Laboratório de Caracterização e Valorização dos Materiais (LCVMat) da Unisinos, e do agregado, no Laboratório de Análise de Minerais e Rochas (LAMIR) da Universidade Federal do Paraná (UFPR).

2.2.2 Caracterização mineralógica

A mineralogia da CCA e do agregado foi determinada através do ensaio de Difração de Raios-X (DRX) e o ensaio foi realizado no Laboratório de Difração de Raios X do Instituto de Física da UFRGS e o equipamento utilizado para análise foi o difratômetro Siemens D5000. Os resultados obtidos, foram interpretados no LCVMat da Unisinos, de acordo com banco de dados apropriado.

2.2.3 Caracterização física

A caracterização física dos materiais englobou os ensaios de superfície específica, granulometria e massa específica. A superfície específica do cimento e da CCA foi determinada através método de adsorção de nitrogênio BET, no Laboratório de Estudos Avançados em Materiais da Feevale, com o auxílio do equipamento Quantachrome Inova 2200E. As dimensões das partículas do cimento e da CCA foram determinadas pelo ensaio de granulometria a laser. Este ensaio foi realizado no LCVMat da Unisinos, com o auxílio do equipamento Microtac S3500. Todos os materiais foram ensaiados em via úmida e apenas para o cimento foi utilizado ultrassom para dispersar as partículas.

2.2.4 Pozolanicidade

O índice de atividade pozolânica da CCA, foi testada através do método de ensaio descrito na NBR 5752 (ABNT, 2014), que avalia o índice de desempenho das pozolanas com o cimento Portland aos 28 dias. Para a realização deste procedimento, foi utilizado o CP II F-32 e a areia normal do Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Este ensaio prevê um teor de substituição de 25% de cimento por CCA, em volume, e nesta pesquisa, foram confeccionados seis corpos de prova. A consistência das argamassas foi ajustada em relação a consistência da amostra de referência, havendo uma tolerância de ± 10 mm. Este ajuste foi feito com o uso de um aditivo superplastificante, da marca Glenium 51.

2.2.5 Determinação do potencial reativo do agregado

O potencial reativo do agregado foi avaliado pelo método acelerado da ASTM C-1260 (2014), que permite avaliar o comportamento do mesmo frente a uma solução alcalina de hidróxido de sódio, com concentração de 1N à temperatura de 80°C, através da variação dimensional das barras de argamassa. As barras de argamassa foram confeccionadas com relação cimento:agregado de 1:2,25 e relação água/cimento fixa igual a 0,47, em formas prismáticas triplas de aço que possuem um sistema de fixação composto por parafusos e pinos de aço inoxidável, que serviram, posteriormente, como ponto de referência para a realização das medidas do comprimento em extensômetro do tipo, relógio comparador.

O monitoramento da expansão das barras, foi realizado medindo-se o comprimento das barras, em diversas idades, e o resultado final expresso em percentual de expansão. A ASTM C-1260 (2014) estabelece que expansões inferiores à 0,10% aos 16 dias após a moldagem, apresentam comportamento inócuo do agregado, enquanto que, expansões acima de 0,20% aos 16 dias após a moldagem, são indicativas de agregado reativo. Expansões entre 0,10% e 0,20%, indicam que o agregado é potencialmente reativo e o ensaio deve ser prolongado até a idade de 30 dias após a moldagem.

2.2.6 Avaliação da eficiência da CCA na mitigação da RAA

Para avaliar o efeito da CCA na mitigação da RAA, foi utilizado o método de teste da ASTM C-1567 (2013). Este método, consiste em um teste padrão utilizado para determinar o potencial de mitigação dos materiais cimentícios frente à RAA, dentro de um período de 16 dias, no entanto, o ensaio foi prolongado até a idade de 30 dias, para que se pudesse observar também, o comportamento dos materiais em um período maior de exposição. O procedimento de ensaio é o mesmo descrito na ASTM C-1260 (2014).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Foram realizadas duas misturas diferentes, com teores de 10% e 20% de substituição de cimento Portland por CCA. As substituições foram calculadas em massa com compensação de volumes, tendo em vista que os materiais utilizados possuem massas específicas diferentes. A ASTM C-1567 (2013) coloca que, expansões inferiores à 0,10% aos 16 dias após a moldagem, são consideradas aceitáveis e tendem a ter baixo risco de expansão deletéria. Já expansões superiores à 0,10% aos 16 dias após a moldagem, indicam que os materiais tendem a gerar expansões potencialmente deletérias.

2.2.7 Absorção de água por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade das barras de argamassa foi adaptado do método de teste da RILEM TC 116 PCD. (RILEM, 1999). Este ensaio, teve por principal finalidade avaliar as condições de mobilidade de fluidos nas argamassas estudadas, numa condição de porosidade similar às amostras quando iniciado o ensaio de RAA e numa condição após o mesmo ensaio. Para esta pesquisa, foram utilizados corpos de prova de seção quadrada de 25 mm e comprimento de 285 mm, seccionados transversalmente em corpos de prova com altura de 50 mm, descartando as suas extremidades.

Foram propostos dois conjuntos de amostras, com condições de armazenamento diferentes. Cada conjunto foi composto por três corpos de prova para cada mistura. Os corpos de prova do primeiro conjunto foram moldados, desmoldados em 24 horas, imersos em um recipiente com água à temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e colocados em estufa à $80^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, por onde permaneceram por 24 horas. Passado este período, os mesmos foram cortados e secos em estufa à 60°C até atingir a constância de massa. O segundo conjunto foi composto por corpos de prova utilizados no ensaio acelerado, com condições de cura conforme ASTM C-1260 (2014). Ao término do ensaio acelerado, os corpos de prova foram cortados e secos em estufa à 60°C até atingir a constância de massa. Os corpos de prova foram medidos e tiveram suas laterais vedadas com fita adesiva de alta aderência e a parte superior coberta com uma película de látex, permanecendo livre, apenas a superfície da face inferior. O ensaio foi realizado em uma bandeja plástica com fundo nivelado, de modo que os corpos de prova permanecessem com sua face livre, coberta por uma lâmina de água de 3 mm de altura. A fim de manter o nível de água constante, o recipiente é dotado de orifícios de extravasão imediatamente acima do nível de ensaio. Para o mesmo fim, dotou-se um sistema de um reservatório que fornece água para vazão constante.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização química

A Tabela 1 apresenta a caracterização química do cimento, da CCA e do agregado, obtida através do ensaio de FRX.

Tabela 1 – Caracterização química do cimento, da CCA e do agregado

Parâmetro	Cimento	CCA	Agregado
	Teor (%)	Teor (%)	Teor (%)
SiO ₂	14,89	94,99	65,06
CaO	57,26	0,33	3,84
Al ₂ O ₃	3,50	0,18	13,88
MgO	3,20	0,01	1,33
Fe ₂ O ₃	2,41	0,06	6,71
SO ₃	2,17	0,57	ND
Na ₂ O	1,16	ND	3,31
K ₂ O	0,74	1,01	3,65
SrO	0,24	ND	ND
TiO ₂	0,20	0,01	1,04
P ₂ O ₅	0,06	0,10	0,28
MnO	0,04	0,20	0,11
ZnO	0,02	ND	ND
Perda ao Fogo	2,99	2,12	0,98

ND – Não Determinado

3.2 Caracterização mineralógica

A CCA, no ensaio de DRX, apresentou picos cristalinos de sílica na forma de quartzo e cristobalita, como pode ser verificado no Difratoograma da Figura 1. Os minerais encontrados, podem estar associados à temperatura e ao processo

de combustão da mesma, uma vez que, a casca de arroz apresenta alto teor de sílica. A área alargada com descolamento da linha de base, observada entre os ângulos 15° e 30° no difratograma, caracteriza um halo de amorfismo do material, indicando sua reatividade pozolânica.

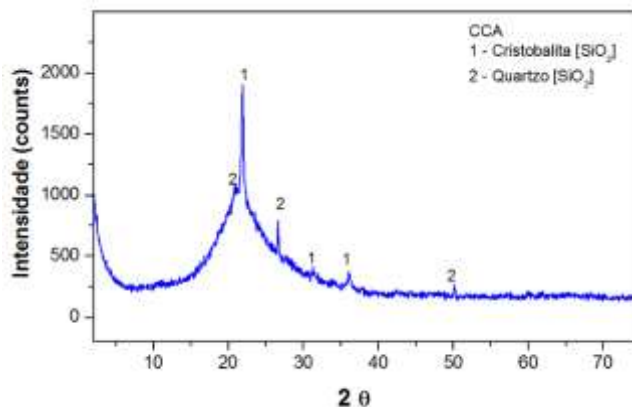


Figura 1 – Difratograma de Raios X da CCA

Através do ensaio de DRX do agregado, foi possível identificar picos cristalinos de quartzo, microclina (feldspatos), albita da família dos plagioclásios, augita da série dos piroxênios, e ainda, saponita e hematita (óxido de ferro), sendo este último, pertencente ao grupo dos opacos. Os minerais encontrados neste ensaio, evidenciam e reafirmam as características verificadas na análise petrográfica. Estes picos, podem ser observados no Difratograma de Raios X da Figura 2.

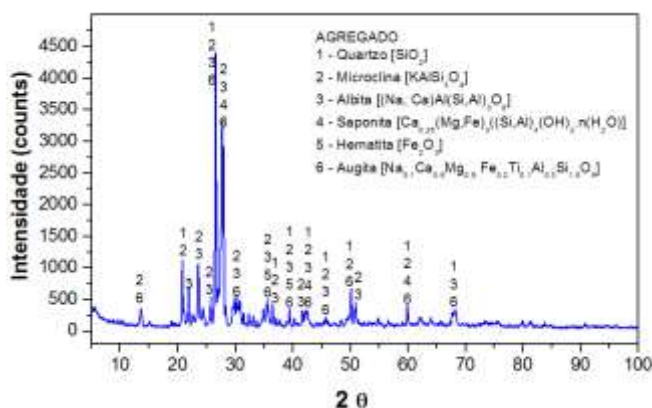


Figura 2 – Difratograma de Raios X do agregado

3.3 Caracterização física

A massa específica do cimento, fornecida pelo fabricante, é de 3,09 g/cm³ e a CCA apresenta massa específica igual a 2,12 g/cm³. A área superficial específica do cimento e da CCA é demonstrada na Tabela 2.

Tabela 2 – Área superficial do cimento e da CCA.

Material	Área Superficial específica (cm²/g)
Cimento	4540
CCA	11517

Com relação à granulometria dos materiais, obtida através do ensaio de granulometria a laser, o cimento apresentou diâmetro médio de 17,07 µm, enquanto que a CCA, apresentou diâmetro médio de 9,38 µm, como demonstrado na Tabela 3.

Tabela 3 - Dados granulométricos do cimento e da CCA

Característica	Cimento (µm)	CCA (µm)
Diâmetro < 10%	3,70	2,38
Diâmetro < 50%	14,97	7,04
Diâmetro < 95%	46,84	28,7
Diâmetro médio	17,07	9,38

3.4 Pozolanicidade

Quanto aos requisitos para verificação da atividade pozolânica da CCA, pode-se observar que a soma de $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ de 95,23% (Tabela) do total de sua composição é superior à 50%, valor mínimo exigido pela NBR 12653 (ABNT, 2014) para pozolanas de Classe E, que é a classificação da CCA utilizada neste trabalho. Além disso, o valor máximo de perda ao fogo admitido é 6%, enquanto que o valor obtido é de 2,12%. O índice de atividade pozolânica da CCA obtido em relação ao cimento, foi de 131%. Ele valor, representa 41% a mais que o mínimo exigido para pozolanas de classe E, 90%.

3.5 Determinação do potencial reativo do agregado

A evolução da expansão da amostra de agregado ensaiada ao longo do tempo, é apresentada no gráfico da Figura 3. Os valores de expansão demonstrados no gráfico, referem-se à média das três barras de argamassas ensaiadas.

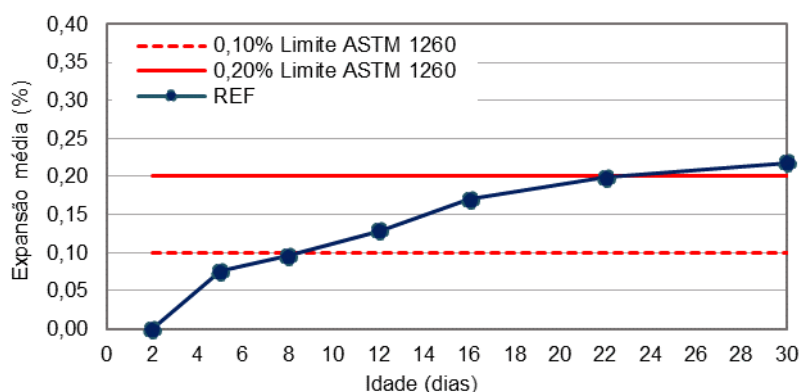


Figura 3 – Expansão média X Idade – Agregado

Através da análise do gráfico, pode-se verificar que o agregado, ao longo do tempo apresentou um crescimento linear, atingindo aos 16 dias, expansão de 0,17%, permanecendo entre os limites estabelecidos pela ASTM C-1260 (2014), 0,10% e 0,20%, que o classifica como potencialmente reativo. No entanto, devido ao provável potencial reativo do agregado verificado na análise petrográfica e no ensaio de DRX, o ensaio foi prosseguido até a idade de 30 dias. Nesta idade, o agregado apresentou expansão de 0,22%, evidenciando a sua reatividade, porém, não apresentou fissuras ou exsudação de gel. Tendo em vista as informações mineralógicas do agregado, obtidas através da análise petrográfica e do ensaio de DRX, e os resultados de expansão verificados neste ensaio, pode-se afirmar que o agregado possui potencial reativo.

3.6 Avaliação da eficiência da CCA na mitigação da RAA

O gráfico da Figura 4 se refere às expansões médias obtidas das três amostras ensaiadas, com substituição de 10% e 20% de cimento por CCA, ao longo de 28 dias de submersão em solução de NaOH.

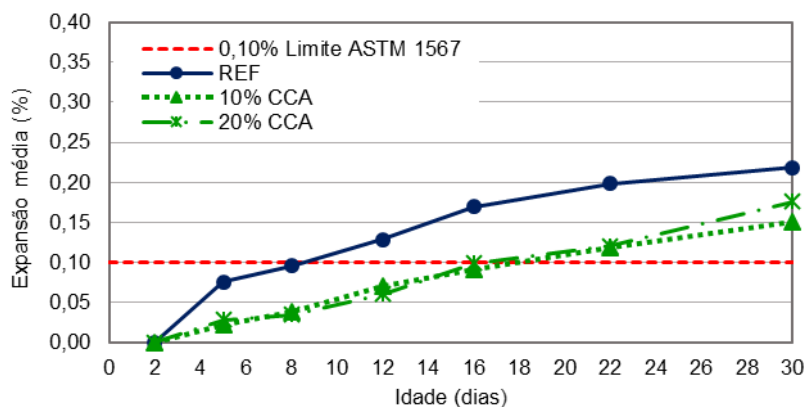


Figura 4 – Expansão média X Idade – CCA

Pode-se verificar que os teores de 10% e 20% de substituição de cimento por CCA apresentaram, aos 16 dias, expansões de 0,09% e 0,10%, respectivamente. Os valores encontrados estão dentro do limite de expansão permitido pela ASTM C-1567 (2013). No entanto, observa-se uma mesma tendência de comportamento no crescimento das expansões das amostras contendo CCA durante toda a execução do ensaio e ao final dele, a amostra com 10% de CCA atingiu a expansão de 0,15%, enquanto que, a amostra com 20% CCA, 0,18%. Nota-se ainda, que embora tenha havido um crescimento das expansões, todas as amostras contendo CCA, apresentaram expansões reduzidas se comparadas à de referência.

Apesar das expansões não terem apresentado valores muito expressivos, todas as barras de argamassa ensaiadas, principalmente aquelas com teor de substituição de 20%, apresentaram microfissuras em suas superfícies, como pode ser verificado nas imagens da Figura 5.



Figura 5 – Aspecto dos corpos de prova contendo CCA, após o ensaio acelerado.

A CCA, apresentou partículas com dimensões bastante reduzidas, como pode ser verificado no ensaio de granulometria a laser. A finura é a principal característica desta CCA, pois confere a ela elevado índice de atividade pozolânica, proporcionando o refinamento dos poros da estrutura. Assim, poder-se-ia atribuir às características físicas da CCA, contribuições significativas na redução das expansões, embora não tenha apresentado área superficial muito elevada.

No entanto, através dos resultados verificados no ensaio de RAA, pode-se afirmar que a redução das expansões não se restringe somente ao fato dos materiais serem pozolânicos, pois, nesta pesquisa, as amostras contendo CCA apresentaram excelente atividade pozolânica (131%) e não mantiveram as expansões abaixo do limite da norma, em idades posteriores à idade limite. Acredita-se, por ter havido fissuração das barras de argamassa, que uma fonte contínua de álcalis pode ter se formado, tornando a CCA não eficaz, neste caso. Assim, há dúvidas quanto ao benefício da dimensão das partículas na redução da RAA, uma vez que, o refinamento dos poros, neste caso da CCA, pode não ter permitido a acomodação do gel formado, nos poros da argamassa, fazendo com que a mesma, apresentasse diversas fissuras em sua superfície.

3.7 Absorção de água por capilaridade

Neste item, são apresentados os resultados da absorção de água dos corpos de prova antes do ensaio acelerado (Antes), ou seja, não estiveram expostas à solução e os corpos de prova após o ensaio acelerado (Depois), que permaneceram 28 dias imersos em solução de NaOH. Os gráficos apresentam a absorção capilar em função do tempo e a porosidade total, e os valores se referem à média dos três corpos de prova testados.

O método para o ensaio de absorção de água propõe a apresentação dos resultados em um gráfico que relaciona massa absorvida por área com a raiz quadrada do tempo em horas. Geralmente, nestes gráficos, é possível observar dois comportamentos distintos, ou seja, na primeira fase de execução (até mais ou menos 6 horas), os dados representam-se à fase de sucção capilar do material. Já o segundo conjunto, refere-se a uma fase de saturação com tendência à estabilização. Assim, estes dados são divididos em dois segmentos e para cada segmento é realizada uma progressão linear, ajustando-se uma linha de tendência. No entanto, em 96 horas de ensaio, não houve saturação dos corpos de prova, porém a absorção capilar foi menos intensa nos períodos posteriores às 24 horas.

Os gráficos da Figura 6 referem-se à absorção e à porosidade total das amostras sem substituição (REF).

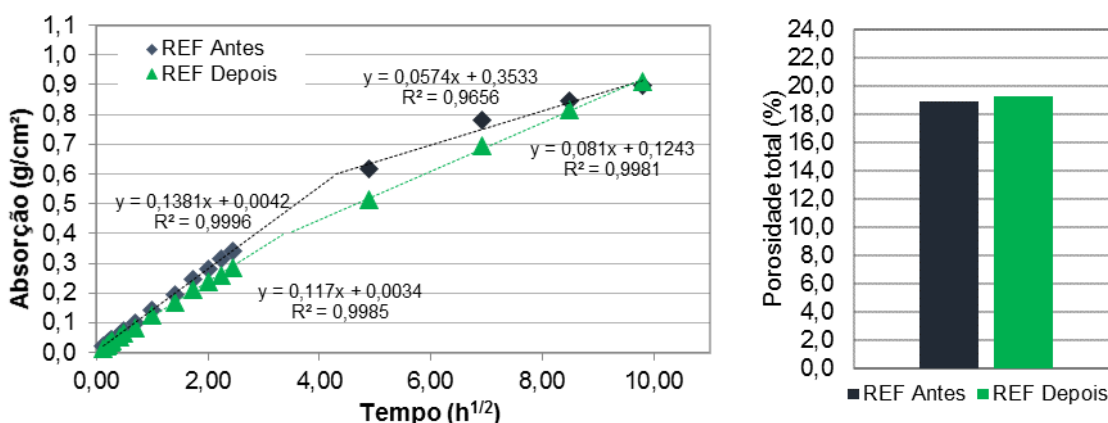


Figura 6 - Absorção de água por capilaridade X Tempo e Porosidade Total- REF

É possível afirmar que, mesmo não havendo diferença tecnicamente significativa na absorção total entre as amostras de referência “antes” e “depois”, ocorreu uma mudança na estrutura de poros após a execução do ensaio de RAA. Este fato fica evidenciado pela mudança da inclinação da reta na fase de sucção capilar (até 6 horas), e pela diferença do teor de água absorvida até 6 horas, que foi de 3,40% e 2,95%, respectivamente, para a média dos resultados das amostras em condições prévias ao ensaio e as amostras obtidas após o ensaio. Esta diferença, representa uma redução de aproximadamente 13% na porosidade capilar. Pode-se supor que esta mudança se deva à uma acomodação de produtos da RAA, ou então, à algum efeito secundário de hidratação, proporcionado pela exposição à solução.

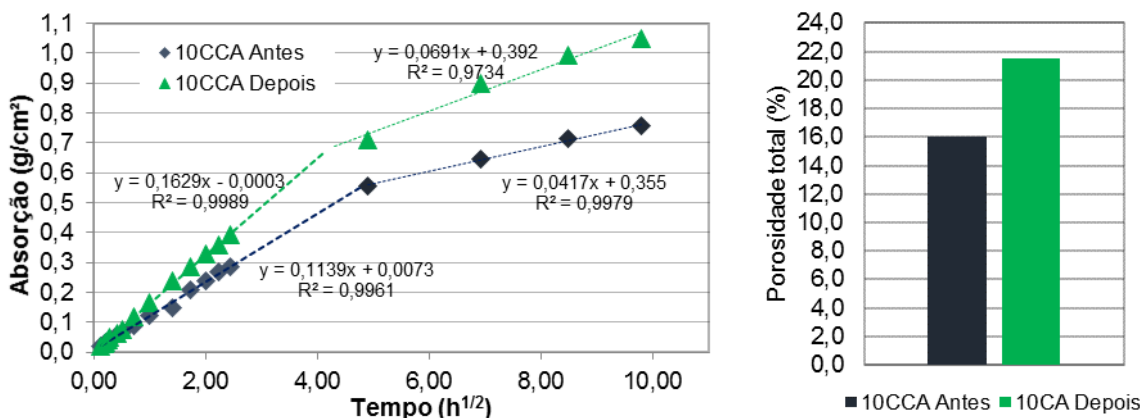


Figura 7 - Absorção de água por capilaridade X Tempo e Porosidade Total- 10% CCA

Como mostram os gráficos da Figura 7, as argamassas com 10% de CCA “depois” da RAA, absorveram mais água em relação aos corpos de prova “antes” da RAA e portanto, apresentam mais poros. A taxa de absorção média das

argamassas “depois” do ensaio acelerado, apresentou crescimento de cerca de 22% em relação às argamassas “antes”. Assim, pode-se dizer que, as expansões ocorridas nos corpos de prova durante o ensaio acelerado, aumentaram a propriedade de absorção de água por capilaridade. Isso, porque, as expansões, no caso da CCA, provavelmente provocaram microfissuras internamente e externamente aos corpos de prova, contribuindo, além do aumento da absorção de água, para o aumento da porosidade. A porosidade total, passou de 16,04%, inicialmente, para 21,49% após o ensaio acelerado, representando um aumento de 25% na porosidade total das argamassas após o ensaio acelerado.

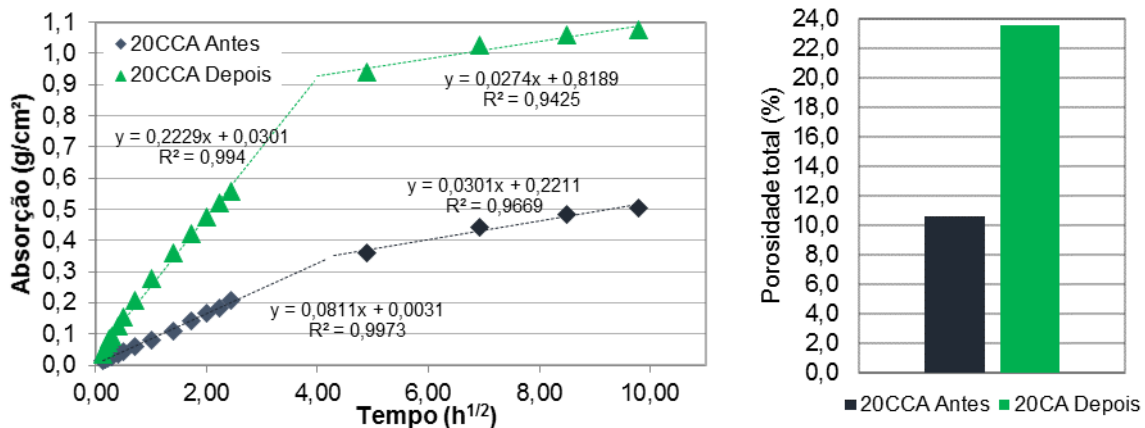


Figura 8 - Absorção de água por capilaridade X Tempo e Porosidade Total- 20% CCA

Pode-se observar, no gráfico da Figura 8, um aumento significativo na propriedade de absorção de água dos corpos de prova “antes” e “depois” do ensaio acelerado. Verifica-se, na amostra “20CCA Depois”, logo nos primeiros tempos, uma linha de tendência com maior ângulo de inclinação, indicando a rápida absorção inicial, o que não ocorre na amostra “20CCA Antes”. As amostras contendo 20% de CCA, dentre todas as misturas analisadas, foram as que apresentaram a menor e maior taxa de absorção, bem como a menor e a maior porosidade total. Antes do ensaio acelerado, as amostras apresentaram taxa de absorção média de 0,81 mm/h^{1/2} e absorção total de 10,63%, enquanto que, as amostras após o ensaio, apresentaram taxa de absorção de 2,23 mm/h^{1/2} e porosidade total de 23,59%.

A grande diferença (0,57 g/cm²) entre a absorção de água observada nas amostras “antes” e “depois” do ensaio acelerado, possivelmente está relacionada às expansões verificadas durante o ensaio de RAA. As barras de argamassa contendo CCA, apresentaram grande intensidade de fissuras no decorrer das suas superfícies e isso leva a crer, que, possam existir também, inúmeras microfissuras internas aos corpos de prova. O aparecimento destas fissuras, pode estar associado ao refinamento dos poros, visto que, as argamassas com 20% CCA antes do ensaio, apresentaram o menor valor de porosidade total, impossibilitando assim, a acomodação dos possíveis produtos formados da RAA.

Observa-se que as expansões ocasionadas durante o ensaio acelerado, contribuíram de maneira muito significativa para o aumento da porosidade, potencializando a capacidade de absorção capilar.

4. CONCLUSÃO

A análise petrográfica classificou o agregado utilizado como um dacito e indicou a presença de porções vítreas, microfenocristais e constituintes mineralógicos potencialmente reativos, tais como, o quartzo, alguns feldspatos, resíduos vítreos. O ensaio de DRX permitiu verificar que houve coerência entre os minerais encontrados em ambos os ensaios. Assim, foi possível concluir através do ensaio pelo método acelerado das barras de argamassa, que o agregado possui potencial reativo, pois, aos 30 dias, apresentou expansão de 0,22%, ultrapassando o limite de 0,20% prescrito pela ASTM C-1260 (2014).

A utilização da CCA na mitigação da RAA mostrou-se eficaz perante às exigências da ASTM C-1567 (2013), pois todos os teores de substituição apresentaram expansões dentro do limite de 0,10%, permitido pela norma, na idade de 16 dias. No entanto, ambos apresentaram expansões superiores à 0,10%, já aos 22 dias de ensaio, inclusive diversas fissuras em suas superfícies, comprometendo seu desempenho.

Pode-se concluir também, que, as argamassas com CCA possivelmente tenham sofrido alterações significativas na sua microestrutura após o ensaio acelerado, pois, conforme visto, apresentaram diferenças expressivas de capacidade de absorção antes e após o ensaio de RAA, principalmente o teor de substituição de 20%. As amostras contendo 20% CCA, apresentaram ainda, porosidade total cerca de duas vezes superior após o ensaio acelerado. Assim, pode-se



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



afirmar que este aumento da porosidade está relacionado às fissuras observadas nas barras de argamassa com CCA, possivelmente ocasionadas pelos produtos da RAA, que não tiveram espaço para se acomodar na parte interna da argamassa, em função do refinamento dos poros.

5. AGRADECIMENTOS

Ao CNPQ.

6. REFERÊNCIAS

- [1] GLASSER, F. P. Chemistry of the alkali-aggregate reaction. In: SWAMY, R. N. (Ed.). **The alkali-silica in concrete**. Glasgow: Blackie and Son, 1992. P. 30-52
- [2] XU, George J. Zhang.; WATT, Daniel F.; HUDEC, Peter Paul. Effectiveness of mineral admixture in reducing ASR expansion. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n.6, p. 1225-1236, 1995.
- [3] BEKTAS, Fatih; TURANLI, Lutfullah; WANG, Kejin; CEYLAN, Halil. Comparative Performance of Ground Clay Brick in Mitigation of Alkali-Silica Reaction. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, v. 19, p. 1070-1078, 2007.
- [4] DAL MOLIN, Denise. Técnicas Experimentais para o Estudo da Microestrutura. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Org.). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2007. p. 408-409.
- [5] ZERBINO, R; GIACCIO, G; BATIC, O. R.; ISAIA, G. C. Alkali-silica reaction in mortars and concretes incorporating natural rice husk ash. **Construction and Building Materials**, v. 36, p 796-806, 2012.
- [6] HASPARYK, Nicole Pagan. **Investigação dos mecanismos da reação álcali-agregado - efeito da cinza de casca de arroz e da sílica ativa**. 1999. 257 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.
- [7] SILVEIRA, Adriana Augustin. **Contribuição ao estudo do efeito da incorporação de cinza de casca de arroz em concretos submetidos à reação álcali-agregado**. 2007. 226p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.



AVALIAÇÃO DA REAÇÃO AO FOGO DOS MATERIAIS DE REVESTIMENTO EMPREGADOS EM UMA EDIFICAÇÃO TEATRAL

A. M. GIL

Acad. Eng. Civil
itt Performance/UNISINOS
RS; Brasil
augustomg@unisinios.br

G. L. PRAGER

Acad. Eng. Civil
itt Performance/UNISINOS
RS; Brasil
gprager@unisinios.br

G. G. HENNEMANN

Acad. Eng. Civil
itt Performance/UNISINOS
RS; Brasil
guilhermeghennemann@gmail.com

F. L. BOLINA

Eng. Civil, Mestrando PPGAU
itt Performance/UNISINOS
RS; Brasil
fabriciolb@unisinios.br

V. K. ORTOLAN

Eng. Civil, MSc.
itt Performance/UNISINOS
RS; Brasil
vortolan@unisinios.br

B. F. TUTIKIAN

Eng. Civil, Prof. Dr.
itt Performance/UNISINOS
RS; Brasil
bftutikian@unisinios.br

RESUMO

Na ocorrência de um incêndio, os materiais de revestimento empregados em uma edificação poderão contribuir com o aumento da temperatura, propagação do fogo e, conseqüente redução da capacidade resistente da edificação. Dependendo do comportamento destes materiais, o fogo poderá propagar-se mais rapidamente e a liberação de gases e fumaça poderão aumentar o risco à vida e dificultar o trabalho das equipes de combate. O incêndio na boate Kiss em 2013 enalteceu a importância de atender a estes critérios e levou ao aumento nas exigências normativas quanto a este tipo de análise. Assim, as normas vigentes estabelecem classes de reação ao fogo, através dos quais é possível determinar os locais em que estes materiais podem ser empregados. Verifica-se que em espaços públicos confinados, como é o caso de teatros, este tipo de verificação torna-se ainda mais necessária devido à concretação de um grande número de pessoas e a utilização de materiais de revestimento não convencionais, visando um melhor desempenho acústico e maior conforto aos usuários. Este trabalho teve como objetivo avaliar a reação fogo dos principais materiais empregados no revestimento dos sistemas construtivos de uma edificação teatral. Para tanto, estes foram classificados pelo emprego de ensaios de não-combustibilidade, ignitabilidade e Single Burning Item (SBI), descritos pelas normas ISO 1182:2010, ISO 11925-2:2010 e EN 13823:2010, respectivamente. Através dos resultados obtidos nos ensaios foi possível verificar que alguns dos revestimentos empregados, comumente utilizados neste tipo de edificação, não atendem às classes mínimas especificadas e podem comprometer a segurança dos usuários.

Palavras-chave: incêndio, materiais de revestimento, reação ao fogo.

ABSTRACT

In the event of a fire, the covering materials used in a building can contribute to the rise in temperature, spread of fire and the consequent reduction of building bearing capacity. Depending on the behavior of these materials, the fire can spread quickly and the release of gases and smoke may increase the risk to life and complicate the work of combat teams. The fire at the Kiss nightclub in 2013 highlighted the importance of meeting these criteria and led to increased regulatory requirements on this type of analysis. Thus, the standards define fire reaction classes, through which is possible to determine material's application. It is noted that in enclosed public buildings, such as theaters, this type of verification becomes even more necessary due to the large number of people and the use of non-conventional covering



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



materials that provide a better acoustic performance and comfort to users. This study aimed to evaluate the fire reaction of the main materials used as covering of building systems from a theater. Therefore, these were classified by the use of non-combustibility test, ignitability test and Single Burning Item (SBI) test, described by the standards ISO 1182: 2010, ISO 11925-2: 2010 and EN 13823: 2010, respectively. Through the results obtained in the tests, it was found that some of the materials used, commonly used in this type of building, do not meet the minimum specified classes and can compromise the safety of users.

Keywords: fire, covering materials, fire reaction.

1. INTRODUÇÃO

Ao longo da história, como resultado do grande número de pessoas reunidas, além da grande quantidade de materiais combustíveis e com potencial de ignição, um incêndio em um teatro acarreta no grande risco de perda de vidas e de patrimônio [1]. Há registro de incêndios em teatros da Europa e dos Estados Unidos, com um grande número de vítimas, como o ocorrido no Iroquois Theatre em Chicago no ano de 1903, em que a negligência quanto as precauções necessárias levaram mais de 600 pessoas à morte [2]. No Brasil, o incêndio ocorrido no Gran Circo Norte-Americano em Niterói (1961) resultou na morte de mais de 250 pessoas e, mais recentemente, a tragédia na boate Kiss em Santa Maria/RS levou mais de 240 jovens a parecerem [3-4]. Estes eventos, apesar de terem origens diferentes, um proposital e os outros acidentais, enaltecem a importância de conhecer as propriedades dos materiais construtivos empregados em uma edificação de modo que esta não venha a contribuir com o incêndio.

O decreto estadual nº 4.909 do estado de Santa Catarina [5] classifica um teatro como uma edificação de reunião de público, apresentando no Art. 23, item XI-a, que todas as peças de decoração assim como todas as montagens transitórias deverão ser incombustíveis ou tratadas com produtos retardantes à ação do fogo. Esse decreto data de 1994 e demonstra, através das recentes tragédias, que apesar de haver regulamentação para este tipo assunto, sua implementação não era efetiva. Esta negligência pode ter ocorrido por diversas razões, entre elas a falta de informação, tanto dos usuários quanto dos profissionais da área, e a disponibilidade de laboratórios e equipamentos para realização de ensaios para determinação da reação ao fogo dos materiais e sistemas construtivos [6]. O decreto estadual Nº 56.819 de São Paulo [7] coloca os teatros na divisão F-5 quanto à sua ocupação. Aplicando-se essa divisão na Instrução Técnica Nº 10 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo [8], constata-se que os materiais empregados como revestimento em paredes e divisórias devem abranger materiais das classes I ou II-A. Ainda que o estado do Rio Grande do Sul apresente leis de segurança contra incêndio, como o decreto nº 51.803 da lei complementar nº 14.376, que identifica a edificação teatro também na divisão F-5, porém, essas não mencionam as classes requeridas de reação ao fogo para os materiais de revestimento para esta tipologia de edificação.

De maneira resumida, a reação ao fogo tem por objetivo verificar como os materiais construtivos se comportam quando expostos ao fogo e se este pode vir a contribuir com o incêndio. Analisando-se a curva real de incêndio, a reação ao fogo compreende a análise das propriedades dos materiais na fase entre a ignição e a inflamação generalizada do ambiente. Nesta fase, o incêndio ainda é localizado e não apresenta risco à vida, porém as propriedades de ignição e de combustibilidade dos materiais podem contribuir para o incêndio generalizado, com risco à vida e ao patrimônio edificado.

Assim, são avaliados predominantemente materiais de acabamento e revestimento, materiais de isolamento termo acústico, seus miolos e substratos. A análise pode ser realizada basicamente por três ensaios (não-combustibilidade, ignitabilidade e SBI), cujos resultados são utilizados para classificação e definição de sua aplicabilidade, segundo a IT Nº 10 [8]. Sendo assim, este trabalho teve como objetivo verificar a reação ao fogo de 5 sistemas empregados nas paredes como acabamento em um teatro localizado no estado do Rio Grande do Sul, com capacidade aproximada de 1000 espectadores e área de 4000m².

2. METODOLOGIA

Através de uma vistoria no teatro objeto deste estudo, foi realizada uma análise dos materiais empregados no acabamento dos sistemas construtivos empregados. As amostras foram confeccionadas a partir dos materiais extraídos do próprio local, conforme descrito nos itens a seguir.

2.1 Materiais de revestimento e acabamento

A Tabela 1 apresenta um resumo dos materiais empregados como revestimento e seus respectivos substratos na edificação, detalhados nos itens a seguir.

Tabela 1 – Resumo dos materiais empregados nos sistemas que compõem a edificação

Sistema	Material de revestimento	Substrato
1	Chapas de MDF	Incombustível
2	Feltro	Lã de vidro
3	Têxtil	Lã de vidro
4	Carpete	OSB
5	Carpete	Difusor

2.1.1 Sistema 1

Este sistema consiste em chapas de fibra de madeira de média densidade, conhecido como MDF, revestidas com laminado decorativo em tom e textura amadeirada, totalizando a espessura de 20 mm. O material era aplicado como revestimento ou acabamento em paredes, tetos e em elementos decorativos. A Figura 1 apresenta as amostras preparadas para os ensaios de ignitabilidade e SBI.



Figura 1 – Amostras representativas do Sistema 1

2.1.2 Sistema 2

O Sistema 2 consiste em uma manta para isolamento acústico composta por lã de vidro com uma lâmina de feltro preto na superfície para acabamento. A espessura da lâmina de feltro era de 2mm e a espessura total variava em torno de 60mm. Este material estava localizado atrás de uma grade metálica para acabamento final, porém esta não foi analisada por ser conhecida como incombustível. A união entre as placas era feita no local com uma fita adesiva preta, sendo esta utilizada para realização dos ensaios de SBI. A Figura 2 apresenta as amostras preparadas para os ensaios de não-combustibilidade, ignitabilidade e SBI.

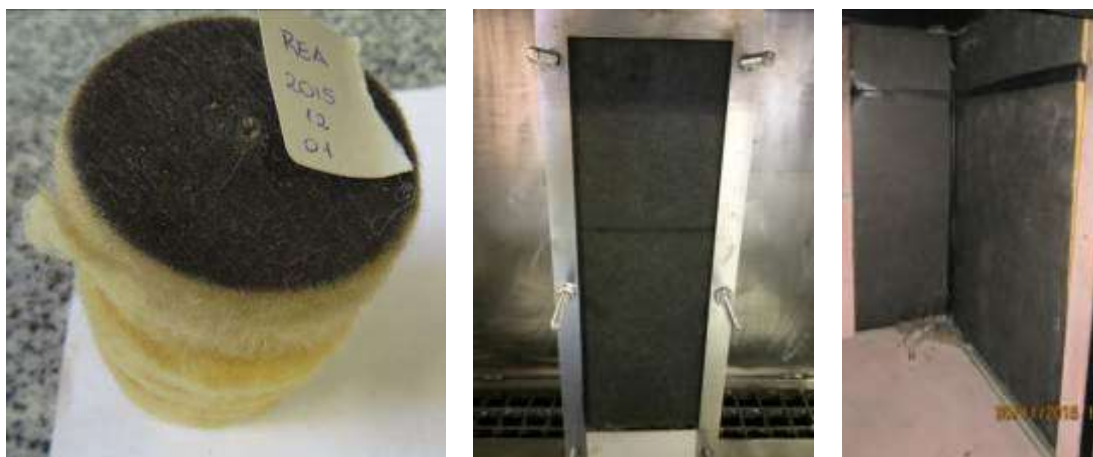


Figura 2 – Amostras representativas do Sistema 2

2.1.3 Sistema 3

O Sistema 3 é muito similar ao Sistema 2, composto substancialmente por lã de vidro com uma lâmina de uma material têxtil para acabamento. A espessura total do sistema também é de aproximadamente 60mm, sendo a união entre as placas realizadas com a mesma fita adesiva preta utilizada para o outro sistema. Este sistema é empregado no isolamento acústico no palco do teatro objeto deste estudo. A Figura 3 apresenta as amostras preparadas para os ensaios de não-combustibilidade, ignitabilidade e SBI.

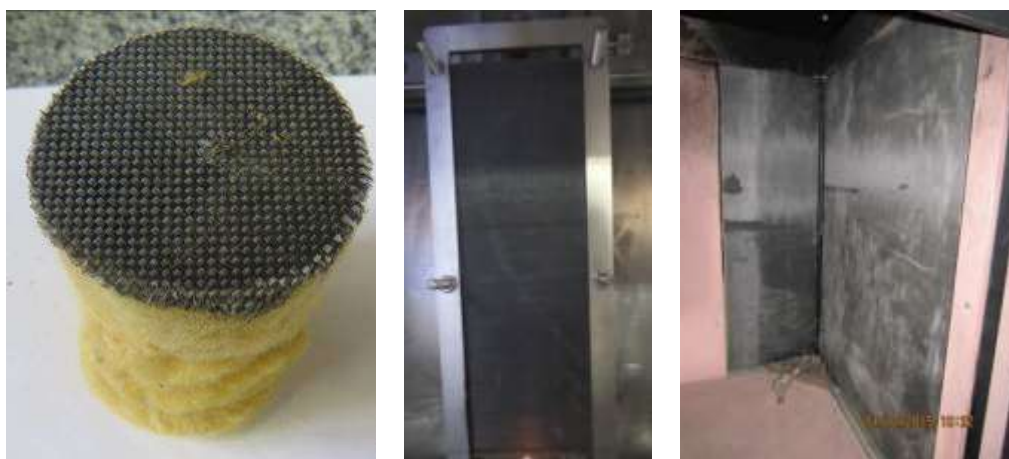


Figura 3 – Amostras representativas do Sistema 3

2.1.4 Sistema 4

Este sistema consiste em painéis de tiras de madeira orientadas, conhecidas como OSB, revestidas com uma lâmina de carpete vermelho, unidos com cola adesiva ultraforte. As placas de OSB possuíam espessura de 13mm, enquanto que a lâmina de carpete apresentava aproximadamente 10mm, totalizando a espessura de 23mm. Este sistema é aplicado no revestimento do chão, escadas, paredes e na parte inferior das arquibancadas. A Figura 4 apresenta a parte traseira do sistema em sua aplicação e as amostras preparadas para os ensaios de ignitabilidade e SBI.



Figura 4 – Amostras representativas do Sistema 4

2.1.5 Sistema 5

O Sistema 5 é muito similar ao Sistema 4, composto por um painel de compósito de madeira perfurado revestido com o mesmo carpete utilizado no Sistema 4. A espessura do painel é de 3,5mm que acrescida da espessura do carpete totaliza 13,5mm. A união do carpete com o painel foi realizado com a mesma cola utilizada no sistema anterior. Este sistema é empregado no revestimento de paredes e testos em alguns locais do teatro. A Figura 5 apresenta os materiais que compõem o sistema separadamente e a amostra preparada para o ensaio de ignitabilidade.

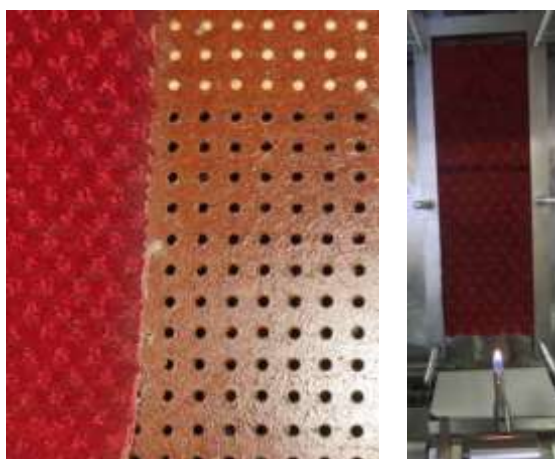


Figura 5 – Amostras representativas do Sistema 5

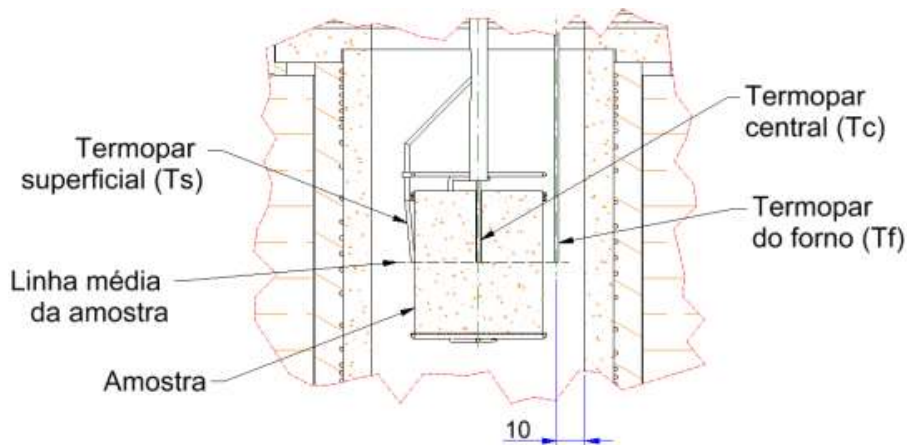
2.2 Método de classificação

A classificação da reação ao fogo dos sistemas construtivos foi realizada de acordo com requisitos estabelecidos pela IT n° 10 [8], que estabelece dois métodos de classificação com base no método de ensaio de SBI (*Single Burning Item*) ou pelo método do painel radiante. Neste caso, a classificação foi realizada com base no método de SBI, que utiliza o resultado de três ensaios para classificação: ensaio de incombustibilidade, ensaio de ignitabilidade e ensaio de SBI.

O primeiro ensaio a ser realizado é o de incombustibilidade, de modo a verificar se o material apresenta alterações em elevadas temperaturas e se é considerado combustível ou incombustível. Materiais considerados incombustíveis dispensam a realização de outros ensaios, uma vez que materiais desta classificação não propagam chamas e não liberam calor ou fumaça. Para os materiais combustíveis, verifica-se a velocidade de propagação superficial de chamas através do ensaio de ignitabilidade e a liberação de calor e fumaça pelo ensaio de SBI.

2.2.1 Ensaio de incombustibilidade

A análise da combustibilidade do material foi realizada seguindo os procedimentos da norma ISO 1182:2010 – *Reaction to fire tests for products – Non-combustibility test* [9]. O equipamento utilizado consiste em um forno cilíndrico com 150mm de altura, diâmetro interno de 75mm e espessura de parede de 10mm, aquecido internamente por resistências e envolto externamente por material isolante (Figura 06a). O corpo de prova (cilíndrico) da amostra, de diâmetro 45mm e altura 50mm, é inserido no forno, cuja temperatura se mantém constante em 750°C durante todo o ensaio. Termopares monitoram a temperatura no interior do forno, na superfície e no centro da amostra (Figura 06b).



(a)

(b)

Figura 06 – (a) equipamento: forno ISO 1182; (b) Localização dos termopares na amostra

A norma estabelece que os ensaios devem ser conduzidos por no mínimo 30min e no máximo 60min, dependendo de quando for atingido o equilíbrio de temperatura. O equilíbrio é atingido quando o desvio de temperatura no termopar do forno não exceder 2°C nos últimos 10 min para os primeiros 30 min de ensaio ou nos últimos 5 min para o intervalo de 30 min a 60 min, sendo 60 min o tempo final de ensaio. No decorrer do ensaio três critérios são avaliados: a liberação de calor, o flamejamento e a perda de massa do material.

A liberação de calor é avaliada pelo acréscimo de temperatura no interior do forno durante o ensaio, que não pode ultrapassar 30°C para ser classificada como incombustível pela Instrução Técnica N° 10 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. A mesma instrução define que a ocorrência de flamejamento, verificada visualmente, não deve ultrapassar 10 segundos, assim como a variação de massa do material antes e após o ensaio não deve ser maior do que 50%.

2.2.2 Ensaio de ignitabilidade – ISO 11925-2:2010

A análise da ignitabilidade do material foi feita segundo a norma ISO 11925-2:2010 – *Reaction to fire tests – Ignitability of products subjected to direct impingement of flame* [10]. O teste consiste na determinação das características de ignitabilidade da amostra quando exposta à chama de um queimador padrão pelo período de 30 segundos. A chama é apagada e a amostra analisada por mais 30s, sendo a duração total do ensaio 60s.



Figura 07 – Equipamento empregado na realização do ensaio de ignitabilidade

A chama pode ser aplicada na borda inferior ou na superfície da amostra. Para determinação do ponto de aplicação são realizados dois testes: um com a chama aplicada na borda da amostra e outro com a chama aplicada na superfície. A posição que a amostra apresentar o pior comportamento é na qual se procede o ensaio com as seis amostras.

2.2.3 Ensaio de SBI – EN 13823:2010

Os ensaios foram realizados no laboratório de reação ao fogo do Itt Performance/Unisinos, seguindo os procedimentos prescritos pela EN 13823:2010 – *Reaction to fire tests for building products – Building products excluding floorings exposed to the thermal attack by a Single Burning Item* [11], estando os equipamentos utilizados para a realização do ensaio em concordância com as premissas da referida norma. Uma ilustração geral (externa) do forno utilizado é apresentada na Figura 08a.

O SBI (Single Burning Item) é utilizado para determinar o desempenho quanto à reação ao fogo de sistemas construtivos de sistemas de vedação vertical quando expostos a uma chama padrão. O exemplar ensaiado consiste em duas partes posicionadas perpendicularmente uma a outra, de modo a simular o canto de uma edificação. Na junção entre as duas partes localiza-se um queimador que produz uma chama padrão obtida através da combustão de gás propano difuso em uma caixa triangular com areia e ignição de 30,7kW (+/- 2,0kW), conforme apresentado na Figura 08b.



(a)



(b)

Figura 08 – Visão geral (a) do equipamento empregado na realização do ensaio e (b) do suporte de amostra

O ambiente de ensaio possui temperatura, umidade relativa e pressão controlados, contando com um duto de exaustão equipado com sensores para medir a temperatura, fração de mols de O₂ e CO₂, atenuação de luz e o fluxo de pressão diferencial induzida. Essas quantidades são registradas instantaneamente e utilizadas para calcular os índices de produção de calor e fumaça, e da propagação lateral da chama.

O ensaio possui duração total de 26min, onde nos primeiros 2min são coletadas as informações do ambiente antes do início do ensaio. Nos 3min subsequentes são coletadas as informações referentes ao queimador auxiliar, que não está

em contato com a amostra, de modo que as informações referentes à chama sejam subtraídas durante a exposição e resultem apenas nas informações da amostra. A exposição da amostra à chama do queimador principal, localizado na junção entre as duas paredes, ocorre pelo período de 21min e os resultados de cada índice são calculados considerando todo o período de ensaio de modo a avaliar as informações relacionadas apenas ao material ensaiado.

Durante o ensaio verifica-se ainda, visualmente, a propagação lateral das chamas pelos limites laterais do queimador, assim como pelo comportamento do material como a liberação de partículas flamejantes e desintegração da amostra.

3. RESULTADOS

Os resultados dos ensaios são apresentados simplificadaamente na Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios

Sistema	Incombustibilidade			Ignitabilidade			SBI				
	ΔT	Δm	t_f	Ignição	FS	Gotejamento	FIGRA	LFS	THR600	SMOGRA	TSP600
	°C	g	s	S/N	s	S/N	W/S	S/N	MJ	m ² /s ²	m ²
1	-	-	-	Sim	-	Não	425,98	Sim	31,55	Não alcançado	10,07
2	38,7	9,9	0	Não	-	Não	162,80	Não	1,56	Não alcançado	19,94
3	39,3	12,8	0	Sim	-	Não	245,72	Não	1,12	Não alcançado	18,03
4	-	-	-	Sim	-	Não	1182,70	Sim	87,47	33,86	192,60
5	-	-	-	Sim	-	Não	-	-	-	-	-

ΔT : acréscimo de temperatura no interior do forno

Δm : perda de massa da amostra após o ensaio

t_f : tempo de flamejamento no interior do forno

FS: tempo necessário para atingir a altura de 150mm

FIGRA: índice da taxa de desenvolvimento de calor

LFS: propagação lateral da chama

THR600: liberação total de calor do corpo de prova nos primeiros 600s de exposição às chamas

SMOGRA: taxa de desenvolvimento de fumaça, correspondendo ao máximo do quociente de produção de fumaça do corpo de prova e o tempo de sua ocorrência

TSP600: produção total de fumaça do corpo de prova nos primeiros 600s de exposição às chamas

Os ensaios de não-combustibilidade dos sistemas 1, 4, 5 foram dispensados, uma vez que o carpete, assim como a madeira, são materiais conhecidamente combustíveis. O ensaio de SBI do sistema 5 não pode ser realizado por não haver material suficiente para compor as amostras e, conseqüentemente, este sistema não pôde ser classificado. A Tabela 3 apresenta a classificação dos sistemas, de acordo com a Tabela A.3 da Instrução Técnica N° 10 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo [8].

Tabela 03 – Classificação dos sistemas

Sistema	Classificação
1	Classe IV-A
2	Classe III-A
3	Classe III-A
4	Classe V-A
5	-

Dentre os sistemas analisados é possível perceber que o Sistema 4 apresentou a pior classificação, principalmente devido à elevada quantidade de calor liberada no ensaio de SBI. O Sistema 1, composto por painéis de MDF laminados, apresentaram a segunda pior classificação, também pela elevada produção de calor nos ensaios de SBI. Os sistemas utilizados para isolamento acústico no teatro tiveram a melhor classificação dentre os sistemas analisados, porém apresentaram maior liberação total de fumaça do que o Sistema 1, composto por placas de MDF.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÃO

As normas e ensaios tanto para reação como resistência ao fogo avançaram significativamente e a sua aplicação tem sido mais efetiva nos últimos anos devido as recentes tragédias. Verifica-se, no entanto, que a falta de estudos na área, principalmente da reação ao fogo, prejudicam a evolução e a disseminação do conhecimento sobre a forma de aplicação dos materiais construtivos envolvendo a segurança contra incêndios. Tratando-se de uma edificação teatral este tipo de análise se torna ainda mais necessária, por se tratar de uma edificação que reúne um grande número de pessoas em um espaço confinado utilizando materiais isolantes acústicos, que podem possuir propriedades inflamáveis.

No caso do teatro analisado, verificou-se que os materiais utilizados tanto no revestimento quanto no isolamento acústico não apresentaram desempenho satisfatório frente ao fogo, principalmente pela utilização de carpete e compósitos de madeira. A IT N° 10 [8] apresenta que as paredes e divisórias desta edificação deveriam possuir revestimento da classe I ou II-A, logo nenhum dos sistemas ensaiados atenderam às especificações da referida instrução. Cabe salientar que os materiais utilizados para o isolamento acústico atenderam às melhores classes de reação ao fogo, pelos índices de produção de calor alcançados e por não apresentarem propagação lateral de chamas, no entanto ainda sem cumprir a exigência. Ressalta-se a necessidade de substituição dos materiais empregados no teatro ou o seu tratamento com materiais retardantes de chama, uma vez que estes podem vir a contribuir com o incêndio e comprometer a segurança dos usuários.

5. REFERÊNCIAS

- [1] ARUP, O. et al. Fire safety in theatres – A new design approach. The fire protection research foundation, Quincy, 2009.
- [2] SEITO, A.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVIA, S. B.; CARLO, U. D.; SILVE, V. P. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008.
- [3] SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. São Paulo: Blucher, 2012.
- [4] INCÊNDIO NA BOATE KISS. In: WIKIPÉDIA: a enciclopédia livre. Flórida: Wikimedia Foundation, 2015. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=Inc%C3%AAndio_na_boate_Kiss&oldid=43545657>. Acesso em: 18 out. 2015.
- [5] SANTA CATARINA. **Decreto estadual nº 4.909 de 18 de outubro de 1994**: Estabelece Normas e Especificações para a Segurança Contra Incêndios no Estado de Santa Catarina. Florianópolis, 1994.
- [6] ZORZELA, L.; KOSTESKI, L. E. **Reação Ao Fogo Dos Materiais De Acabamento Utilizados Nos Prédios Da Universidade Federal Do Pampa**. In: 3º Congresso Ibero-Latino-Americano de Segurança Contra Incêndios – CILASCI. Porto Alegre, 2015.
- [7] SÃO PAULO. **Decreto estadual nº 56.819 de 10 de março de 2011** Institui o Regulamento de Segurança contra Incêndio das edificações e áreas de risco no Estado de São Paulo e estabelece outras providências. São Paulo, 2011.
- [8] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de bombeiros. **Instrução técnica n. 10/2011**: conceitos básicos de segurança contra incêndio. São Paulo: 2011.
- [9] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 1182: Reaction to fire tests for products - Non-combustibility test. Brussels, 2010.
- [10] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 11925-2: Reaction to fire tests - Ignitability of building products subjected to direct impingement of flame - Part 2: single-flame source test. Brussels, 2010.
- [11] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. BS EN 13823: Reaction to fire tests for building products – Building products excluding floorings exposed to the thermal attack by a single burning item. Brussels, 2010.



AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À CORROSÃO DA ARMADURA EM CONCRETOS COM CIMENTOS GEOPOLÍMEROS

L. SACARDO
Engenheiro Civil
Unisinos
RS; Brasil
lucas.sacardo@hotmail.com

M. MANCIO
Professor Dr.
Unisinos
RS; Brasil
mancio@gmail.com

RESUMO

O principal objetivo deste estudo é avaliar a resistência à corrosão de armaduras em concretos confeccionados com cimentos geopolímeros. Estes cimentos, também ditos álcali-ativados, são assim conhecidos devido ao processo de álcali-ativação, que transforma estruturas vítreas, amorfas ou parcialmente amorfas em materiais compactos e cimentantes. Em relação à resistência a corrosão, a principal preocupação está relacionada à elevada concentração dos ativadores alcalinos utilizados, levando a valores de pH e força iônica muito superiores àqueles normalmente encontrados em concretos à base de cimento Portland, o que pode influenciar negativamente na formação de um filme de passivação de boa qualidade, reduzindo assim a resistência à corrosão da estrutura. Para alcançar o objetivo, os métodos eletroquímicos utilizados incluem potencial de corrosão, resistência de polarização e resistividade elétrica. Para os ensaios foram feitos quatro traços, um referência (CP V ARI), um traço com substituição parcial do cimento Portland por cinza volante (75% de substituição), um traço de geopolímero à base de metacaulim e por último um traço de geopolímero com cinza volante. Os resultados obtidos foram consistentes, mostrando que a elevada concentração de ativadores alcalinos e o pH excessivamente alto (acima de 14) tiveram influência na formação de um filme de passivação de menor qualidade. Assim, parâmetros como potencial de corrosão e resistência de polarização apontaram que há riscos de corrosão para estes materiais geopolímeros.

Palavras-chave: Cimento. Geopolímeros. Álcali-ativado. Durabilidade. Corrosão.

ABSTRACT

The aim of this study is to evaluate the corrosion resistance of reinforcement in concrete made with cements geopolymers. These cements also said alkali-activated, are well known due to the process of alkali-activation, which turns glassy structures, amorphous or partially amorphous materials in compact and cementing. Regarding corrosion resistance, the main concern is related to the high concentration of alkali activators used, leading to pH values and higher ionic strength to those normally found in concrete with cement Portland, which may negatively influence the formation of a good quality passivation film, thus reducing the corrosion resistance of the structure. To achieve the goal, the electrochemical methods used include corrosion potential, polarization resistance and electrical resistivity. For assays were done four traces a reference (CP V ARI), a trace with partial replacement of Portland cement by fly ash (75% replacement), a trace of geopolymer the metakaolin base and finally one geopolymer mark with fly ash. The results were consistent, showing that the high concentration of alkali activators and excessively high pH (above 14) influenced the formation of a lower quality passivation film. Thus, parameters such as corrosion potential and polarization resistance showed that there are risks of corrosion geopolymers for these materials.

Keywords: Cement. Geopolimers. Alkali activation. Durability. Corrosion.

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a Construção Civil teve um crescimento muito grande, e com isso a indústria cimenteira teve um impulso em sua demanda. Atualmente, o concreto é o material no ramo da construção civil mais utilizado no mundo, com produção anual estimada em 23 bilhões de toneladas. No Brasil, foram produzidas no ano de 2013 cerca de 70,2 milhões de toneladas de cimento Portland, uma média de 353 kg/hab/ano [1]. Pesquisas apontam que a fabricação do



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



cimento Portland é responsável por gerar de 5 a 7% das emissões globais de CO₂, e cerca de 4% das emissões nacionais. Atualmente, em todas as áreas, tanto a indústria cimenteira, quanto outras, visam à diminuição da produção de resíduos, ou a emissão de agentes nocivos ao meio ambiente. Assim, há uma conscientização por parte do ramo industrial, visando uma produção mais limpa e menos agressiva. Na engenharia civil, não tem sido diferente. Tendo em vista mitigar os efeitos ambientais deste produto, a comunidade científica vem desenvolvendo alternativas ao longo dos anos [2].

Os cimentos geopolímeros são uma alternativa que vem se mostrando muito interessante. Algumas propriedades desse material têm se tornado muito atrativas, como melhor desempenho em altas temperaturas, ou aumento do ciclo de vida. Porém, um aspecto que tem atraído grande interesse, é o seu potencial para reduzir a emissão de CO₂. [3]. Segundo [4], sabe-se que concretos de cimento geopolímero produzem 72,4% menos gás carbônico quando comparados à concretos de cimento Portland.

Segundo Mancio [5], os cimentos geopolímeros ou álcali-ativados são classificados como eco cimentos, e podem ser constituídos de materiais silico-aluminosos como metacaulim, cinza volante e escória de alto forno. Além disso, alguns materiais pozzolânicos podem ser reaproveitados de resíduos industriais, entre outros.

Uma barreira na utilização desses cimentos álcali-ativados tem sido a avaliação de sua durabilidade. Principalmente no que tange à resistência à corrosão da armadura [2], onde não há muitas pesquisas nesse aspecto.

1.1 A química do cimento geopolímero

Os cimentos geopolímeros também são conhecidos como álcali-ativados, ou ainda, polímeros inorgânicos. São caracterizados pela reação silicoaluminato com altas concentrações de hidróxido de sódio, ou outro ativador alcalino, formando assim um material polímero inorgânico [6]. O processo de álcali-ativação, formador do geopolímero, é um processo que transforma estruturas vítreas, amorfas ou parcialmente amorfas em materiais compactos e cimentantes [7]. Assim, ele se enquadra na categoria de eco-cimentos, juntamente com à base de fosfato e à base de carbonatos amorfos [5].

Em geral, os geopolímeros podem ser sintetizados por materiais ricos em SiO₂ e Al₂O₃. A dissolução orientada do Al e Si em um meio fortemente alcalino, ocorre em um curto período e a uma temperatura média de 50°C a 100°C. Seguida pela policondensação, forma uma estrutura 3D conectada por sílico-aluminato. Com taxas de Si/Al igual a 1, a condensação ocorre entre o aluminato e o silicato. Caso seja maior que 1, essa proporção resulta em SiO₂, ocorrendo entre silicato e silicato. Assim, esta última taxa é de menor velocidade que a anterior. Para que se consiga boas resistências, as taxas de SiO₂/ Al₂O₃ devem estar na faixa de 3,0 a 3,8, e as de Na₂O/Al₂O₃ na taxa próximo a 1. O metacaulim é conhecido como grande fonte de SiO₂ e Al₂O₃ amorfa, e altamente reativo com ativadores alcalinos [8].

Segundo Glukhovskiy [6], o processo reativo da sílica e alumina na álcali-ativação é dividido em três etapas, iniciando na destruição-coagulação, coagulação-condensação e condensação-cristalização. Em pH altos, a dissolução do aluminosilicatos amorfos é rápida, criando uma solução aluminosilicato supersaturada que resulta em um gel. Os oligômeros em fase aquosa formam grandes ligações pela condensação, normalmente consumido durante a dissolução. O resultado é uma estrutura aluminosilicato tridimensional [6]. A solução álcali ativadora, na sua maioria das vezes, é o hidróxido de sódio (NaOH) ou hidróxido de potássio (KOH), que tem por função aumentar a velocidade de reação e garantir a resistência mecânica nas primeiras horas. Essa solução também garante o aumento do pH, acima de 12 (alcalino) [5] [9] [10].

1.2 À corrosão

Segundo Helene [11], a corrosão é uma interação entre materiais e o meio ambiente, onde haverá processos de deterioração deste material. Essa interação destrutiva ocorre devido a ações físicas, químicas, eletroquímicas ou a combinação destas. De acordo com Smith [12], a corrosão no aço é inevitável. Devido às condições atmosféricas, o aço possui uma tendência natural a entrar em um estado mais estável, e para isso ocorre à oxidação. Na corrosão eletroquímica há a formação da pilha eletroquímica, que ocorre devido a presença de água, havendo assim a dissolução da barra na zona anódica [11].

1.2.1 Carbonatação

A carbonatação é uma reação entre o dióxido de carbono (CO₂) e a solução alcalina no poro da pasta de cimento. Como resultado desta reação, os íons de hidróxidos do poro são consumidos e o pH diminuí. Assim, não é mais possível

manter a camada de passivação, e o ambiente se torna propício para a penetração da frente carbonatação. A qualidade do cobrimento do concreto é um fator que interfere, facilitando a Carbonatação [12]. A alta alcalinidade da solução ocorre principalmente devido a presença de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Os cristais de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ acabam precipitando com a matriz do concreto e criam uma espécie de reserva alcalina. A temperatura ambiente desta reserva eleva o pH a faixa de 12,4. A precipitação do CaCO_3 causa uma diminuição no pH 8,3 a 9, levando ao rompimento do filme de passivação [11].

1.2.2 Ação de íons de cloretos

Para Carino [12] a presença de íons de cloretos é um dos agentes causadores do rompimento do filme de passivação. Segundo Rosenberg [12] a mínima concentração de íons de cloretos pode iniciar a quebra da camada de passivação. A corrosão por ação de íons de cloreto ocorre de maneira diferente do que por carbonatação. Os íons de cloreto (Cl^-) atacam a camada de passivação, catalisando a corrosão, reagindo com o Fe^{2+} e formando FeCl_2 . Não havendo uma queda do pH, e não sendo consumido durante o processo, os íons de cloreto absorvem a umidade causando o aumento da concentração de água nos poros. Assim, aumentando a condutividade elétrica e acelerando o processo de corrosão [13].

1.2.3 Passivação

Segundo Helene [11], a passivação é a formação de uma fina película por um óxido estável e aderente, a qual resistirá a corrosão. Para que haja a formação desta película, é necessário que o pH seja altamente alcalino e potencial eletroquímico adequado. Essa película tem como característica elevada resistência ôhmica, o que resulta numa taxa de corrosão desprezível, devido ao impedimento da penetração de umidade, oxigênio e agentes agressivos ao concreto [14].

1.2.4 Influência do pH

O diagrama de Pourbaix delinea as áreas de estabilidade eletroquímica em função do potencial eletroquímico e o pH do ambiente [15]. A figura 1 exemplifica as faixas de equilíbrio entre potencial eletroquímico e pH. As reações encontram-se a 25°C de temperatura, em condições de equilíbrio do ferro em função do pH. O gráfico apresenta o potencial eletrodo padrão (eixo y) e o pH (eixo x) [14].

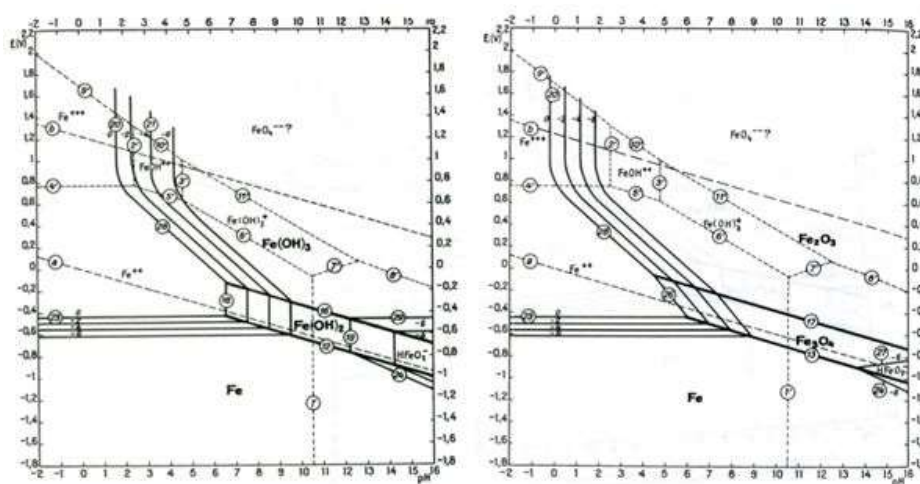


Figura 1: Diagrama de Pourbaix

Fonte: Pourbaix [17]

A zona de imunidade (Fe) é a região do diagrama onde o aço não corrói, independente se está meio ácido, neutro ou alcalino. A zona de passivação é a qual possui a formação da película de proteção, e sua qualidade é definida pelo nível de proteção do metal, formada por óxidos (b) e hidróxidos (a) de Fe. E a zona de corrosão se desenvolve onde há condições para a corrosão, formadas por íons solúveis (Fe^{++} , Fe^{+++} , HFeO_2^-) [14] [16]. O pH tem efeito na solubilidade dos óxidos de ferro e hidróxidos. A solubilidade do $\text{Fe}(\text{OH})_2$ minimiza em pH próximos a 10,5. Estudos recentes afirmam que pH próximos a 14 são mais solúveis que a 10 [17].



1.2.5 Força iônica

Segundo Skoog *et al.* [18], a adição de eletrólitos é independente da sua natureza química, mas sim da sua solubilidade, ou seja, de sua força iônica. A força iônica tem influência sobre o filme de passivação, uma vez que o pH também depende da força iônica, o que pode causar modificações na densidade de corrente [17].

2. METODOLOGIA

A metodologia desenvolvida neste trabalho teve como objetivo avaliar a resistência à corrosão em armaduras com cimentos geopolímeros. A sequência dos procedimentos iniciou-se com a caracterização dos materiais, posterior a esta etapa um estudo de dosagem e para finalizar os ensaios eletroquímicos. Foram utilizados quatro traços para os experimentos: traço 1 CPV-ARI, traço 2 CPV-ARI (75% de cinza volante), traço 3 metacaulim e traço 4 cinza volante.

O agregado miúdo para o experimento foi a areia fina, com distribuição granulométrica determinada através da ABNT NM 52:2009 [19] e com módulo de finura de 0,94 e diâmetro máximo do grão de 0,6mm. O agregado graúdo utilizado foi a brita, sua distribuição granulométrica foi determinada pela ABNT NM 248:2009 [20], com módulo de finura de 6,79 mm e diâmetro máximo de 19 mm.

Para a confecção do concreto, foram utilizados diferentes tipos de cimento: o Portland, CPV-ARI; e o geopolímero, cinza volante e metacaulim. Foi utilizado concreto de cimento Portland com as características mínimas permitidas pela norma [21] para confecção de concreto armado, comparando-o com o concreto geopolímero. Assim, analisando os resultados entre esses dois materiais.

O aço utilizado para avaliar o potencial de corrosão em todos os ensaios é proveniente da mesma barra, CA-50 ϕ 12,5 mm. As especificações da barra de aço são conforme a NBR 8965:1985 [22]. Visando diminuir a interferência nos resultados, as barras foram limpas antes de serem concretadas com o corpo de prova. A limpeza foi feita primeiramente com uma escova de aço, e depois utilizou álcool para a remoção de gorduras.

2.1 Definição do traço

A fim de levantar dados para comparação, foram definidos dois traços adicionais à base de cimento de cimento Portland. Assim, para os traços 1 e 2, foram utilizadas as mesmas quantidades e relação água/aglomerante que o trabalho de [16]. O traço 2 teve substituição parcial de cimento Portland por cinza volante. O teor de argamassa foi fixado em 55% para todas as amostras. A escolha dos traços de cimento Portland mostra a pior situação para o uso do concreto armado permitido pela NBR 6118:2014 [21]. A tabela 1, mostra o traço utilizado.

Tabela 1 - Traços unitários utilizados para concreto de cimento Portland

Traço	Proporcionalidade	Quantidade de cimento (kg)	Quantidade em massa		
			Areia	Brita	Água/Aglomerante
CPV - ARI	100%	1	2,08	2,52	0,65
CPV + CV	25% - 75%	1	2,08	2,52	0,65

Para a dosagem do cimento geopolímero, utilizou-se os dados da composição química do metacaulim e da cinza volante, calculando assim as quantidades constituintes, como as taxas molares de sílica e alumina. Essas quantidades foram calculadas conforme o trabalho de Rissardi [23], a partir das relações molares ideais encontradas no estudo de Silva; K. Sagoe-Crenstil; V. Sirivivatnanon [8]. A tabela 2 mostra os traços utilizados.

Tabela 2 - Traços unitários para concreto geopolímero

Traço	Proporcionalidade	Quantidade de cimento (kg)	Quantidade em massa		
			Areia	Brita	Água/Aglomerante
MET	100%	1	1,2	1,8	0,69
CV	100%	1	1,2	1,8	0,32



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



É importante ressaltar que para a correção das taxas molares foi utilizado hidróxido de sódio, com uma pureza de 95%. A partir dos traços de argamassa utilizados em estudos anteriores e em ensaios piloto (traço 1:3 conforme NBR 7215), transformou-se essa dosagem para concreto utilizando um teor de argamassa de 55%, resultando em um traço 1:1,2:1,8. Cabe ressaltar ainda que para o traço 4, com cinza volante, foi necessário adicionar água no momento da moldagem devido à baixa trabalhabilidade, alterando a relação água/aglomerante, que passou de 0,32 para 0,46.

2.2 Moldagem e cura dos corpos de prova

Utilizou-se dois tipos de corpos de prova para os ensaios. Para determinar a resistência à compressão e resistividade, fez-se necessário o uso de corpos de provas cilíndricos que fossem adequados ao equipamento, possuindo dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. A quantidade foi definida em três CPs para cada idade de rompimento: 7, 14 e 28 dias. Nos ensaios que determinaram os valores de potencial de corrosão e resistência de polarização, os corpos de provas foram diferentes. As dimensões foram definidas para que possibilitassem a leitura dos dados pelo equipamento. Sendo assim, as dimensões foram definidas em 260 mm por 260 mm de base e uma altura de 100 mm. Para cada traço foram moldados dois corpos de prova.

Como os corpos de prova prismáticos foram utilizados para os ensaios eletroquímicos, uma barra de aço CA 50 foi adicionada no centro do CP. As dimensões dessa barra são de 320 mm de comprimento, desse total 90 mm ficaram fora do concreto. O cobrimento utilizado foi de 25 mm, para isso foram usados espaçadores de 60 mm tipo mesa.

Tendo em vista a obtenção das propriedades esperadas para os ensaios de resistência mecânica e os eletroquímicos, foram adotadas duas condições de curas. Para o traço de referência e o com adição de cinza volante a cura foi feita na câmara úmida, espaço com temperatura e umidade controladas em média a 20°C. Porém, anterior a cura realizada na câmara úmida, os corpos de prova permaneceram na sala onde foram moldados por 24 horas, até sua desmoldagem. Após esse período os CPs foram transferidos para a câmara úmida. Os traços com metacaulim e cinza volante foram submetidos a uma estufa com temperatura constante de 80°C, por um período de 7 dias. Nas primeiras 24 horas permaneceram nas fôrmas, onde foram moldados, com uma placa de vidro em cima e dentro da estufa. Após o período de 7 dias os CPs cilíndricos foram transferidos para uma sala climatizada. Essa temperatura foi definida a partir de ensaios pilotos com argamassa e CPs cilíndricos de 5x10 cm, onde se chegou a uma temperatura ideal devido às maiores resistências mecânicas pelo metacaulim. Já a cinza volante seguiu a temperatura de 80°C, dos ensaios realizados na tese de Vargas [24]. A fim de evitar a perda de água da mistura, por meio da evaporação os corpos de prova foram cobertos com placas de vidro, por um período de 24 horas. É importante ressaltar que os corpos de prova que foram submetidos aos ensaios eletroquímicos só foram desmoldados quando levados para o laboratório onde realizariam os ensaios, no caso dos concretos geopolímeros. Isso devido ao espaço reduzido na estufa, que obrigou a estocar os CPs num espaço reduzido.

2.3 Ensaios Eletroquímicos

A realização dos ensaios não destrutivos para monitoramento de corrosão, utilizou os equipamentos GECOR 8, produzido pela NDT James Instrument Ltda o qual se encontrava no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), da UFRGS. Também foi utilizado o equipamento Resipod, fabricado pela Proceq, pertencente ao Laboratório de Materiais de Construção (LMC), na UNISINOS. Em todos ensaios eletroquímicos, em cada idade foram realizadas cinco medições em cada bloco, totalizando dez medições para cada traço testado.

2.3.1 Potencial de Corrosão e Resistência de Polarização

Tem por finalidade medir os parâmetros de Potencial de Corrosão (Ecor) e Densidade de corrente (Icor). Para isso, utilizou-se o equipamento GECOR 8. Como no próprio GECOR indica, o instrumento foi desenvolvido para medir a taxa de corrosão em estruturas de concreto armado. O instrumento utiliza uma técnica galvanostática, em que realiza as medições através da aplicação de uma pequena corrente na armadura, e a partir disso, verifica diferenças no potencial elétrico [16].

Com o GECOR 8 é possível realizar diferentes métodos de ensaios. Para este estudo foi utilizado o método “aerial structures”, levando em considerações que as peças não foram armazenadas em ambientes com contato de água. O uso do sensor A resultou nos valores de densidade de corrente e potencial de corrosão. Todos os ensaios seguiram as recomendações estabelecidas pela TC 154-EMC da RILEM [25] [26]. Para o funcionamento do GECOR 8, é preciso ajustar algumas configurações do equipamento. O tempo de polarização escolhido foi 100 s, que é o padrão do equipamento. A constante de Stern Geary no instrumento possui um valor de 26 mV, segundo o manual.



2.3.2 Resistividade Elétrica

A resistividade foi medida através do instrumento Resipod, seguindo recomendações da ASTM G57 [27]. O princípio seguido é o dos quatro eletrodos, ou princípio de Wenner. Neste princípio consiste em quatro sondas espaçadas igualmente em linha reta, que ao serem pressionadas contra o concreto informam o valor da resistividade. O espaçamento entre as sondas é de 50 mm, onde os pontos externos induzem uma corrente alternada de frequência 40 Hz e tensão 38 V. A medição do é feita pelos eletrodos internos.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

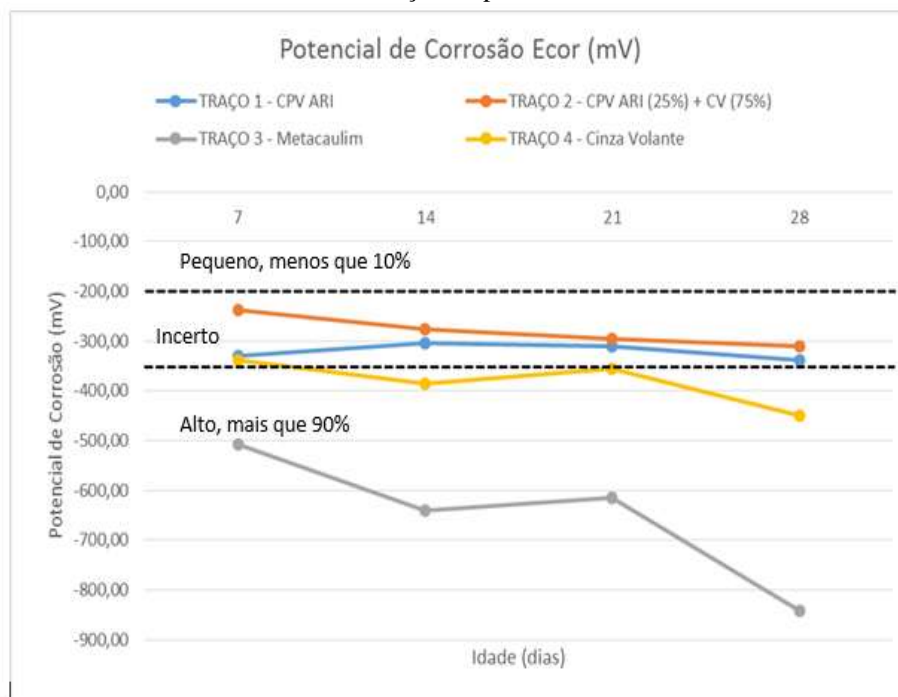
3.1 Potencial de Corrosão

A média dos resultados de potencial de corrosão (Ecor) obtidos das duas amostras para cada traço, está representada na tabela 3. As evoluções dos valores estão representadas no gráfico do gráfico 1. Esses valores estão correlacionados com os limites estabelecidos na ASTM C876 [28]. Os valores apresentados foram obtidos através de uma média aritmética, em que foram obtidas 5 leituras em cada corpo de prova. Para cada traço foram dois corpos de provas, gerando um total de 10 medições por traço. A exceção foi o traço 3, onde um dos corpos de prova não pode ser obtido leitura, nesse caso foram feitas somente 5.

Tabela 3 – Resultados de potencial de corrosão

Traço	Tempo (dias)	Ecor (Mv)
	7	-330,18
TRAÇO 1 – CPV	14	-303,96
ARI	21	-311,54
	28	-339,36
TRAÇO 2 – CPV	7	-238,28
ARI (25%) + CV	14	-276,23
(75%)	21	-295,87
	28	-311,11
	7	-506,85
TRAÇO 3 –	14	-641,25
Metacaulim	21	-614,65
	28	-841,44
	7	-338,42
TRAÇO 4 – Cinza	14	-386,37
Volante	21	-355,91
	28	-448,79

Gráfico 2 – Evolução do potencial de corrosão



As medições iniciaram aos 7 dias, e se desenvolveu num intervalo igual de uma semana, até finalizar aos 28 dias. Os traços 1, 2 e 4 apresentam comportamento parecidos aos 7 dias, com potencial de corrosão incerto. O comportamento do traço 3, com metacaulim, é distinto pois apresenta desde os 7 dias um potencial alto, que remete a uma propensão alta com mais de 90% de chances de corrosão. As amostras referentes ao CPV e a 75% de CV mantiveram-se na zona de incerteza. O traço 2, manteve um crescimento gradual do potencial de corrosão até os 28 dias. Já o traço 1 aos 14 e 21 dias teve um pequeno decréscimo no potencial e aos 28 dias houve um aumento, retomando a valores próximos aos iniciais.

Os traços de concreto com cimento geopolímeros mantiveram uma constante no crescimento dos potenciais. Os valores menores foram encontrados aos 7 dias, aumentaram os resultados até os 14 dias, com uma pequena diminuição aos 21 dias e com os maiores valores aos 28 dias. As amostras com cinza volante iniciaram com uma incerteza no potencial de corrosão e com o aumento das idades foi se confirmando o crescimento no potencial de corrosão, que permaneceu em alto. O traço com metacaulim manteve-se com o potencial alto desde as idades iniciais.

Fica evidente que os melhores desempenhos foram obtidos para o traço de referência e o traço com 75% de CV. Percebe-se ainda que a média dos valores do traço 2 foram melhores que a do referência. Comparando as amostras de referência com concretos geopoliméricos é possível perceber uma clara diferença entre os potenciais de corrosão. À medida em que o ambiente se torna mais alcalino do que o ideal a formação do filme de passivação apresenta uma maior fragilidade, reduzindo a resistência à corrosão. Visto que o pH médio de concretos de cimento Portland está na faixa de 13 [2], ideal para o desenvolvimento do filme de passivação. Para esses traços desenvolvidos de concreto de cimento geopolímeros o valor do pH calculado¹ foi de 14,67 para o traço de cinza volante (4,63 M de NaOH) e 14,93 o com metacaulim (8,59 M de NaOH). Assim o ambiente extremamente alcalino pode ter contribuído para a formação de um filme de passivação de qualidade inferior, como esperado com base nos estudos anteriores.

3.2 Resistividade elétrica

Os resultados da resistividade elétrica estão representados na tabela 15 e a sua evolução no gráfico 2. No gráfico representa também o grau de risco de corrosão, seguindo os limites previstos na norma RILEM TC 154-EMC [29].

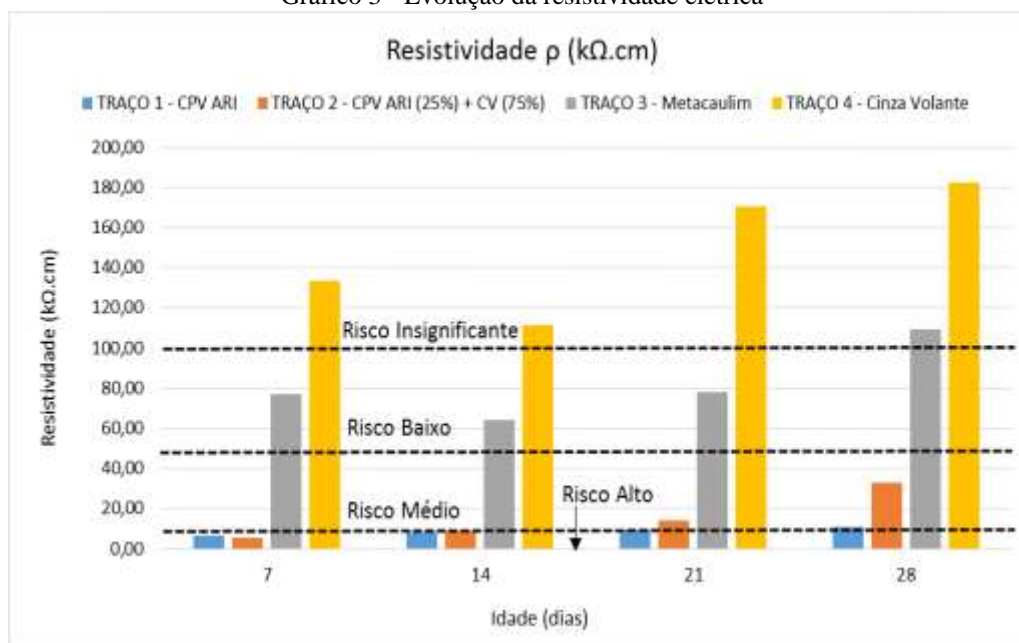
¹ O pH foi calculado a partir de cálculos estequiométricos da concentração de NaOH e H₂O da solução. Assim descobrindo o número de moles de NaOH, a partir desse valor calculou-se o pH a partir das relações $pOH = -\log[OH^-]$ e $pH + pOH = 14$.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Tabela 4 - Resultado de resistividade

Traço	Tempo (dias)	ρ (k Ω .cm)
TRAÇO 1 - CPV ARI	7	6,34
	14	8,33
	21	9,20
	28	11,02
TRAÇO 2 - CPV ARI (25%) + CV (75%)	7	5,59
	14	8,77
	21	14,28
	28	32,88
TRAÇO 3 - Metacaulim	7	76,72
	14	64,07
	21	78,06
	28	109,38
TRAÇO 4 - Cinza Volante	7	133,61
	14	111,12
	21	170,43
	28	182,19

Gráfico 3 - Evolução da resistividade elétrica



Como nos outros ensaios foram levantados os dados de 7 até os 28 dias. Um ponto em comum entre todas as amostras foi o crescimento da resistividade ao longo do tempo. Isso fica bem evidente no gráfico, onde há crescimentos na resistividade de até 588%. Segundo Ortolan [16] com o aumento da hidratação do concreto há um crescimento na resistividade. O traço referência (1) e o com 75% de CV iniciaram com um risco de corrosão alto. E com a evolução da idade passaram para risco de corrosão médio. Apresentando um aumento de resistividade elétrica de 74% para o traço 1 e 488% para o 2.

As amostras dos traços 3 e 4 iniciaram com uma resistividade mais elevada que as outras amostras. O traço com metacaulim iniciou na faixa de risco baixo e evoluiu para insignificante. Assim obteve um crescimento de 43%. A com cinza volante começou na faixa insignificante e permaneceu nela, porém também obteve um crescimento na resistividade de 36%. Como indicado por Ortolan [16] os altos teores de substituição do cimento por cinza volante levaram a uma melhora significativa em relação a resistividade. Segundo Oliveira [30] a substituição do cimento Portland por cinza obteve resultados positivos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.3 Resistência de polarização

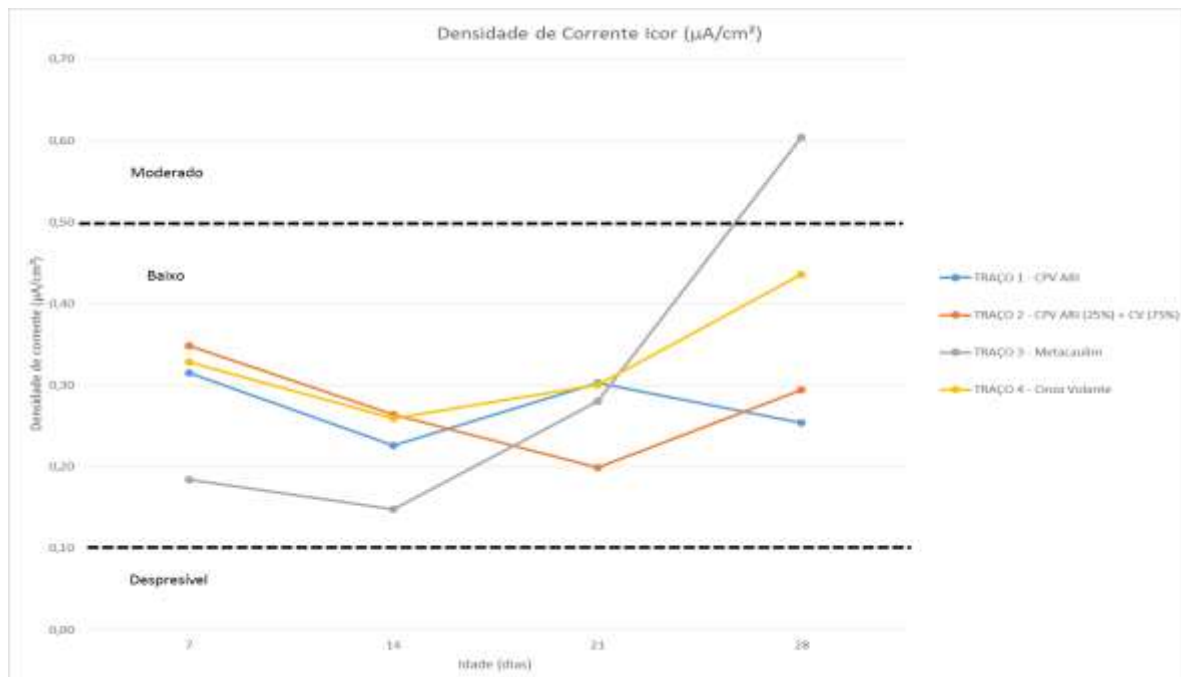
As médias das densidades de corrente e resistência de polarização encontram-se na tabela 5. Os gráficos 3 e 4 apresentam a evolução da densidade de corrente (I_{cor}) e resistência de polarização (R_p), os dados foram comparados com os parâmetros estabelecido na norma RILEM TC 154-EMC [26].

O GECOR 8 informa o valor de I_{cor} , onde a partir deste calcula-se o R_p . A resistência de polarização é calculada a partir da ASTM G59 [31]. Para o cálculo a constante de Stern Geary é 26 mV, que é a padrão do equipamento. As leituras foram realizadas aos 7, 14, 21 e 28 dias. Para o cálculo da resistência de polarização foram utilizadas as médias finais do I_{cor} .

Tabela 5 - Resultados de I_{cor} e R_p

Traço	Tempo (dias)	$I_{cor}(\mu A/cm^2)$	$R_p (fk\Omega.cm^2)$
TRAÇO 1 - CPV ARI	7	0,32	97,39
	14	0,23	115,49
	21	0,30	91,41
	28	0,25	104,01
TRAÇO 2 - CPV ARI (25%) + CV (75%)	7	0,35	75,35
	14	0,26	98,85
	21	0,20	131,61
	28	0,29	121,88
TRAÇO 3 - Metacaulim	7	0,18	141,30
	14	0,15	175,68
	21	0,28	92,86
	28	0,60	43,05
TRAÇO 4 - Cinza Volante	7	0,33	80,86
	14	0,26	113,83
	21	0,30	89,57
	28	0,44	61,60

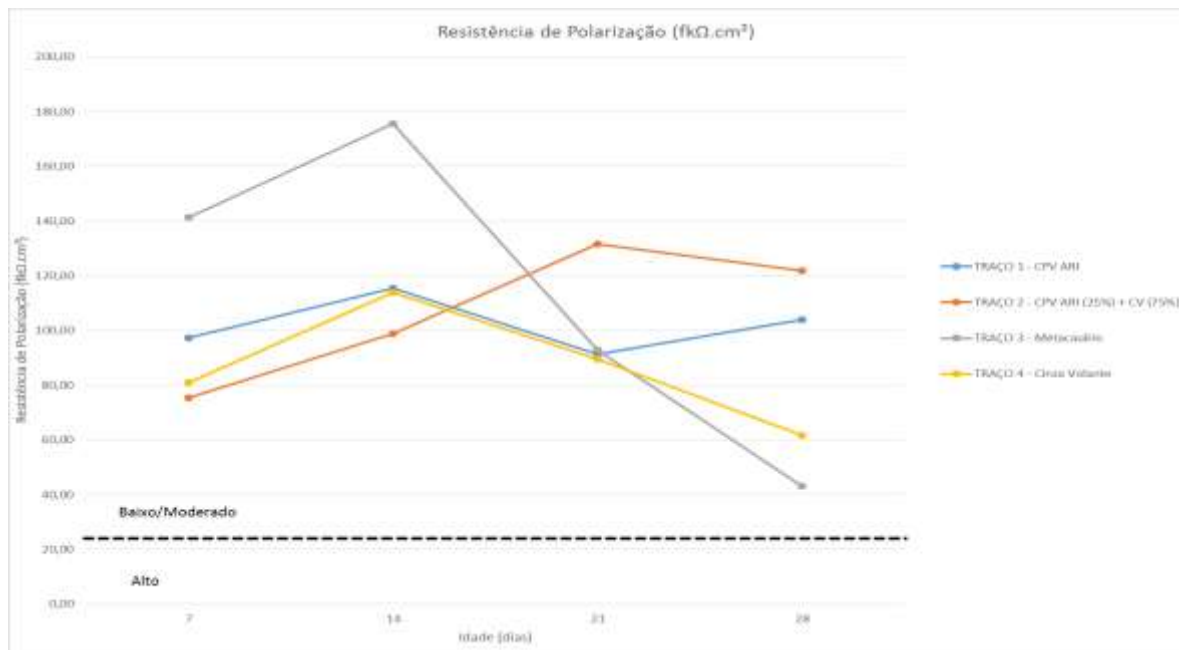
Gráfico 4 - Evolução da densidade de corrente



A medição da densidade de corrente é instantânea, ou seja, o resultado é o indicado no momento. Para determinar a densidade de corrente única da estrutura é necessária que a análise seja feita através da média dos valores e ao longo de um período. O gráfico acima (gráfico 3) demonstra que a densidade se manteve em níveis de corrosão baixos (entre 0,1 e 0,5 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), com exceção do metacaulim aos 28 dias, onde apresentou valores moderados, superiores a 0,5 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Com os valores de Icor, foram calculadas as Rp, que estão representadas no gráfico abaixo (gráfico 4).

Gráfico 5 - Evolução da resistência de polarização



Como pode ser observado os valores de resistências de polarização ficaram na faixa de baixo/moderado. Isso significa que o aço está em estado ativo de corrosão. As taxas de corrosão baixa/moderada estão na faixa de 25 a 250 $\text{fk}\Omega\cdot\text{cm}^2$. O traço referência (1) e o traço 2 por CV obtiveram os melhores resultados. Onde o traço 2, obteve o maior crescimento de resistência de polarização aos 28 dias, cerca de 62%. Com um pico de crescimento aos 21 dias. O traço 1 teve uma variação entre aumento e diminuição dos valores, e ao final obteve um crescimento de 7%. As amostras do traço com metacaulim iniciaram aos 7 dias com os melhores valores de resistência de polarização, aos 14 dias chegaram a um pico de 175,68 $\text{fk}\Omega\cdot\text{cm}^2$. Após esta data os valores começaram a decair, chegando aos 28 dias com os menores resultados de R_p (43,05 $\text{fk}\Omega\cdot\text{cm}^2$). O traço com cinza volante, obteve a mesma configuração gráfica que o metacaulim. Com resultados crescentes até os 14 dias, onde foi o máximo alcançado, e os menores valores aos 28 ($R_p = 61,60 \text{fk}\Omega\cdot\text{cm}^2$). Os resultados dos traços 1 e 2 foram os esperados, mantendo o mesmo padrão encontrado por Ortolan [16], onde a substituição por CV teve um desempenho superior ao referência. Já os traços com cimento geopolímeros tiveram resultados inferiores. Como citado anteriormente a influência do pH na formação do filme de passivação reflete nos resultados obtidos. Estudos, como apontado no capítulo 1.2.4 apontam que o pH tem efeito na solubilidade de óxidos de ferro e hidróxidos. Os cimentos geopolímeros que possuíam valores muito superiores ao ideal para a formação do filme. Assim, obtiveram desempenhos inferiores ao traço referência e ao com substituição.

4. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal avaliar a resistência à corrosão em concretos com cimentos geopolímeros. Assim, fez-se necessário análises através de ensaios de potencial de corrosão, resistividade e resistência de polarização. As considerações finais foram baseadas nos ensaios realizados no programa experimental e nas análises de resultados.

Em relação aos ensaios eletroquímicos percebe-se duas situações bem distintas. Primeira, como substituição do cimento Portland por cinza volante, é nítida a melhora no potencial de corrosão e resistência de polarização. Apesar dos traços referência e o com 75% de CV se manterem na zona de incerteza, os resultados da cinza volante como substituição parcial foram sempre melhores.

Os cimentos geopolímeros possuem um comportamento esperado, onde obtiveram resultados em relação a resistência de polarização e potencial de corrosão inferiores aos outros. Entre os dois concretos de cimento geopolímeros também existe uma diferença notável do comportamento. O traço com cinza volante obteve melhores resultados do que o com metacaulim, em todos os ensaios eletroquímicos.

No que tange a resistividade elétrica é interessante ressaltar que os melhores resultados obtidos foram pela cinza volante e depois pelo metacaulim. Isso nos leva a crer que a resistividade não foi um fator determinante para a avaliação da corrosão. Baseando-se apenas nos valores de resistividade, ambos cimentos geopolímeros seriam classificados risco de



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



corrosão insignificante, algo que os outros ensaios provam que não é real. Os resultados de potencial de corrosão e resistência de polarização indicam que a elevada concentração de ativadores alcalinos e o aumento excessivo do pH (acima de 14) levam de fato à formação de um filme de passivação de baixa qualidade (como pode ser observado nos gráficos de Pourbaix, no item 1.2.4), causando uma redução na resistência à corrosão dos concretos geopoliméricos. Observa-se que a densidade de corrente se mostrou mais elevada para os concretos de cimentos geopolímeros, e o potencial mais eletronegativo, o qual indica maiores chances de corrosão, em torno de 90%. Os efeitos da concentração elevada de NaOH (de 4,63 M para a CV e 8,59 M para o metacaulim foi 8,59 M) tornam-se evidentes nos resultados dos ensaios eletroquímicos, onde os piores resultados foram obtidos para o traço com metacaulim.

5. REFERÊNCIAS

- [1] SNIC. **Sindicato Nacional das Indústrias Cimenteiras**, 2013. Disponível em: <<http://www.snic.org.br/pdf/RelatorioAnual2013final.pdf>>. Acesso em: 24 de maio de 2015.
- [2] MANCIO, Maurício. Avaliação da Resistência e Durabilidade de Cimentos Especiais com Reduzido Impacto Ambiental. Projeto de Pesquisa, Edital Pesquisador Gaúcho – PPG – 2014.
- [3] BORGES, P. H. R. et al. Estudo comparativo da análise do ciclo de vida de concretos geopoliméricos e de concretos à base de cimento Portland composto (CP II). Revista Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 2, p. 153-168, 2014.
- [4] PROVIS, John L. Geopolymers and other álcali activated materials: why, how, and what? Materials and structures. Scheffield, 2013.
- [5] MANCIO, M. Impactos Ambientais da Indústria Cimenteira e o Desenvolvimento de novos Eco-Cimentos. Seminário de Sustentabilidade da Cadeia Produtiva do Concreto. In: 53º IBRACON - Congresso Brasileiro do Concreto, 2011.
- [6] DUXON, P et al. Geopolymer technology: the current state of the art. Advanced in geopolymer science and technology. Parkville, 2007.
- [7] PALOMO, A.; GRUTZECK, M. W.; BLANCO, M. T. Alkali-activated Fly Ashes. A Cement for Future. Cement and Concrete Research, v. 29, p. 1323-1329, 1999.
- [8] SILVA, P. DE; K. SAGOE-CRENSTIL; V. SIRIVIVATNANON. Kinetics of geopolymerization: Role of Al₂O₃ and SiO₂. Cement and Concrete Research, North Ryde, v. 37, p. 512-518, 2007.
- [9] MELO, L. G. De A. Síntese e caracterização de geopolímeros contendo Filitos. Dissertação (Mestrado) – Curso de Mestrado em Ciências dos Materiais, IME, Rio de Janeiro, RJ, 2011.
- [10] PINTO, A. T. Introdução ao estudo de Geopolímeros. Vila Real, 2006.
- [11] HELENE, P. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese (Doutorado), USP, São Paulo, SP, 1993.
- [12] CARINO, N. J. Nondestructive Techniques to Investigate Corrosion Status in Concrete Structures. Journal of Performance of Constructed Facilities. v. 13, n. 3, p. 96-106, 1999.
- [13] MANCIO, M. et al. Electrochemical and in-situ SERS study of passive film characteristics and corrosion performance of microcomposite steel in simulated concrete pore solutions. Berkeley: University of California, 2008.
- [14] FIGUEIREDO, E. J. P.; MEIRA, G. R. Corrosão das armaduras de concreto. [S.l.]: ALCONPAT Internacional, 2013.
- [15] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 222R. Protection of metals in concrete against corrosion. ACI Committee Reports, 2001.
- [16] ORTOLAN, V. de K. Avaliação da influência do pH e da força iônica da solução dos poros do concreto na corrosão da armadura. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), UNISINOS, São Leopoldo, 2015.
- [17] MANCIO, M. Electrochemical and in-situ Surface-Enhanced Raman Spectroscopic (SERS) study of passive films formed on low-carbon steel in highly alkaline environments. Tese (Doutorado), Berkeley, University of California, 2008.
- [18] SKOOG, D. A. et al. Fundamentos de química analítica. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2006.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NM NBR 52: Agregado miúdo: determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NM NBR 248: Agregado graúdo: determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 89: Barras de aço CA 42 S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 1985.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [23] RISSARDI, C. Z. Método de Dosagem para Cimentos Álcali-ativados In: MOSTRA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA, 22, 2015. São Leopoldo-RS. Resumos... São Leopoldo-RS: Casa Leiria, 2015. p. 1678.
- [24] VARGAS, A. S. de. Cinzas volantes álcali-ativadas para a obtenção de Aglomerantes especiais. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais (PPGEM), UFRGS, Porto Alegre, 2006.
- [25] RILEM TC 154-EMC. Recommendations: Half-cell potential measurements – Potential mapping on reinforced concrete structures. Materials and Structures, 2003. v. 36, p. 461–471.
- [26] RILEM TC 154-EMC. Recommendations: Test methods for on-site corrosion rate measurement of polarization resistance method. Materials and Structures, 2004. v. 37, p. 623–643.
- [27] ASTM INTERNATIONAL. ASTM C150/ASTM G57: Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method. EUA, 2012.
- [28] ASTM INTERNATIONAL. ASTM G59: Standard Test Method for Conducting Potentiodynamic Polarization Resistance Measurements. EUA, 2014.
- [29] RILEM TC 154-EMC. Recommendations: Test methods for on site measurement of resistivity of concrete. Materials and Structures, 2000. v. 33, p. 603–611.
- [30] OLIVEIRA, A. M. Avaliação do desempenho de concreto com adições minerais quanto à corrosão das armaduras induzida por cloretos. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal da Goiás, Goiânia, 2007.
- [31] ASTM INTERNATIONAL. ASTM G59: Standard Test Method for Conducting Potentiodynamic Polarization Resistance Measurements. EUA, 2014.



AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA EM PLACAS CERÂMICAS NAS CORES CLARA E ESCURA COM VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

R. B. DE OLIVEIRA

Engenheiro Civil
Universidade FUMEC
Minas Gerais; Brasil
renato@g3engenharia.com.br

N. CARVALHO JUNIOR

Prof. Dr.
EEUFMG
Minas Gerais; Brasil
ancj@ufmg.br

L. A. M. N. BRANCO

Prof. Dr.
Universidade FUMEC
Minas Gerais; Brasil
luzmelg@gmail.com

RESUMO

A execução de revestimentos de fachadas utilizando placas cerâmicas é uma atividade de rotina da cadeia construtiva e o uso de argamassa colante industrializada ACII é recomendado quando seu local de uso é em ambiente externo. Fachadas de edificações estão sujeitas a diversos tipos de manifestações patológicas, onde comumente é observado o descolamento e deslocamento do revestimento, que pode ocorrer na interface entre placa cerâmica e argamassa colante ou entre argamassa colante e a argamassa de emboço. É conhecido e citado por diversos autores, que variações térmicas podem romper gradativamente por fadiga a ligação revestimento/suporte. Neste estudo investigou-se a aderência do conjunto substrato-adesivo-placa cerâmica de cor branca e cor preta, com determinação da resistência de aderência à tração na condição de cura ao ar e cura com aplicação de ciclo de calor controlado por tempo e quantidade de dias no conjunto teste confinado em caixa térmica. A partir dos resultados obtidos concluiu-se que a condição de temperatura da cura com aplicação de ciclo de calor reduziu em 28,2% a tensão de ruptura para cerâmica preta e em 33,3% para a cerâmica branca, comparativamente à condição de cura ao ar, evidenciando que manifestações patológicas, como o descolamento e deslocamento no sistema de revestimento cerâmico podem ser influenciadas por variações de temperatura.

Palavras-chave: revestimento cerâmico, aderência, variação de temperatura.

ABSTRACT

The execution of facade coatings using ceramic plates is a constructive chain routine practice of the construction and the use of adhesive mortar industrialized ACII is recommended when their place of use is in the external environment. Building facades are subject to different types of pathological manifestations and which is commonly observed displacement and detachment and peeling of the coating which may occur at the interface between the ceramic plate and between adhesive mortar or adhesive mortar and the plastering mortar. It is known and quoted by several authors, that temperature variations can gradually break by fatigue the connection coating/support. In this study it is investigated the adhesion of the adhesive-plate-substrate ceramic set of white and black, with determination of tensile bond strength at air at the curing conditions and curing with application of heat cycle controlled by time and amount of days in the test group confined to built cooler. From the results obtained it was concluded that the healing of the temperature condition of heat application cycle decreased by 28.2% the breakdown voltage for black ceramic and 33.3% in white for pottery, compared to the condition air-curing, demonstrating that pathological manifestations such as detachment and peeling the ceramic coating system can be influenced by temperature variations.

Keywords: ceramic coating, adhesion, temperature variation.



1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um dos principais protagonistas no mercado mundial de revestimentos cerâmicos, ocupando a segunda posição em produção e consumo. Com uma produção de 903,3 milhões de m² de cerâmica e vendas no mercado interno de 853,2 milhões de m² em 2014, o uso da cerâmica possui um importante mercado dentro da construção civil [1].

Em função da quantidade considerável de fabricação, a concepção de sistemas de revestimentos de fachadas utilizando cerâmica engloba diferentes disposições construtivas, materiais e componentes. Novos métodos e tecnologias estão sempre em evolução na construção civil e, a utilização de revestimentos cerâmicos em fachadas vem, ao longo de algumas décadas, acompanhando esse avanço com o emprego de diversas formas de acabamento nas edificações e uso das mais variadas peças cerâmicas em formato, cores e utilizadas em toda a envoltória de um edifício.

Apesar do grande desenvolvimento da indústria cerâmica e dos processos de fixação dos revestimentos cerâmicos, os problemas relacionados com seu destacamento são hoje uma manifestação patológica grave e frequente, registrada nos primeiros anos de utilização, ou ainda após longos períodos de desempenho adequado [2].

2. REVISÃO TEMÁTICA

2.1 Descrição do sistema de revestimento cerâmico

De acordo com os autores [3], as placas cerâmicas de revestimento podem ser utilizadas como acabamento de fachadas de duas principais maneiras, em função da técnica construtiva utilizada:

- Sistemas aderidos: são sistemas nos quais as placas cerâmicas trabalham completamente aderidas sobre bases e substratos que lhes servem de suporte;
- Sistemas não aderidos: são sistemas nos quais as placas cerâmicas são fixadas por dispositivos especiais não estando diretamente aderidas a um substrato.

Sistemas aderidos são os mais utilizados no Brasil e usualmente aplicado sobre uma camada de argamassa de regularização, conhecida como emboço, executada sobre os substratos de concreto e alvenarias ou peça estrutural que fazem parte da vedação da edificação [4].

A ABNT NBR 13.755/96 [5] define revestimento externo como sendo o conjunto de camadas superpostas e intimamente ligadas, constituído pela estrutura-suporte, alvenarias, camadas sucessivas de argamassas e revestimento final, cuja função é proteger a edificação da ação de chuva, umidade, agentes atmosféricos, desgaste mecânico oriundo da ação conjunta do vento e partículas sólidas, bem como dar acabamento estético.

Na figura 1 identifica-se: (1) representa o substrato; (2) é a argamassa de preparo do substrato, usualmente denominada chapisco; (3) corresponde à argamassa de regularização, denominada emboço; (4) é a argamassa colante industrializada de fixação das placas cerâmicas e (5) corresponde ao conjunto formado pelas peças cerâmicas e a argamassa de preenchimento das juntas de assentamento [6].

Ainda os autores [6], citam a existência de juntas de assentamento entre as placas e são preenchidas com argamassa de rejuntamento industrializada. Faz parte do sistema, também importante, as juntas de movimentação, dessolidarização e estruturais projetadas para alívio das tensões acumuladas na edificação e no próprio sistema de revestimento.

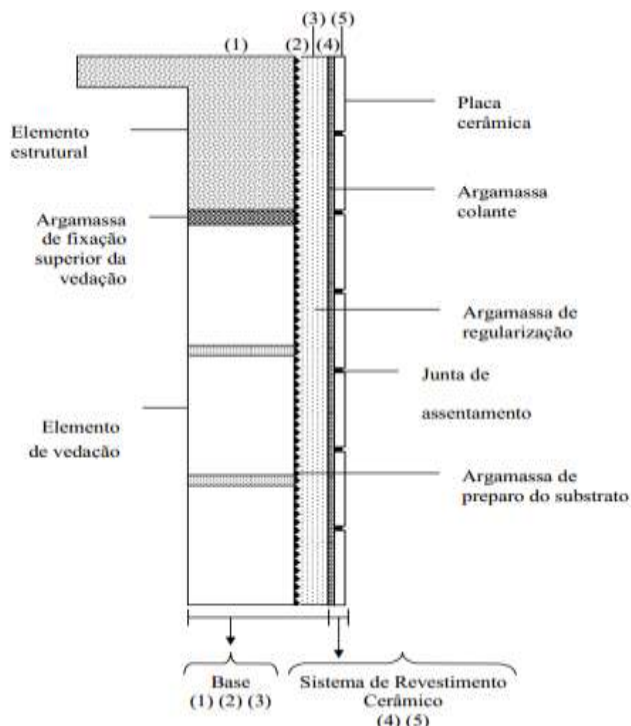


Figura 1: Sistema de revestimento aderido – fonte: [6].

2.2 Placa cerâmica

Os materiais cerâmicos podem ser definidos como sendo materiais formados por compostos de elementos metálicos (Al, Na, K, Mg, Ca, Si, dentre outros) e um dos cinco seguintes elementos não-metálicos: O, S, N, C e P³. Tais elementos são unidos por ligações fortes iônicas e/ou covalentes. As características típicas dos materiais cerâmicos, devido suas ligações iônicas e covalentes, são: alta dureza, boa resistência mecânica, (a resistência à compressão é muito maior do que a resistência à tração), ruptura frágil, alta estabilidade química e térmica (alto ponto de fusão) e baixas condutividades elétrica e térmica [7].

De acordo com [8], placas cerâmicas são componentes cujas duas dimensões (largura e altura) predominam sobre uma terceira (espessura), produzidas a partir de argilas e/ou outras matérias químicas inorgânicas, conformadas através de extrusão (tipo A) ou prensagem (tipo B) e sinterizadas por meio de processo térmico, e utilizadas como componentes principais da camada mais externa de revestimentos cerâmicos de pisos e paredes.

As placas cerâmicas devem atender condições de acordo com a norma ABNT NBR 13.755/96 [5], item 4.2.1, que são as seguintes:

- ser apropriado para revestimentos externos e fachadas;
- estar seco por ocasião do seu assentamento;
- seu tardo de deve estar isento de pó, engobes pulverulentos ou partículas que impeçam a sua boa aderência à argamassa colante;
- a codificação (número e/ou modelo) do produto deve estar de acordo com o que foi especificado;
- o código da tonalidade deve ser idêntico para utilização em uma mesma fachada;
- estar conforme classificação indicada na embalagem.

Segundo [9], as placas cerâmicas disponíveis comercialmente apresentam características físicas e químicas diversas. O seu desempenho, quando assentadas, depende das condições de uso e do ambiente às quais estarão sujeitas. Assim, para uma correta especificação, é fundamental o conhecimento de tais características. Destaca-se neste estudo, dentre as demais características, a absorção de água que indica o percentual de água que é absorvida pela placa cerâmica, podendo ser determinada de acordo com o anexo B da norma ABNT NBR 13.818/97 [10]. A absorção de água é dependente da porosidade da placa cerâmica e relaciona-se com a sua resistência ao impacto e com o módulo de resistência à flexão determinados conforme os anexos C e Q, respectivamente, da norma ABNT NBR 13.818/97 [10].

Ainda de acordo com [9], a faixa de absorção de água é um dado importante na especificação de placas cerâmicas para utilização em locais onde as placas estão sujeitas a cargas diferentes, como por exemplo, em pisos industriais, pisos em áreas públicas, garagens, paredes e fachadas, conforme visto na Tabela 1.

Tabela 1 – Absorção de água em função da tipologia do produto (ABNT 13.818/1997)

Nomenclatura comercial do produto	Absorção (%)
Porcelanato	$\leq 0,5$
Grés	$0,5 < \text{abs} \leq 3$
Semigrés	$3 < \text{abs} \leq 6$
Semiporoso	$6 < \text{abs} \leq 10$
Poroso	$10 > \text{abs}$

2.2 Argamassa colante industrializada

A norma ABNT NBR 14.081/12 [11] define argamassa colante industrializada como um produto industrial, no estado seco, composto de cimento Portland, agregados minerais e aditivos químicos, que, quando misturado com água, forma uma massa viscosa, plástica e aderente, empregada no assentamento de placas cerâmicas para revestimento. Designada pela sigla AC seguida dos algarismos romanos I, II, ou III, indicativos de seu tipo, acrescidos das letras E/ou D quando aplicável. A argamassa colante AC II, exemplificando, possui características que permitem absorver esforços existentes em revestimentos de pisos e paredes internas e externas sujeitas a ciclos de termo-higrométrica e à ação do vento, conforme mostrado na Tabela 2 e Tabela 3.

Tabela 2 – Propriedades fundamentais para argamassas colantes (ABNT NBR 14.081/12).

Requisito	Método de ensaio	Unidade	Tipo			
			AC I	AC II	AC III	AC III-E
Tempo em aberto	ABNT NBR 14081-3	min	≥ 15	≥ 20	≥ 20	≥ 30
Resistência de Aderência à tração aos 28 dias, em função do tipo de cura	ABNT NBR 14081-4 cura normal	MPa	$\geq 0,5$	$\geq 0,5$	$\geq 1,0$	$\geq 1,0$
	ABNT NBR 14081-4 cura submersa	MPa	$\geq 0,5$	$\geq 0,5$	$\geq 1,0$	$\geq 1,0$
	ABNT NBR 14081-4 cura em estufa	MPa	-	$\geq 0,5$	$\geq 1,0$	$\geq 1,0$

Tabela 3 – Propriedades opcionais para argamassas colantes (ABNT NBR 14.081/12).

Requisito	Método de ensaio	Critério
Tempo em aberto estendido (E)	ABNT NBR 14081-3	Argamassa do tipo I, II ou III, com tempo em aberto estendido no mínimo 10 min além do especificado como propriedade fundamental.
Deslizamento reduzido (D)	ABNT NBR 14081-5	Argamassa do tipo I, II ou III, com deslizamento menor ou igual a 2 mm

No estado fresco, a propriedade de retenção de água possui papel importante segundo [12], quando esta é aplicada sobre substratos com alta sucção de água ou as condições climáticas estão mais desfavoráveis, como altas temperaturas, baixa umidade e ventos fortes. [3] também reforçam que esta propriedade permite que o material depois de aplicado não perca para a base ou para o ar, a quantidade de água necessária à hidratação do cimento Portland.

Quando no estado endurecido, a resistência mecânica diz respeito à propriedade do material argamassa de possuir um estado de consolidação interna capaz de suportar esforços mecânicos das mais diversas origens e que se traduzem, em geral, por tensões simultâneas de tração, compressão e cisalhamento [12].

2.3 Influência da temperatura no sistema de revestimento cerâmico

De acordo com [13], a variação de temperatura no sistema de revestimento, dependendo da sua intensidade, é o fator predominante para o aumento ou diminuição das tensões, e somada a outros fatores, pode provocar manifestações patológicas ao sistema.

[14] considera que a diminuição uniforme da temperatura provocará tensões de compressão nos revestimentos cerâmicos. Dentro do sistema de revestimento cerâmico, as camadas subjacentes que contém elementos cimentícios também tem a tendência de contrair mais do que os revestimentos. Há então, uma componente diferencial do movimento que fica restringido e origina o surgimento de tensão de compressão. Inversamente, um aumento uniforme da temperatura provocará o surgimento de tensões de tração nos revestimentos cerâmicos, uma vez que tais revestimentos dilatam menos comparativamente aos elementos cimentícios das camadas adjacentes.

De acordo com análises elaboradas por [15] para um aumento de temperatura uniforme no sistema de revestimento intimamente ligado, mas com deslocamento livre nas laterais, pode-se concluir que:

- Há tensão de tração no revestimento;
- Não há variação significativa das tensões térmicas de compressão em função da espessura das argamassas;
- As juntas entre as peças do revestimento cerâmico, ou outro revestimento rígido, mais as juntas dividindo o revestimento em painéis e, mais as juntas entre o revestimento e outros acabamentos ou saliências, são imprescindíveis para a estabilidade do revestimento.

2.4 Possíveis manifestações patológicas causadas pela influência da variação de temperatura

[16] afirmam que a temperatura é um dos principais fatores de degradação que atuam nos revestimentos de fachada de edifícios e pode causar comportamentos diversos nos materiais, provocando variações físicas e/ou químicas. Dentre as alterações provocadas pela temperatura, a variação dimensional, sendo ela dilatação ou contração, pode levar ao surgimento de tensões que causam deformações ou rupturas.

Já [17] em sua pesquisa, relata que a exposição à variação térmica cria gradientes internos de temperatura e estes, provocam tensões térmicas que podem causar trincas e possivelmente a falha do sistema de revestimento. Tensões e deformações de origem termo-mecânica são as observadas no deslocamento do revestimento cerâmico.

De acordo com [15] no que diz respeito às principais manifestações patológicas que são encontradas no sistema de revestimento, a mais frequente é o deslocamento do revestimento cerâmico. Tal manifestação pode ser provocada por inúmeros fatores como, por exemplo: (1) Falta de aderência entre as camadas dos diversos materiais; (2) A expansão, por umidade, das peças cerâmicas; (3) A retração excessiva das argamassas ocasionando fissuras que podem provocar uma futura perda de aderência das camadas do revestimento; (4) O surgimento de tensões decorrentes de efeito térmico que pode romper o sistema de revestimento cerâmico por fadiga, resultado em situações como a mostrada na Figura 2.



Figura 2: Deslocamento de revestimento cerâmico de fachada – fonte: [13]



2.5 Mecanismos de aderência mecânica

Segundo [18] o sistema de aderência mecânica apresenta-se como o principal sistema responsável pela aderência da argamassa à base descrita como um sistema complexo que envolve o transporte de fluidos e dos finos da argamassa para a interface da argamassa/base seguido da hidratação dos materiais cimentícios.

[19] identificam que o termo aderência é usado para descrever a resistência e a extensão do contato entre a argamassa e uma base porosa; esta base, o substrato, geralmente é representada não só pela alvenaria, a qual pode ser de tijolos ou blocos cerâmicos, blocos de concreto, blocos de concreto celular, etc., como também pela estrutura de concreto moldado “in loco”. Didaticamente, pode-se dizer que a aderência deriva da junção de três propriedades da argamassa-substrato: a resistência de aderência à tração, a resistência de aderência ao cisalhamento, e a extensão de aderência, sendo esta correspondente à razão entre a área de contato efetivo e a área total possível de ser unida.

[12] descreve também, que a propriedade de aderência depende de uma série de fatores, como a característica do material de assentamento, as características do substrato, do revestimento, das condições de exposição e também dos procedimentos de assentamento.

Ainda de acordo com os estudos realizados por [12] observa-se que a aderência da argamassa colante no substrato decorre do intertravamento principalmente da etringita, que é um dos produtos da hidratação do cimento. Ressalta-se ainda a análise de [21] que com uso de microscopia eletrônica de varredura, verificou em pastas de cimento hidratado submetidas a diferentes temperaturas, que há perdas na fase de hidratação, uma diminuição na quantidade de etringita e formações de agulhas de etringita muito curtas.

3. METODOLOGIA DA PESQUISA

Para realização da pesquisa, foram utilizados a argamassa colante industrializada AC II, placa cerâmica com dimensão (10x10) cm de cor preta, esmaltada, prensada e do grupo BIIa, placa cerâmica com dimensão (10x10) cm cor branca, esmaltada, prensada e do grupo BIIa, usualmente aplicados na construção civil na região metropolitana de Belo Horizonte, Minas Gerais, e substrato padrão da Associação Brasileira de Cimento Portland.

3.1 Ensaios de caracterização

Para caracterização dos materiais, foram usados os resultados dos ensaios realizados pelos fabricantes e pelos autores, sendo os mesmos descritos abaixo:

- O substrato padrão utilizado foi caracterizado pela Associação Brasileira de Cimento Portland, de acordo com o anexo C da norma [11] – Parte 2.
- A placa cerâmica de cor branca e de cor preta foi caracterizada quanto ao índice de absorção de água pelos autores da pesquisa. A determinação do coeficiente de absorção de água seguiu os procedimentos descritos na norma ABNT NBR 13.818/97 [10] - anexo B.
- A argamassa colante industrializada foi caracterizada quanto a determinação da resistência de aderência à tração e determinação do tempo em aberto realizado pelo fabricante em atenção ao prescrito pela norma ABNT NBR 14.081/12 [11] – Parte 4 e parte 5.

3.2 Caixa térmica para aplicação de ciclo de temperatura

Para construção da caixa térmica, seguiu-se o modelo proposto por [20]. A estrutura da caixa foi construída em compensado de madeira plastificado de 13 mm de espessura revestida internamente com um isolante térmico. Foram instalados 02 refletores com lâmpadas halógenas de 150 W de potência fixados um do lado do outro distante 35 cm do suporte do conjunto a ser ensaiado, com as seguintes medidas: altura = 30 cm - comprimento = 110 cm e largura = 55 cm de acordo com a Figura 3.

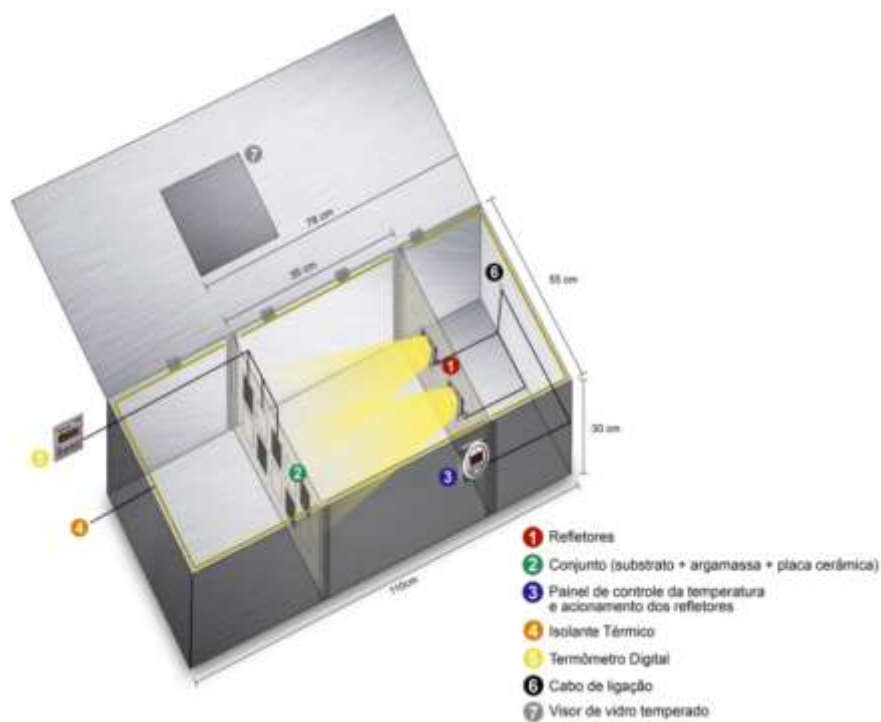


Figura 3: Desenho esquemático da caixa térmica

3.3 Confeção dos conjuntos de ensaio

Para desenvolvimento desta pesquisa de avaliação do desempenho de aderência, foram confeccionados 12 conjuntos compostos de: substrato + argamassa colante + placa cerâmica. Cada conjunto foi assentado com cinco placas cerâmica cor branca e cinco placas cerâmica cor preta totalizando 10 corpos de prova no conjunto e 120 no total, conforme descrito na Tabela 4 e visto na Figura 4.

Tabela 4 - Distribuição dos conjuntos confeccionados

Identificação	Placa cerâmica no substrato	Condição de cura	Quantidade
C-7	05 placas cor preta + 05 placas cor branca	Cura ao ar	02 conjuntos
C-28	05 placas cor preta + 05 placas cor branca	Cura ao ar	05 conjuntos
C-7	05 placas cor preta + 05 placas cor branca	Cura térmica	03 conjuntos
C-28	05 placas cor preta + 05 placas cor branca	Cura térmica	02 conjuntos

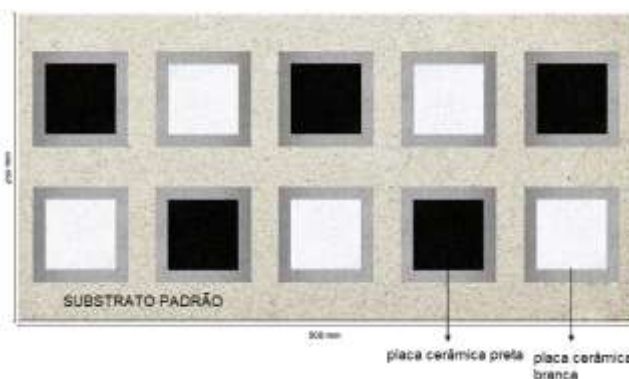


Figura 4: Conjunto ensaiado

3.4 Aplicação do ciclo de temperatura

Para aplicação do ciclo de temperatura, o sistema foi programado para acionar as lâmpadas em dias e horários definidos – durante 07 e 28 dias e 02 horas de aquecimento por dia. A faixa de temperatura programada no controlador captada por termopar para o acionamento e desligamento dos refletores foi $53\text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 57\text{ }^{\circ}\text{C}$.

As temperaturas na face da placa cerâmica, entre a placa cerâmica e a argamassa e também atrás do substrato foram medidas através de termopar tipo K (Figura 5) e lidas por termômetro digital com dois canais de leitura com precisão básica de $\pm (0.1\%+1^{\circ}\text{C})$ para -60°C a 1372°C .



Figura 5: Posicionamento dos termopares

3.5 Determinação da resistência de aderência à tração

O ensaio de resistência de aderência à tração foi realizado nos corpos de prova na idade de 7 e 28 dias. O ensaio foi adaptado da norma ABNT NBR 14.081/12 [11] - parte 4 em função do assentamento da placa cerâmica em duas cores no mesmo substrato quando a norma prevê a análise por um único tipo. As siglas das formas de ruptura foram seguidas no previsto por esta norma.

4. RESULTADOS

Os resultados de resistência de aderência à tração na idade de 7 e 28 dias para placa cerâmica branca e preta são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultados de tensão de ruptura – placa cerâmica branca e preta – 7 e 28 dias

Resultado da tensão de ruptura - Idade: 7 dias		
Placa cerâmica	Cura ao ar	Cura térmica
BRANCA	0,49 MPa	0,36 MPa
PRETA	0,47 Mpa	0,37 Mpa
Resultado da tensão de ruptura - Idade: 28 dias		
Placa cerâmica	Cura ao ar	Cura térmica
BRANCA	0,39 MPa	0,26 MPa
PRETA	0,39 Mpa	0,28 Mpa



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Os resultados da forma de ruptura e tipo de ruptura nas idades de 7 e 28 dias são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Resultados da forma e tipo de ruptura – placa cerâmica branca e preta – 7 e 28 dias

Forma de ruptura - Placa cerâmica branca				
	07 dias		28 dias	
RUPTURA	Cura ao ar	Cura térmica	Cura ao ar	Cura térmica
A	86%	57%	77%	44%
A/P	14%	43%	20%	21%
S/A	0%	0%	3%	35%

Forma de ruptura - Placa cerâmica preta				
	07 dias		28 dias	
RUPTURA	Cura ao ar	Cura térmica	Cura ao ar	Cura térmica
A	77%	44%	74%	47%
A/P	23%	56%	23%	27%
S/A	0%	0%	3%	26%

Tipo de ruptura - Placa cerâmica branca				
	07 dias		28 dias	
RUPTURA	Cura ao ar	Cura térmica	Cura ao ar	Cura térmica
COESIVA	87%	58%	85%	77%
ADESIVA	13%	42%	15%	23%

Tipo de ruptura - Placa cerâmica preta				
	07 dias		28 dias	
RUPTURA	Cura ao ar	Cura térmica	Cura ao ar	Cura térmica
COESIVA	84%	42%	82%	75%
ADESIVA	16%	58%	18%	25%

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Tabela 8 e 9 apresentam a análise de resultados.

Tabela 8 – Análise dos resultados de tensão de ruptura – cura ao ar / cura térmica – 7 dias

ANÁLISE DO RESULTADO - PLACA CERÂMICA BRANCA E PLACA CERÂMICA PRETA					
ITEM	PLACA CERÂMICA BRANCA		PLACA CERÂMICA PRETA		OBSERVAÇÕES
	07 DIAS		07 DIAS		
ABSORÇÃO DE ÁGUA	4,1%		4,6%		Coefficiente de absorção maior na placa cerâmica preta
TENSÃO DE RUPTURA	0,49 MPa	0,36 MPa	0,46 MPa	0,30 MPa	A redução da tensão de ruptura na condição de cura térmica é 8% maior na cerâmica preta
FORMA DE RUPTURA	86% - A e 14% - A/P	57% - A e 43% - A/P	77% - A e 23% - A/P	44% - A e 56% - A/P	A forma de ruptura foi mais influenciada na cerâmica preta na condição de cura térmica
TIPO DE RUPTURA	87% - Coesiva e 13% - Adesiva	58% - Coesiva e 42% - Adesiva	84% - Coesiva e 16% - Adesiva	42% - Coesiva e 58% - Adesiva	O tipo de ruptura apresentou percentuais próximos na condição de cura ao ar. A condição de cura térmica aumentou o percentual de ruptura adesiva.
CONDIÇÃO DE CURA	cura ao ar	cura térmica	cura ao ar	cura térmica	-

Tabela 9 – Análise dos resultados de tensão de ruptura – cura ao ar / cura térmica – 28 dias

ANÁLISE DO RESULTADO - PLACA CERÂMICA BRANCA E PLACA CERÂMICA PRETA					
ITEM	PLACA CERÂMICA BRANCA		PLACA CERÂMICA PRETA		OBSERVAÇÕES
	28 DIAS		28 DIAS		
ABSORÇÃO DE ÁGUA	4,1%		4,6%		Coefficiente de absorção maior na placa cerâmica preta
TENSÃO DE RUPTURA	0,39 MPa	0,26 MPa	0,39 MPa	0,28 MPa	A tensão de ruptura na cerâmica branca teve uma redução de 33,3%. A cerâmica preta, redução de 28,2%
FORMA DE RUPTURA	74% - A , 23% - A/P e 3% - S/A	44% - A , 21% - A/P e 35% - S/A	77% - A , 20% - A/P e 3% - S/A	47% - A , 27% - A/P e 26% - S/A	A condição de cura térmica aumentou consideravelmente o percentual de ruptura entre substrato e argamassa (S/A)
TIPO DE RUPTURA	85% - Coesiva e 15% - Adesiva	77% - Coesiva e 23% - Adesiva	82% - Coesiva e 18% - Adesiva	75% - Coesiva e 25% - Adesiva	O tipo de ruptura apresentou percentuais próximos entre as duas cerâmicas em ambas condições de cura - comportamento similar
CONDIÇÃO DE CURA	cura ao ar	cura térmica	cura ao ar	cura térmica	-

Na Figura 6 são apresentados os mecanismos de ruptura (coesiva e adesiva).

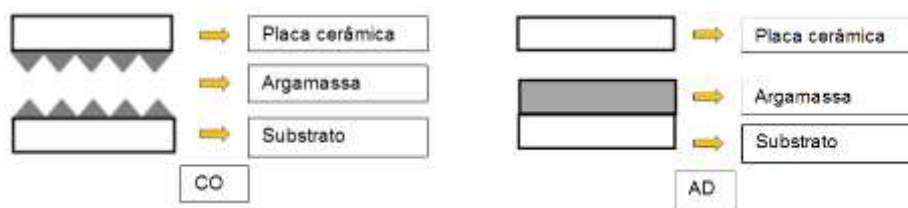


Figura 6: Forma simplificada do mecanismo de ruptura coesiva e adesiva – CO (coesiva) AD (adesiva) – Fonte: adaptado de [18]

Na Tabela 9 são apresentadas as médias das temperaturas finais entre argamassa colante e placa cerâmica após 02 horas de aplicação de ciclo de calor.

Tabela 9 – Média das temperaturas finais entre argamassa colante e placa cerâmica

Placa cerâmica	Temperatura medida (°C)
BRANCA	48,64
PRETA	50,27

Considerando que os valores de tensão de ruptura seguem uma distribuição normal, fez-se a análise estatística pela análise da regressão utilizando o programa Minitab. Foi verificado se os valores da tensão são influenciados pela condição de cura, pela cor da placa cerâmica, pelo coeficiente de absorção, pelo tipo de ruptura e pela forma de ruptura.

Pela análise da regressão, determinou-se uma equação algébrica em que o valor da tensão de ruptura (variável Y) é calculado em função do tipo de cura, da cor da placa cerâmica, do coeficiente de absorção, do tipo de ruptura e da forma de ruptura (variáveis X). Equação do modelo proposto (1.0):

$$\text{Tensão de ruptura} = 1,609 - 0,1087X1 - 0,0707X5 + 0,006665 X1^2 \quad (1.0)$$

Onde:

X1 = condição de cura; X5 = tipo de ruptura.

As variáveis: cor, forma de ruptura e coeficiente de absorção não foram consideradas na equação pelo programa. O valor calculado do R² pelo programa foi de 42,52% indicando que o modelo de regressão não se ajusta bem aos dados.

Como o valor-p foi inferior ao nível de significância, a relação entre as variáveis Y e X no modelo é estatisticamente significativa.

6. CONCLUSÃO

- Os valores da resistência de aderência à tração são alterados quando há variação de temperatura;
- A resistência de aderência à tração aos 28 dias para placa cerâmica de cor branca reduziu 33,3% e para placa cerâmica preta reduziu 28,2% quando ocorre ciclo de calor de até 60 °C durante 02 horas por dia em comparação com a resistência na condição de cura ao ar na mesma idade;
- Em termos percentuais, a morfologia de ruptura altera significativamente para a placa cerâmica branca e placa cerâmica preta quando a condição de cura é térmica na idade de 07 dias. Já para a idade de 28 dias estas alterações foram mais brandas;
- Pela análise estatística não foi possível estabelecer um modelo de regressão capaz de prever o valor da tensão de ruptura a partir das variáveis respostas consideradas e definidas. Porém é possível verificar que a condição de cura é a variável que mais influencia na alteração da tensão de ruptura do ensaio de resistência de aderência à tração. Na equação do modelo final a variação cura foi a que mais contribuiu com a equação proposta;
- A cor da placa cerâmica, pela análise estatística, não foi suficiente para alterar a equação proposta pelo modelo estatístico calculado pelo programa Minitab.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Foi possível concluir neste estudo que, uma elevação da temperatura externa de até 60°C aferindo medições entre argamassa e placa cerâmica de até 51°C, altera o desempenho de aderência final da argamassa colante, reduzindo a resistência de aderência à tração, com modificações na morfologia e tipologia das rupturas.

6. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- [1] Associação Nacional dos Fabricantes de Cerâmicas para Revestimentos, Louças Sanitárias e Congêneres, 2015.
- [2] Silva, S. C. B. – *Estudo da degradação acelerada da argamassa em um sistema de revestimento cerâmico de fachadas*. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, Criciúma, SC, 2014.
- [3] Medeiros, J. S.; Sabbatini, F. H. “Tecnologia e projeto de revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios”. São Paulo: EPUSP, 1999. Boletim Técnico n.246.
- [4] Mansur, A. A. P. *Mecanismo físico-químico de aderência na interface argamassa modificada com polímeros/cerâmica de revestimento*. Tese Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2007, 35p.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. “Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante – procedimento”. NBR 13755. Rio de Janeiro, 1996.
- [6] Nascimento, O. L., Mansur, H. S., Mansur, A. A. P., “Mapeamento de patologias em sistemas de revestimento cerâmico de fachadas”, Revista Construindo, Belo Horizonte, v. 4, n. 1, Jan/Jun. 2012.
- [7] Carasek, H., Cascudo, O., Hasparyk, N. P., - *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais* - Ed. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2007 – Capítulo 11 – Microestrutura dos Materiais Cerâmicos.
- [8] Antunes, G. R. - *Estudo de manifestações patológicas em revestimentos de fachada em Brasília – Sistematização da incidência de casos*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-001A /10. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010,178p.
- [9] Gastaldini, A. L., Sichieri, E. A. – *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*, ed. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2007 – Capítulo 19 – Materiais cerâmicos para Acabamentos e Aparelhos.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. “Placas cerâmicas para revestimento – Especificação e métodos de ensaio”. NBR 13818. Rio de Janeiro, 1997.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. “Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas - Partes 1 a 4”. NBR 14081. Rio de Janeiro, 2012.
- [12] Carasek, H. - *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais* - ed. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2007 p. 892-944.
- [13] Barleta, J. C. - *Procedimento experimental e numérico para a avaliação da resistência à fadiga de sistemas de revestimento* - Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia e Ambiental. Brasília. 2007.
- [14] Sá, A. V. - *Durabilidade de cimentos-cola em revestimentos cerâmicos aderentes de fachada* - Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Departamento de engenharia Civil. Porto, 2005.
- [15] Fiorito, A. J. S. I. - *Manual de Argamassas e Revestimentos - Estudos e Procedimentos de execução*, Editora Pini Ltda. São Paulo, 1994.
- [16] Resende, M. M.; Barros, M. M. S. B.; Medeiros, J. S. “A influencia da manutenção na durabilidade dos revestimentos de fachada de edifícios”. In: Workshop de Durabilidade das Construções 2, São José dos Campos. Anais... São José dos Campos: Workdur, 2001.
- [17] Moscoso, Y. F. M. *Estudo Numérico e Experimental das Tensões Atuantes na Argamassa Colante de Fachadas de Edificações sob ação da Fadiga Termo-mecânica*. Dissertação de mestrado. Distrito Federal, 2013, p. 56
- [18] Nascimento, O. L.; - *Estudo do comportamento de aderência de argamassas de chapisco para revestimento sobre superfícies de concreto de cimento Portland CPIII* - Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação da Engenharia Metalúrgica e de Minas, UFMG, 2005.
- [19] Carasek, H., Cascudo, O., Scartezini, L. M. “Importância dos materiais na aderência dos revestimentos de argamassa”. In: Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, IV, Brasília. Anais... Brasília: PECC/ANTAC, 2001. P43-67
- [20] Rego, S.R. *Aderência de placas cerâmicas submetidas a variações térmicas cíclicas* - Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Eng. Mecânica da Universidade Federal da Paraíba – PB, 2008.
- [21] Kotowiezy, L. A. M. - *Desempenho de composições de argamassas colantes formuladas em laboratório com ênfase no efeito da cura térmica segundo a NBR 14081-4* - Dissertação de Mestrado. Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção – Universidade Federal do Paraná, 2014.



AVALIAÇÃO DA TAXA DE PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO EM CONCRETOS PRODUZIDOS A PARTIR DE CIMENTO CP-IV E CP-V COM E SEM SÍLICA ATIVA

B. H. CARDOSO

Eng Civil, Mestrando
PPGEC - UNISINOS
Rio Grande do Sul
brunohcardoso91@gmail.com

M. MANCIO

Prof. Dr.
PPGEC - UNISINOS
Rio Grande do Sul
mancio@unisin.br

RESUMO

A corrosão de armaduras é o principal mecanismo de deterioração nas estruturas de concreto armado e um dos principais tipos de patologia no ramo da construção civil. Visando evitar problemas de deterioração prematura e aumentar a vida útil de novas estruturas de concreto armado, desde 2003 a norma NBR 6118 estabelece requisitos de qualidade que incluem, além da capacidade resistente e desempenho em serviço, a durabilidade da estrutura. Para isto, a norma estabelece valores mínimos de resistência à compressão e valores máximos de relação água/cimento (a/c) para o concreto a ser utilizado, em função da classe de agressividade do meio onde a estrutura será construída. Entretanto, estas exigências de norma não levam em consideração o tipo de cimento Portland utilizado e nem a utilização ou não de adições minerais, como sílica ativa ou metacaulim. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo estudar quantitativamente a taxa de penetração de íons cloreto em diferentes concretos, com três relações água/cimento (0,35; 0,50 e 0,65), executados com dois tipos de cimento (CPV ou CP IV) e com a incorporação ou não de 10% de sílica ativa nos traços com cimento ARI. A penetração de cloretos foi avaliada através do método nórdico NT BUILD 492 – um procedimento menos agressivo e mais realista do que o procedimento da ASTM C 1202 – e a absorção de água por capilaridade dos concretos foi medida pelo método RILEM TC 116 adaptado. Os resultados dos ensaios de durabilidade ilustram a importância de se considerar os tipos de aglomerantes utilizados, juntamente com os valores de relação a/c do concreto.

Palavras-chave: Corrosão; Concreto armado; Adições Minerais; Cimento Portland

ABSTRACT

Corrosion of reinforcement is the main deterioration mechanism in reinforced concrete structures and one of the main types of pathology in the construction industry. In order to avoid problems of premature degradation and extend the service life of new reinforced concrete structures, since 2003 the NBR 6118 standard establishes quality requirements that include, in addition to bearing capacity and performance in service, the durability of the structure. For this, the standard sets minimum values of compressive strength and maximum water/cement ratio (w/c) for the concrete to be used, depending on the aggressiveness of the medium class in which the structure will be built. However, these standard requirements do not take into consideration the type of Portland cement used and not the use or not of mineral admixtures such as silica fume or metakaolin. In this context, this study aims to quantitatively study the penetration of chloride ions in different concrete, with three water/cement ratios (0.35, 0.50 and 0.65), performed with two types of cement (CPV or CP IV) and the incorporation or not 10% of silica fume in the traces with ARI cement. The chloride penetration was evaluated by the Nordic method NT Build 492 - a less aggressive procedure that is also more realistic than the ASTM C 1202 standard - and the water absorption by capillary action of the concrete was measured by TC 116 adapted method. The results illustrate the importance of taking into consideration the types of binders used, along with specification of the water/cement ratio of the mixture.

Keywords: Corrosion ; reinforced concrete ; Mineral additions ; Portland cement



1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O cimento é o principal elemento presente no concreto, tem em suas substâncias características a presença de silicatos de cálcio, com sua origem principalmente no calcário (75% a 80%) e na argila (20% a 25%). Estes dois elementos formam o clínquer, mais tarde é adicionado o sulfato de cálcio ou gesso (CaSO_4) e as adições minerais, como fíler, escória ou pozolanas entre outras adições [1]. Para Battagin A. e Battagin I. [2] essas substâncias que são adicionados podem variar para diferentes tipos de cimentos, que são:

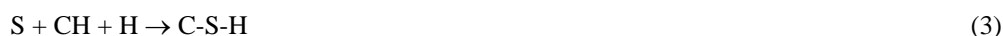
- a) Cimento Portland Comum (CP I);
- b) Cimento Portland comum com adição (CP I-S);
- c) Cimento Portland composto com escória (CP II-E);
- d) Cimento Portland composto com fíler (CP II-F);
- e) Cimento Portland composto com pozolanas (CP II-Z);
- f) Cimento Portland de alto-forno (CP III);
- g) Cimento Portland Pozolânico (CP IV);
- h) Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI).

Há ainda outros cimentos para outras aplicações mais específicas, como por exemplo o CP – RS que é resistente aos sulfatos; o CP – BC que possui baixo calor de hidratação e também o CPB que é um cimento sem a adição de ferro o que torna ele branco [2-6]. Conforme Battagin e Battagin [2] as cinzas volantes (pozolanas) e escórias de alto forno vêm com o intuito de reduzir o elevado consumo de clínquer devido ao elevado impacto ambiental que é gerado pela sua fabricação, além de contribuírem com o aumento da durabilidade das estruturas de concreto. Já Cascudo [7] ressalta que as adições, como os produtos gerados da hidratação do cimento são responsáveis pelas várias características do concreto, como o pH e a porosidade. Desta forma ambos mantêm uma relação direta com a permeabilidade e a corrosão em elementos de concreto armado. Cimentos com adições minerais possuem a tendência de gerarem pastas muito compactas e assim resultando em uma menor permeabilidade comparado a estas mesmas pastas sem as adições. Também é constatado uma durabilidade superior nestes novos elementos. [8] [9]. Desta mesma forma, Preece et al. [10], demonstra que as adições tendem a aumentar a resistência à compressão do concreto e assim obter melhores resultados a partir destas amostras.

As reações de hidratação dos silicatos do cimento são apresentadas nas equações 1 (Hidratação do silicato tricálcico) e 2 (Hidratação do silicato dicálcico), conforme Mehta e Monteiro [1]:



A reação pozolânica, que envolve a reação da sílica (S) proveniente das adições minerais com o hidróxido de cálcio (CH) vindo da hidratação do cimento pode ser vista de modo simplificado na Equação 3. (Reação pozolânica).



A redução da porosidade capilar do concreto auxilia para o aumento da durabilidade de uma estrutura [11]. Para a hidratação do cimento a água tem papel fundamental neste processo, todavia uma relação água/cimento elevada fará com que o concreto tenha uma porosidade elevada com prejuízos às suas principais características.

Estes poros diminuem a resistência à compressão e facilitam a penetração de agentes agressivos, sendo que em geral a principal preocupação é a corrosão do aço presente no interior do concreto. Conforme Mehta e Monteiro [1] Souza e Ripper [12] a relação a/c (água/cimento) está diretamente relacionada com a porosidade e a resistência da pasta do cimento, além de afetar diretamente também a sua permeabilidade.

A permeabilidade do concreto facilita a penetração de agentes agressivos e de água, levando à corrosão eletroquímica do aço. Os íons penetram no concreto até atravessar o filme de passivação que se forma entre o concreto e o aço, onde ocorre a proteção da armadura. [13]. Ao encontrar o aço estes íons reagem formando assim o dióxido de ferro, as moléculas formadas são maiores que anteriormente presente da barra de aço, assim, a barra se expande criando uma força de tração no concreto, já que este elemento que envolve o aço tem baixa resistência de tração, comparado a de compressão o concreto acaba rompendo, desprotegendo ainda mais o aço e facilitando uma corrosão cada vez mais grave. [14]

O emprego de adições minerais é amplamente inserido na construção civil. Dal Molin [15] explica que as adições têm diversas utilidades, como por exemplo: melhorar o desempenho, reduzir o impacto ambiental, reduzir o consumo de matéria-prima, entre outras formas de aplicação. Adições são amplamente utilizadas na indústria cimentícia, tanto para amenizar impactos ambientais como financeiros, conforme Battagin e Battagin [2] explicam:

“As adições são matérias-primas que, misturadas ao clínquer na fase de moagem, permitem a fabricação dos diversos tipos de cimento Portland hoje disponíveis do mercado. Resumem-se a: gipsita, escórias de alto forno, materiais pozolânicos e materiais carbonáticos. As adições melhoram certas características do concreto preparado com o cimento que as contém e preservam o ambiente ao aproveitar resíduos e diminuir a extração de matéria-prima e as emissões de gases de efeito estufa.”

Dal Molin [15] classifica em três grupos as adições minerais, de acordo com suas ações físico-químicas: material pozolânico, material cimentante e filler.

Os materiais pozolânicos são os mais empregados na construção civil, inclusive os cimentos do tipo CP-IV, já em sua fabricação é adicionado cinza volante para substituir uma fração do cimento, desta forma além de reduzir o impacto ambiental, eleva as propriedades do concreto, como a diminuição dos poros e, conseqüentemente, a resistência a penetração de íons cloreto.

Para amenizar o alto consumo de cimento foi verificado que alguns materiais têm mais condições de reagirem com cimento que outros, como é o caso dos materiais pozolânicos Veiga et al. [16] e Crauss [17] nos demonstram que a adição pozolânica no concreto auxilia para a diminuição dos poros, resultando assim em uma menor permeabilidade do concreto. Na Figura 1 é possível verificar que a adição de cinza de casca de arroz pode diminuir a penetração dos íons cloreto.

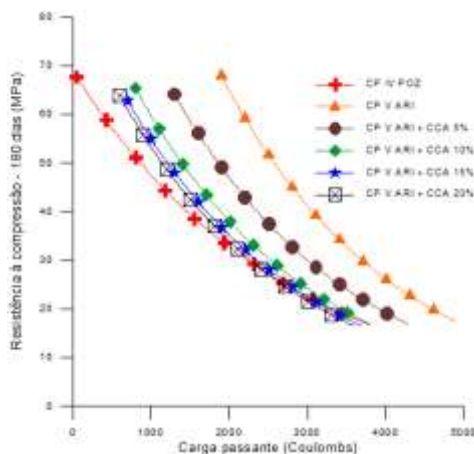


Figura 1 - Resistência a Compressão x Penetração de íons cloreto [18]

Conforme Battagin e Battagin [2] demonstram, os materiais pozolânicos são silicosos ou silico-aluminosos. As pozolanas não reagem apenas com a presença de água, estes dois elementos precisam de um produto gerado na hidratação do cimento, o hidróxido de cálcio, para assim tornarem-se aglomerantes. A construção civil utiliza muitos recursos naturais e produz também grandes volumes de materiais que são difíceis de descartar. Nos tempos atuais são amplamente consideradas questões de ecologia, sendo assim, a indústria da construção civil tem um grande poder de absorver materiais oriundos de outros tipos de indústrias, que por sua vez tem dificuldades em descarte, como é o caso da sílica ativa [19].

A sílica ativa tem sua origem nos fornos de produção de ferro silício e silício-metálico, com a redução de quartzo de alta pureza por carvão mineral. Este material tem uma dimensão muito fina, em torno de 100 vezes menor o tamanho das partículas de cimento em seu estado amorfo. [2] [20]. Andrade et al. [21] demonstram que o Brasil está entre os maiores produtores de ferro silício, desta forma há uma grande produção deste material que é disperso no ar.

Este material, assim como outros pozolânicos, quando é adicionado a pasta de cimento torna esta pasta muito mais compacta, refinando a estrutura de poros tornando este material mais compacto. Esta compactação aumenta a resistência a penetração de líquidos, gases e também de íons. [7].

A aplicação da sílica ativa auxilia também no ganho de resistência à compressão, conforme demonstrado por Silva [11]. A sílica ativa, assim como outras pozolanas, tem efeitos significantes nas propriedades químicas do concreto e na condutividade elétrica de seus poros [22]. Conforme estudos relatados por Medeiros et al. [23], adicionando a sílica ativa no concreto, além dos benefícios já relatados pode reduzir de 80% a 88% a migração dos íons cloreto, aumentando de maneira satisfatória a vida útil de projeto de uma edificação. Na Figura 4 é possível notar que a adição de sílica ativa no concreto, além de amenizar o consumo de cimento, aumenta significativamente a resistência a penetração de íons cloreto onde pode chegar a 88%.

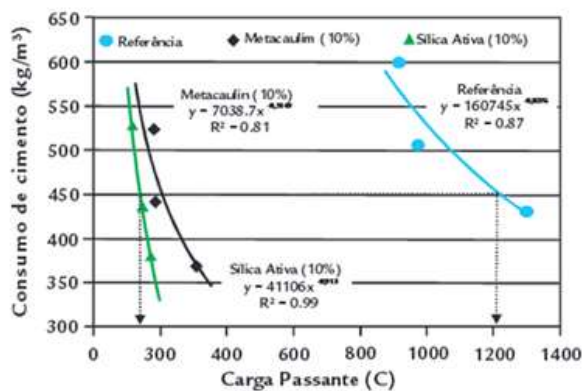


Figura 4 - Carga passante (Coulombs) x Consumo de cimento (Cura 28 dias) [23]

2 METODOLOGIA

Para este trabalho foram utilizados três fatores água/cimento, 0,35, 0,50 e 0,65. Foram também utilizados dois tipos de cimento, o CP-V-ARI-RS e CP-IV (POZ), sendo que no cimento do tipo CP-V-ARI-RS em um dos traços, foi substituído 10% de sílica ativa, fornecida pela empresa Tecnosil. Após produzidos os corpos de prova de tamanho 100x200 mm foram colocados em uma sala de cura submersos em água saturada em cal. O traço foi definido utilizando o método de Helene e Terzian [24] com um fator de umidade igual a 8,5% definido a partir de traços pilotos produzidos em laboratório, desta mesa forma o teor de argamassa ficou estabelecido em 55%. Os traços utilizados são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 Traço definido

a/c	m	c	a	p
0,35	3,12	1	1,26	1,85
0,50	4,88	1	2,24	2,65
0,65	6,65	1	3,21	3,44

Nas datas estabelecidas foram retirados os corpos de prova da sala de cura do concreto e, logo em seguida, foram levados para serra, onde foram cortadas duas fatias centrais para elaboração do ensaio de absorção de água e de penetração dos íons cloreto. Estas fatias mediam 50 mm ± 2 mm conforme respectivas normas. Pela Figura é possível ver como foram cortados os corpos de prova utilizados nos ensaios de durabilidade.

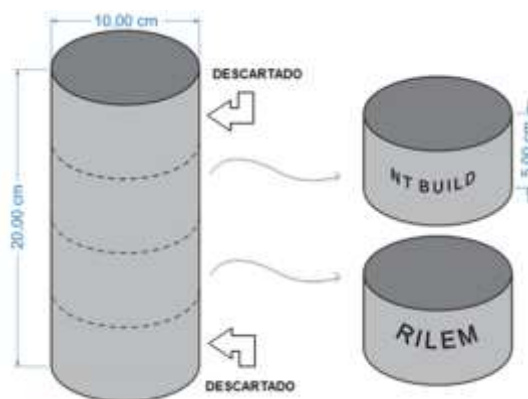


Figura 5 – Esquema de corte dos corpos de prova para ensaio de durabilidade

Para a execução do método NT BUILD 492 [25] os corpos de prova possuíam dimensões de 100 mm de diâmetro e 50 ± 2 mm de altura, foi medido estas dimensões com auxílio de um paquímetro. Estes CP's devem ser inseridos em um tubo de borracha até que toda superfície lateral seja completamente coberta por este tubo. Eles foram fixados com duas abraçadeiras nas duas extremidades do espécime para aumentar a pressão e não ocorressem vazamentos. Neste caso também utilizou-se silicones de vedação para proteger ainda mais os corpos de prova para que não haja infiltração pelas laterais dos corpos de prova.

Logo após foram fixados neste conjunto duas placas de aço inox para que fossem aplicadas a tensão nas faces do corpo de prova, assim que a estrutura estivesse completamente montada. Após a fixação das placas, posicionou este conjunto numa plataforma com um ângulo de 32° inserindo também em uma caixa plástica com dimensões de 37x27x28 cm, suficiente para abrigar todo o conjunto do experimento. Em seguida foram adicionadas as soluções. Ao todo, em cada ensaio eram preparados 12 litros de solução de NaCl, para preenchimento da caixa plástica, e 300 ml de NaOH para dentro da luva de borracha.

Para esquema elétrico foi plugado com a placa catódica na entrada negativa e a anódica na entrada positiva da fonte. O multímetro pode ser ligado antes ou depois do corpo de prova, sendo necessário estar posicionado na função de amperímetro de corrente contínua e com o cabo entrando no plug "A" do aparelho e a saída "COM" ligado no corpo de prova. Podem ainda ser realizadas medições de tensão com auxílio de outro multímetro para confirmação do valor.

Após todo experimento montado, mediu-se a temperatura da solução anódica, ligou-se a fonte de energia com uma tensão de 30 V e verificou-se a corrente que estava sendo marcada no amperímetro. A partir da corrente elétrica que estava passando no concreto realizou-se um ajuste na tensão conforme tabela da norma, logo após mediu-se a nova corrente novamente. A duração do ensaio também é em função desta primeira medição da corrente e é definida conforme mesma tabela. Após passado este tempo foi medido a temperatura da solução e a corrente do espécime, também foi anotado o tempo de duração do ensaio, e a tensão absoluta que foi aplicada.

Após passado o tempo do experimento, foi desmontado a estrutura, extraído apenas o corpo de prova e rompido axialmente o espécime, em seguida aspergido nitrato de prata (AgNO_3). Nos locais onde ocorreu a penetração dos íons cloreto no concreto, ficou esbranquiçado, isso se dá pela precipitação de um outro elemento que é formado, o AgCl (Cloreto de Prata) e desta forma foi possível medir a profundidade da penetração destes íons. Em seguida foi medido a profundidade a partir do meio do corpo de prova, com um espaçamento de 10 mm intercalando estas medições conforme demonstrado na norma NT BUILD 492 e calculou-se a média destes valores.

Para o teste de absorção de água foi utilizada a especificação de RILEM TC 116 PCD [26], as amostras possuíam as mesmas dimensões do ensaio anterior, estes espécimes foram colocados em estufa até massa constante e antes de iniciar o ensaio, foram colocados no dessecador, ligado o vácuo e deixado esfriar a temperatura ambiente. Após os CP's atingirem a temperatura ambiente, são medidos e as faces laterais e a superior foram seladas, evitando assim que houvesse interferência com a umidade do ambiente externo. Para efetuar estas vedações foi utilizado balão de látex na parte superior, já nas laterais foi utilizado fita do tipo tape, deixando assim, apenas a superfície inferior livre para que fosse realizado o ensaio.

Este ensaio constitui em expor a face não vedada da amostra em um recipiente com uma altura de aproximadamente 3 mm de água corrente, também neste recipiente deve conter um canal extravasador de água, o corpo de prova que se mediu a taxa de absorção de água ficou suspenso em um suporte vazado expondo assim uma maior superfície em contato com a água. Conforme Troian [27], neste ensaio é medida a taxa de absorção de água nas idades de 7, 28 e 63 dias,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



juntamente com o ensaio de compressão e penetração dos íons cloreto. Neste teste foi medido a taxa de absorção nos tempos de 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 30, 60 minutos, e 2, 3, 4, 5, 6, 24, 48, 72, 96 horas. Após o tempo previsto da amostra foi retirado o excesso com auxílio de um pano úmido para que se eliminasse parte da água que havia sido absorvida pelo corpo de prova, logo após, foram pesadas as amostras para saber quanto de água cada CP's absorveu em um determinado tempo.

3 RESULTADOS

Na Tabela é possível verificar a evolução da resistência nos concretos em relação as idades em que foram medidas. O CP-V com relação água/cimento mais baixa, obteve uma resistência superior a todos os outros em sua primeira idade, o que já era esperado, pois como foi visto na bibliografia este cimento é muito fino comparado ao CP-IV, também analisado, isso fez com que a água reagisse mais rapidamente com o cimento, pois a superfície de contato é maior. Ainda neste ponto é possível verificar que este traço é mais rico em consumo de cimento, em relação aos outros do tipo CP-V, sem adição de sílica ativa, o valor obtido neste é superior ao encontrado no traço rico com 10% de S.A. Este resultado demonstra que a sílica ativa começou a agir de forma menos significativa no concreto. O traço onde houve a substituição, adicionando o material pozolânico possui uma quantidade inferior de cimento, desta forma na primeira idade em que foi medido, pode-se constatar a falta que esta quantia faz nos primeiros dias após o endurecimento do concreto

Também na Tabela 1 é possível verificar que o concreto produzido com CP-V e uma relação de a/c igual a 0,65, teve uma resistência superior ao concreto produzido com cimento do tipo CP-IV e um a/c de 0,50. Comparando com os concretos CP-V com 10% de SA e relação água/cimento referente à 0,50 obtiveram o mesmo valor médio de resistência de 7 dias, mas nos de 28 dias o concreto que tinha sílica ativa em sua composição teve um acréscimo de resistência em torno de 60,7% comparado com os 20,4% dos corpos sem este, o que demonstra a eficácia do material pozolânico

Na idade de 28 dias houve um aumento da resistência, no ensaio à compressão, muito significativo dos corpos de prova com sílica ativa comparado com os produzidos a partir de cimento CP-IV. Estes CP's aumentaram 40,9% em relação aos corpos com a adição da sílica, como já era esperado, a sílica começou a reagir com o hidróxido de cálcio que se formou no concreto. Bem como é possível analisar que o concreto produzido com CP-IV ainda teve valores inferiores comparados aos dos concretos com cimento do tipo CP-V.

Após os 63 dias a resistência continuou aumentando, para os corpos de prova produzidos com 10% de sílica ativa, esses obtiveram um acréscimo de 96,0% em relação aos 7 dias para traço de 0,35. Para o traço de 0,50 houve uma evolução igual a 113,6%. Estes concretos obtiveram valores de resistência muito satisfatórios, já que o aumento da resistência à compressão ultrapassou os valores dos traços produzidos com apenas cimento tipo CP-V e CP-IV. Conforme visto no item 2.1.7 a sílica ativa auxilia para o aumento da resistência do concreto em idades avançadas.

Na Figura 16 é possível verificar o decréscimo de resistência em relação ao aumento da relação água/cimento. Para se obter uma melhor curva foi necessário calcular o valor à resistência do concreto com relação a/c 0,65 e sílica ativa utilizando a Lei de Abrams. Os valores de A e B obtidos foi respectivamente igual a 59,88 e 5,18, com estes valores foi possível calcular quanto seria o valor para o traço com relação água/cimento igual a 0,65 e o valor resultante foi de 20,5 MPa.

Devido a um problema com a prensa hidráulica, os corpos de prova foram secos em estufa para parar a hidratação e encaminhados a outro laboratório para teste. Os resultados obtidos (com média de 35,1 MPa), entretanto, não são consistentes com os demais resultados e não foram incluídos na análise comparativa dos dados.

Tabela 1 - Resistência à compressão em função do tempo (MPa)

Tipo de cimento	Adição SA (%)	a/c	7 DIAS			28 DIAS			63 DIAS		
			Fc	Média	Desvio Padrão	Fc	Média	Desvio Padrão	Fc	Média	Desvio Padrão
CP-V	0	0,35	38,4			50,7			64,7		
			37,1	38,2	1,01	47,1	46,4	4,60	62,3	60,7	4,96
			39,1			41,5			55,2		
		26,6			33,3			47,6			
		26,5	26,5	0,07	34,0	32,0	2,96	51,9	46,7	5,82	
	0,65	26,5			28,6			40,4			
		23,1			29,1			39,5			
		25,2	23,8	1,20	25,8	27,8	1,75	36,4	37,6	1,66	
		23,1			28,6			37,0			
		34,5			43,3			64,4			
CP-V	10	0,35	34,6	33,8	1,33	44,4	44,9	1,92	66,7	66,2	1,62
			32,3			47,1			67,6		
			28,2			42,7			54,3		
		23,6	26,3	2,38	42,5	42,2	0,71	52,6	56,1	4,60	
		27,0			41,4			61,3			
	0,65	38,0			33,5			47,8			
		34,3	---	-	35,7	34,8	1,16	48,4	48,1	0,42	
		34,1			35,2			0,0			
		32,2			37,5			55,0			
		31,5	33,7	3,26	44,1	41,5	3,48	55,1	55,4	0,58	
CP-IV	0	0,50	37,5			42,9			56,1		
			17,9			27,1			37,7		
			23,5	21,3	3,02	31,2	30,0	2,50	41,8	39,1	2,38
		22,5			31,7			37,7			
	0,65	13,9			19,9			26,2			
		11,6	12,9	1,18	16,7	18,9	1,88	27,1	27,1	0,90	
		13,2			20,1			28,0			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para os resultados de absorção de água os valores obtidos neste teste também podem ser avaliados com um grau de certeza muito elevado, como demonstrado, os desvios padrões foram muito baixos.

Na idade de 28 dias houve uma diminuição de todos os valores. Os corpos de prova que possuíam sílica obtiveram as menores proporções de absorção. Houve uma redução de 25% para o traço rico com sílica ativa.

O traço rico produzido apenas com cimento do tipo CP-V obteve uma redução igual a 2,2%, esta diminuição é a mesma que foi obtida pelo traço pobre com sílica ativa. Já o traço rico produzido a partir do cimento CP-IV obteve uma redução de apenas 0,5%. É possível verificar a porosidade capilar pela Tabela 2 e Tabela 3 onde, esse valor é justificado pelas a reações ocorridas com hidróxido de cálcio, conforme visto na revisão. As pozolanas auxiliaram para a diminuição dos poros como Veiga et al [20] e Crauss [21] relatam em suas pesquisas.

Tabela 2 - Resultados de absorção de água por capilaridade aos 7 dias

Cimento	Sílica Ativa (%)	a/c	Absorção (g/cm ²)	Absorção Total (%)	S Taxa de Abs. Capilar (mm/h ^{1/2})	Porosidade Capilar	Porosidade Total
CP-V	0	0,35	0,62	5,50	0,85	8,12	12,16
	0	0,50	0,72	6,30	1,27	13,39	14,38
	0	0,65	0,76	6,75	1,44	15,20	15,17
CP-V	10	0,35	0,43	3,80	0,52	4,51	7,55
	10	0,50	0,69	6,15	1,02	11,70	14,04
	10	0,65	0,68	6,09	1,07	13,18	13,92
CP-IV	0	0,35	0,65	5,87	0,70	3,36	11,93
	0	0,50	0,73	6,75	1,21	13,74	14,46
	0	0,65	0,78	7,29	1,19	14,96	14,98

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 3 - Resultados de absorção de água por capilaridade aos 28 dias

Cimento	Sílica Ativa (%)	a/c	Absorção (g/cm ²)	Absorção Total (%)	S Taxa de Abs. Capilar (mm/h ^{1/2})	Porosidade Capilar	Porosidade Total
CP-V	0	0,35	0,63	5,53	0,78	5,62	12,06
	0	0,50	0,74	6,59	1,40	11,70	14,46
	0	0,65	0,76	6,77	1,59	14,91	15,15
CP-V	10	0,35	0,58	5,27	0,69	3,79	10,66
	10	0,50	0,72	6,39	1,12	12,51	14,32
	10	0,65	0,70	6,59	1,19	12,03	13,82
CP-IV	0	0,35	0,65	5,74	0,76	3,48	12,20
	0	0,50	0,75	6,67	0,97	10,88	14,15
	0	0,65	0,75	6,80	0,98	11,32	14,70

Fonte: Elaborado pelo autor

Devido à elevada variabilidade do ensaio e, em alguns casos, erro experimental devido à infiltração de solução de NaCl pela lateral do corpo de prova, foi necessário descartar alguns valores espúrios que não faziam sentido fisicamente. O critério adotado foi a exclusão de valores individuais distantes mais de um desvio padrão da média calculada.

Conforme a Tabela 4 é possível verificar que todos os traços obtiveram valores altos de penetração nas primeiras idades, o que indica que os poros, aos 7 dias, não estavam completamente fechados pois havia reações no concreto que deveriam ocorrer. Na data seguinte em que foi medido os concretos diminuíram em 67,2% aos 28 dias, para o traço com relação água/cimento 0,35. Isso demonstra que o concreto produzido a partir do cimento CP-V obteve importantes ganhos na resistência à penetração dos íons cloreto.

É possível verificar, nesta tabela, que nas primeiras idades os concretos com sílica ativa já obtiveram quedas significativas na penetração de íons cloreto, comparados com os corpos de prova produzidos sem sílica ativa.

Analisando os concretos aos 28 dias, é possível observar que os CP's que possuíam sílica ativa e os que foram produzidos a partir do cimento do tipo CP-IV, obtiveram valores com os resultados superiores aos do CP-V. De acordo com a Tabela 9 os traços 0,35 tanto do CP-V com sílica quanto o sem, são considerados como um grau baixo de migração. Já na mesma relação água/cimento com cimento CP-IV possui uma classificação moderada, o fator 0,50 também está nesta mesma classificação, os demais traços são classificados como alta, pois possuem um valor maior que $15 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para as medidas na idade de 63 dias, houve uma diferença bem significativa, contradizendo aos vistos da literatura, e com valores contrários ao que seria esperado com base nos resultados obtidos aos 7 e 28 dias. Apesar de todos corpos de prova serem do mesmo lote, e os ensaios terem sido realizados da mesma forma, foi visto que para a idade de 63 dias equivocadamente foi trocada a estufa usada para preparação das amostras, por falta de disponibilidade de espaço na estufa que vinha sendo utilizada. Anteriormente a estufa onde eram armazenados os corpos de prova possuía uma temperatura de 65°C, enquanto a nova estufa onde foram depositados estes CP's estava com uma temperatura de 115°C.

Importante enfatizar que conforme demonstra a norma NT BUILD 492, os valores demonstrados de concretos com e sem sílica ativa possui uma reprodutibilidade de 13%.

Tabela 4 – Resultado penetração dos íons cloretos em $\times 10^{-12}$ m²/s

Tipo de cimento	Adição (%)	a/c	7 DIAS		28 DIAS		63 DIAS	
			Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
CP-V	0	0,35	20,7	-	7,7	1,74	29,2	2,99
		0,50	29,4	-	15,1	3,38	25,7	4,32
		0,65	43,5	12,65	23,7	3,34	31,4	10,87
CP-V	10	0,35	17,5	0,47	6,6	1,16	13,4	4,80
		0,50	20,8	1,46	13,1	0,24	24,5	6,83
		0,65	22,7	2,35	18,3	2,58	17,0	4,61
CP-IV	0	0,35	17,6	2,59	10,9	1,07	17,8	4,06
		0,50	27,2	0,34	13,9	3,74	20,6	2,28
		0,65	25,8	3,01	19,2	1,24	23,6	9,94

Fonte: Elaborado pelo autor

Na Figura 6 pode-se verificar o gráfico de coeficiente de migração e absorção de água aos 7 dias. Como demonstrado anteriormente o concreto com sílica ativa possui uma menor penetração de cloreto e uma menor absorção de água, o que demonstra que já aos 7 dias estes CP's já haviam uma menor porosidade. Para os corpos de prova produzidos com este material, mas com relação água/cimento de 0,50 e 0,65, a Figura demonstra que ambos possuam valores próximos em relação a porosidade, também vale ressaltar ainda que os CP's produzidos com cimento do tipo CP-IV que apesar de possuírem uma permeabilidade maior comparado ao CP-V, estes corpos de prova demonstram um menor valor em relação a penetração de íons cloreto.

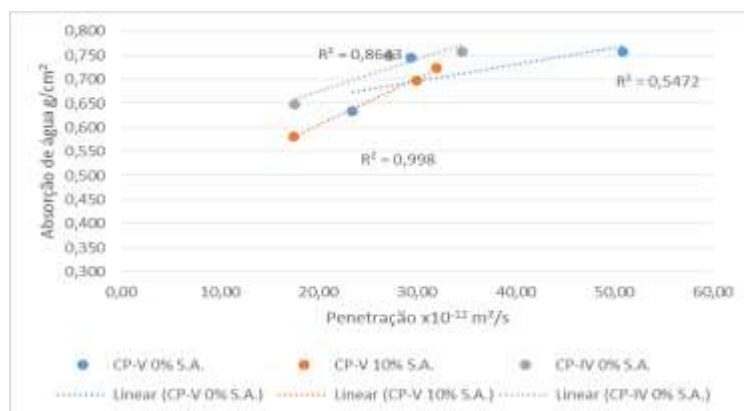


Figura 6 – Resultado de ensaio de penetração e absorção de água aos 7 dias

Aos 28 dias é possível verificar o comportamento dos corpos de prova conforme Figura 7, o corpo de prova produzido com cimento CP-V e uma relação água/cimento de 0,35 obteve resultado superior no quesito penetração dos íons cloreto, mas comparando a absorção de água teve uma diferença aproximada de 3,5% em relação ao cimento CP-IV. O cimento com sílica ativa observa-se que possui a menor permeabilidade em relação aos demais traços, este valor chegou a ser 32% inferior ao CP-IV. Para este mesmo tipo de cimento só obteve valores maior em penetração de íons cloreto

para a relação a/c, que foi de 6,8%. Nesta idade, conforme a tabela 9 (item 3.6), a penetração de cloretos variou de baixa (de 5 a $10 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) a alta ($>15 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$).

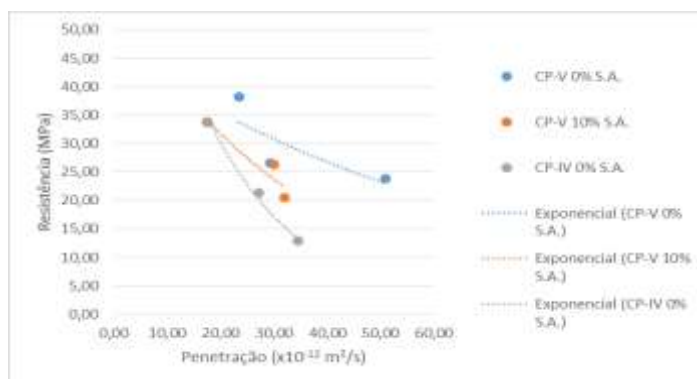


Figura 7 - Resultado de ensaio de penetração e absorção de água aos 28 dias

É possível analisar pela Figura 8 que as menores taxas de penetração de íons cloreto também foram as que obtiveram as menores resistências a compressão. Para o traço rico com sílica, obteve valores próximos ao traço com cimento do tipo CP-IV, tanto em resistência a penetração quanto a compressão. Já o traço intermediário obteve uma resistência superior a este tipo de cimento, ficando próximo ao traço com apenas cimento do tipo CP-V.

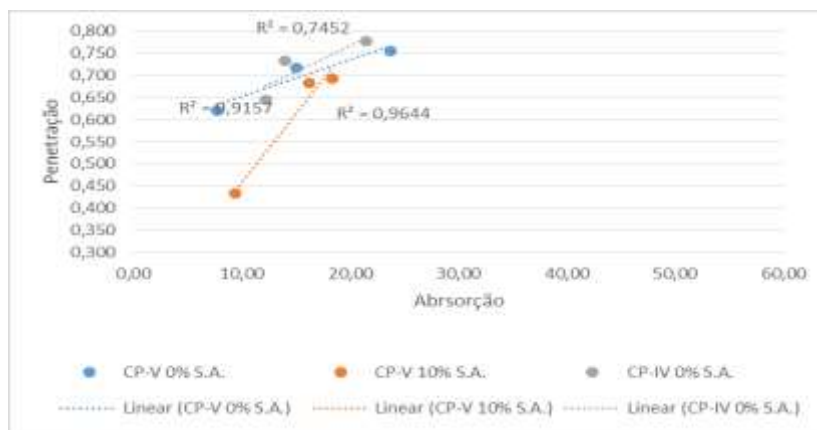


Figura 8 - Resistência a compressão x coeficiente de migração 7 dias

Aos 28 dias o traço com sílica ativa melhorou ainda mais os resultados, conforme Figura 9, além de melhorar a resistência mecânica do concreto, auxiliou também na diminuição dos poros. O cimento CP-IV obteve resultados inferiores comparados aos demais traços. Mas conforme visto na NBR 6118 na tabela 7.1 todos os traços 0,35 e 0,50 poderiam ser utilizados em zonas marítimas. Conforme resultados apresentados o traço com sílica apresenta valores maiores tanto a diminuição da penetração dos íons cloreto, quanto a resistência a compressão. Ou seja, com uma relação maior de água/cimento e a adição de sílica ativa no concreto obteve resultados melhores aos demais concretos sem a presença deste material

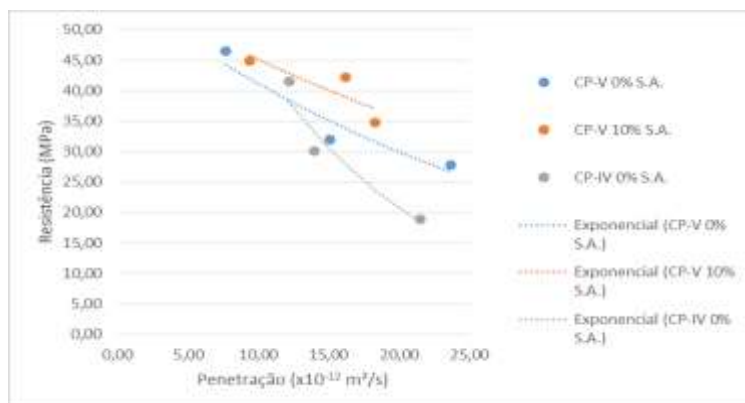


Figura 9 - Resistência a compressão x coeficiente de migração 28 dias

4 CONCLUSÃO

Este trabalho buscou fazer uma avaliação da taxa de penetração de íons cloreto em concretos produzidos a partir de cimento CP-IV e CP-V com e sem sílica ativa.

O NT BUILD 492 se mostrou um método eficaz para a obtenção de resultados de ensaio acelerado, já que nos concretos não foram registrados uma elevada temperatura.

O concreto produzido a partir de cimento do tipo CP-IV teve os piores resultados registrados em ensaios de resistência à compressão. Como o esperado o traço rico obteve valores superiores em todos os ensaios, e nos testes de durabilidade também foi possível verificar a diferença deste traço em relação as outras relações água/cimento. O cimento CP-IV não teve tantos ganhos em resistência à compressão, comparado aos demais tipos de cimento, mas apresentou resultados satisfatórios em ensaios de porosidade e de penetração de íons cloreto.

Os corpos de prova produzidos com cimento CP-V tiveram bons resultados nos ensaios de resistência à compressão, como esperado. Para a absorção de água nas primeiras idades, o concreto produzido a partir deste cimento também teve bons resultados referente a porosidade. Mas em relação ao ensaio de resistência à penetração de íons cloreto, estes CP's não tiveram uma resposta tão eficiente. Desde as primeiras idades no ensaio de NT BUILD este concreto obteve valores menores comparado aos concretos com outros aglomerantes.

O concreto com sílica ativa obteve importantes ganhos para os ensaios tanto de durabilidade quanto de resistência à compressão. Estas resistências aparecem de forma singela nas primeiras idades, mas em idades avançadas elas são elevadas. Com isso é possível concluir neste trabalho que a adição de sílica ativa no concreto com CP-V - ARI auxilia de maneira considerável no concreto, tanto para o ganho de resistência quanto para aumentar a resistência à penetração de íons cloreto, podendo assim aumentar a durabilidade das estruturas próximas a ambientes marinhos.

5 BIBLIOGRAFIA

[1] MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON, 2008. 573p.

[2] BATTAGIN, A. F.; BATTAGIN, I. L. S. O Cimento Portland no Brasil. In: Isaia, G. C. (ed.). *Materiais de Construção e Princípios e Ciência e Engenharia dos Materiais*: São Paulo: IBRACON, 2010, v.1 p. 761-790.

[3] TESSARI, R. *Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloreto*. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2001

[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO CIMENTO PORTALND. Cimento Portland CP(RS) - Resistente a sulfatos - NBR 5737). São Paulo, [2015a?]. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/colaborativo-portal/perguntas-frequentes.php?id=23>> cesso em: 15 out. 2015.

[5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO CIMENTO PORTALND. O que é CP de Baixo Calor e Hidratação? São Paulo, [2015b?]. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/colaborativo-portal/perguntas-frequentes.php?id=38>> Acesso em: 15 out. 2015.

[6] SILVA FILHO, L. C. P. et al *USO DO CONCRETO BRANCO ESTRUTURAL: MUSEU IBERÊ CAMARGO* In: Seminário de Patologia das Edificações - Novos Materiais e Tecnologias Emergentes, 2., 2004 - UFRGS - Porto Alegre Disponível em: <http://www.copex.com.br/site/arquivo/leme_30anos_luizcarlos.pdf> Acesso em: 15 out. 2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [7] CASCUDO, O. *O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção técnicas eletroquímicas*. São Paulo, Goiânia GO: Pini, 1997.
- [8] KIHARA, Y.; CENTURIONE, S. L. **O Cimento Portland**. In: Isaia, G.C. (1ª ed.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011, v.1 p.295-322
- [9] BATTAGIN, A. F. Cimento Portland. In: ISAIA, G.C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011, v.1. p.185-232.
- [10] FIGUEIREDO, E.P. **Ação dos Cloretos no Concreto**. In: Isaia, G.C.(Org.) 1. ed. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011, v.1, p.887-902.
- [11] SILVA, M.G. Cimentos Portland com adições minerais. In: Isaia, G. C. (ed.). **Materiais de Construção e Princípios e Ciência e Engenharia dos Materiais**: São Paulo: IBRACON, 2010, v.1 p. 791-823.
- [12] SOUZA, V. C. M. RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.
- [13] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Protection of metals in concrete against corrosion: ACI 222R-01**. Michigan, 2001. Documento em PDF.
- [14] PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). **Types and causes of concrete deterioration**. Illinois, 2002. (R&D Serial, n. 2617). Documento em PDF.
- [15] Dal Molin, D. C. C. Adições Minerais. In: Isaia, G. C. (ed). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011, v.1, p. 261-309.
- [16] VEIGA, K. K. ZANELLA, A. K. MORO, A.S. SEVERO, D. D. BOLSON, F. ENGEL, M. K. GASTALDINI, A. L. G. **Absorção Capilar de Concretos com Cimento Portland Branco e Elevados Teores de Escória de Alto Forno** IX Salão de iniciação científica PUCRS – Porto Alegre 2008
- [17] CRAUSS, C. **Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial**. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria, 2010
- [18] FERREIRA, Â. de A.. **Concreto de Alto Desempenho com Adição de Cinza de Casca de Arroz: Avaliação de Propriedades Relacionadas com a Durabilidade**. 1999 Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre,
- [19] KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa**. 2002. 199f. Tese (Doutorado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre 2002
- [20] POUHEY, M. T. F. **Beneficiamento da cinza de casca de arroz residual com vistas à produção de cimento composto e/ou pozolânico**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.
- [21] ANDRADE, M. L. A. CUNHA, L. M. S. GANDRA, G. T. Panorama da indústria mundial de ferroligas. **BNDES Setorial**, Rio de Janeiro, n. 10, p. 57-113, set. 1999.
- [22] SHI, C. **Another Look at the Rapid Chloride Permeability Test (ASTM C1202 or ASSHTO T277)** CJS Technology Inc, FHWA Resource Center, Burlington, Ontario, Canada 2003
- [23] MEDEIROS, M.H.F. GOBBI, A. GROENWOLD, J. A. HELENE, P. **Previsão da vida útil de concreto armado de alta resistência com adição de metacaulim e sílica ativa em ambientes marinhos** REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, 66(1), 59-65, jan. mar. 2013
- [24] HELENE, P. TERZIAN, Paulo. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. Brasília: PINI, 1993. 349 p
- [25] NORDTEST METHOD. **NT BUILD 492: Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-Steady-State Migration Experiments**. Nordtest, Espoo, Finland, 1999
- [26] RÉUNION INTERNATIONALE DES LABORATOIRES ET EXPERTS DES MATÉRIAUX, SYSTÈMES DE CONSTRUCTION ET OUVRAGES (RILEM) **TC 116 PCD**. Permeability of concrete as a criterion of its durability. Concrete durability – an approach towards performance testing. *Materials and Structures*, v. 32, p. 163 – 173, 1999
- [27] TROIAN, A. **Avaliação da durabilidade de concretos produzidos com agregado reciclado de concreto frente à penetração de íons cloreto**. 2010. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Gestão de Resíduos. Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, RS, 2010.



**AVALIAÇÃO DA TÉCNICA DE REFORÇO ATRAVÉS DO ENTALHE SOBRE O
RECOBRIMENTO UTILIZANDO LAMINADO DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA
DE CARBONO EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS**

J. RIBEIRO

Engenheiro Civil
UNAMA
Pará; Brasil
Joaoluiz.sribeiro@gmail.com

M. PEREIRA

Engenheiro Civil
UNAMA
Pará; Brasil

RESUMO

O devido estudo teve como ponto fundamental avaliar tecnicamente a aplicação de laminados de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como reforço em ligações via-pilar de elementos pré-moldados, através de entalhes sobre o recobrimento do modelo de ensaio proposto. Então fora realizado um levantamento bibliográfico quanto à eficácia e ônus provocados pelos laminados de PRFC, permitindo avaliar quais são os possíveis problemas que tal método de reforço teria em sua aplicação, logo desenvolve-se um modelo de ensaio em escala reduzida para que fosse observado a progressividade de patologia nas ligações de elementos pré-moldados, especificamente da ligação viga-pilar, em seguida fora executado um entalhe sobre a região afetada e aplicado o laminado de PRFC. Tal estudo permitiu concluir que dependendo do grau de deterioração da ligação a aplicação de tal método de reforço pode se torna ineficaz pelo fato da má aderência que existiu entre o elemento que tem sofre patologia e a resina epóxi responsável pela aderência e transferência de esforços cisalhantes para o laminado de PRFC.

Palavras-chave: Reforço, Entalhe, PRFC, Pré-moldado.

ABSTRACT

The proper study was fundamental point technically evaluate the application of laminated polymer reinforced with carbon fiber (CFRP) as reinforcement connections via-pillar precast elements through slots on the coverage of the proposed test model. Then out based on a literature about the effectiveness and burden caused by laminates of CFRP in order to evaluate what are the possible problems, this reinforcement method would in your application as soon develops a test model scaled to be observed pathology progression in bonds of precast elements, specifically the beam-column connection, then run off a notch on the affected area and apply the laminate of CFRP. This study found that depending on the degree of deterioration of the link the application of such reinforcement method can become ineffective because of poor adhesion that existed between the components has suffered pathology and epoxy resin responsible for the adhesion and transfer shear efforts to CFRP laminate.

Keywords: Strengthening, Carving, CFRP, Precast.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O reparo em uma estrutura pode ocorrer de diversas maneiras, o engenheiro estrutural deve avaliar e analisar qual o método mais viável para a situação. Quando tratamos de reforços nas ligações do sistema pré-moldado, é usual o uso de algumas técnicas simples de reparo como: aumento de seções próximo as extremidades das peças ou a utilização de chapas metálicas. Alguns levantamentos bibliográficos demonstram que as manifestações patológicas em elementos pré-moldados, na maioria dos casos, têm problemas relacionados a danos acidentais ou má execução. O ponto crucial de uma estrutura pré-moldada são suas ligações tendo em vista que as mesmas são responsáveis pela estabilidade global da estrutura, portanto toda e qualquer problema que venha afetar tal local, pode ocasionar até a ruína da estrutura [1];[2];[3].

Um método de reabilitação estrutural que vem sendo difundido e aceito junto ao mercado, é a utilização de polímeros reforçados com fibra de carbono, seja através da técnica de laminado ou tecido, sendo esta uma tecnologia relativamente recente no Brasil, teve como seu primeiro uso registrado na década de 90. A durabilidade, leveza e o alto módulo de elasticidade (podendo chegar a 800 GPa) dos PRFC (Polímeros Reforçados Com Fibra De Carbono) são as características responsáveis pela sua boa aceitação de mercado de reparos e reabilitações. O custo do compósito, que chega a ser dez vezes maior que o do aço, representa apenas 20% do custo total da obra de reforço e pode ser compensado pela economia gerada na execução mais rápida, fácil e limpa. [4]

Neste contexto, algumas técnicas de aplicação foram elaboradas para esse tipo de material, em especial o método de colagem externa do laminado de PRFC, que se denotou com uma forma rápida e de fácil aplicação. Por conta fatores desfavoráveis em determinadas situações na técnica de colagem, que pode-se citar: exposição a intemperes, desconforto estético e desprendimento prematuro do reforço, um novo método foi proposto para suprir as deficiências no sistema e hoje já conta com um acervo bibliográfico significativo para aplicação com confiabilidade, tal técnica conhecida como NSM (Near Surface Mounted), consiste basicamente na aplicação do laminado de PRFC através de um entalhe sobre o recobrimento realizado no elemento estrutural, proporcionando um dupla área de aderência com a resina epóxi, assim como vantagens estéticas pelo fato de não necessitar de uma camada de proteção. No Brasil ainda existe uma barreira técnica na NSM, por não possuir nenhuma norma que estabeleça os procedimentos de projeto para a utilização de tal modelo de forma regulamentada, logo a busca por compreender pontos cruciais de aplicação deste método, torna-se uma informação de extrema importância seja para projetistas ou para futuro estudos.

2. METODOLOGIA APLICADA

Para a realização desta pesquisa, foi desenvolvido uma análise experimental que pudesse contemplar todos os aspectos necessários para analisar o comportamento de uma ligação pré-moldada, assim como atendessem os requisitos mínimos para a aplicação da técnica de NSM, logo tendo como base o estudo experimental já realizadas nesse campo de pesquisa por alguns autores ([1],[3]), foi idealizado e executado um modelo piloto em escala reduzida de uma ligação viga-pilar em elementos pré-moldados, composto basicamente de duas vigas, dois consolos e um pilar, tal modelo seria submetido a uma carga através do método “upside down”. Todo o experimento foi dividido em quatro partes distintas para confecção de dois modelos pilotos, sendo que a primeira parte consistiu na definição do método de ensaio, já a segunda foi a realização da aplicação previa de carga sobre dois modelos pilotos, a terceira parte foi a aplicação do reforço, e a última etapa foi a realização do ensaio final com a definição dos resultados obtidos.

2.1 Definição do método de ensaio

Para realizar a análise experimental, primeiramente foi necessário idealizar um método de ensaio que pudesse contemplar as tensões junto as ligações de um modelo piloto que também seria desenvolvido, com isso idealizou-se o primeiro modelo em escala reduzida, onde basicamente seria um pilar com dois consolos, duas vigas e entre a interface da viga-consolo teria uma junta responsável por permitir que não ocorresse um esmagamento na interface no concreto, tal junta inicialmente foi definida com o uso de uma almofada de elastômero mas após algumas análises sobre influências no resultado final, houve uma troca para uma junta de graute.

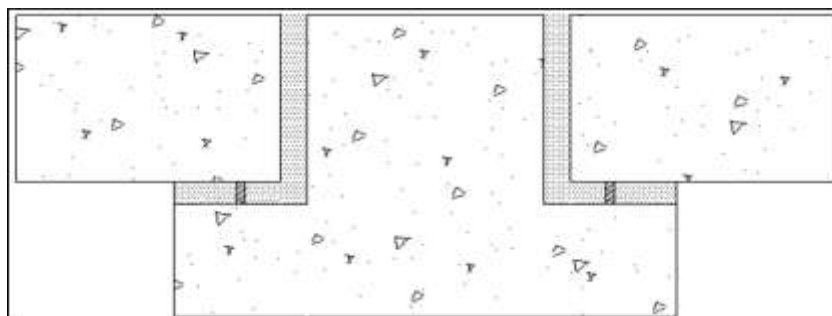


Figura 1: Modelo piloto de ensaio

Com a definição do modelo piloto, foi possível montar o método de ensaio. Tendo como base algumas literaturas de análises experimentais em sistemas pré-moldados ([3],[5]), se definiu que o método de ensaio “upside down” seria satisfatório para o experimento desejado. Basicamente tal ensaio consiste em virar o modelo de tal forma que as extremidades das vigas fiquem sobre dois apoios que podem ou não ser rotulados (No ensaio realizado os apoios eram rotulados) e aplicar uma carga na parte inferior do modelo, assim provocando tensões como de cisalhamento no chumbador de fixação da viga-consolo e flexão nas armaduras de continuidade, promovendo exatamente os esforços que sofreria o modelo, se as cargas fossem aplicadas no balanço de cada viga.

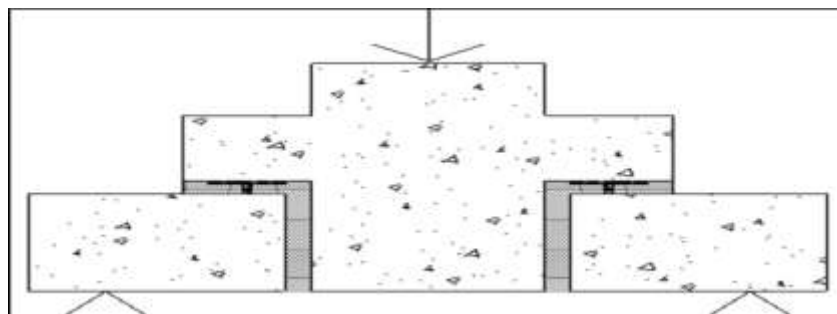


Figura 2: Proposta de ensaio

Pelo fato de se tratar de um modelo em escala reduzida, ocorreu uma pequena modificação no ensaio se comparado aos modelos tirados como base, a aplicação de carga superior não foi concentrada, mas sim distribuída ao longo do corpo do pilar, para que não ocorresse o esmagamento do concreto de recobrimento, permitindo então que o ensaio fosse realizado mais de uma vez.

2.2 Aplicação de carregamento

Com a finalização dos modelos, todos foram transportados para o Laboratório de materiais situados na Universidade da Amazônia, para a realização dos ensaios. Inicialmente a prensa universal responsável pelo ensaio teve que sofrer algumas alterações, onde trocou-se a base inferior para uma que possuía dois apoios. O sistema de operação da prensa também sofreu alteração, onde a empresa EMIC, que é responsável pela prensa, desenvolveu um método exclusivo para este ensaio, levando em consideração a dimensão do modelo a ser ensaiado e distância dos apoios.



Figura 3: Realização do experimento

Cada modelo sofreu uma carga diferente para que fosse analisado a aplicação de reforço em diferentes condições de deterioramento, sendo que o primeiro modelo sofreu 70 % da carga de ruptura que fora ensaiada em outro experimento previamente, já o segundo modelo sofreu 90% da carga de ruptura, onde já ocorreu o escoamento parcial da armadura de continuidade. Todo o controle de carregamento era verificado minuciosamente pelo operador do equipamento.

Um ponto importante a se destacar é que todos os modelos passaram por uma checagem quanto seu nivelamento na parte superior, para que não ocorresse qualquer interferência por conta de um carregamento inadequado em um dos lados do modelo de ensaio, logo algumas correções foram feitas com a utilização de graute, mas que não interferiram no ensaio realizado.

2.3 Reforço do modelo de ensaio

Depois da realização do ensaio, os modelos foram retirados dos equipamentos e preparados para a execução de reforço dos mesmos. Para efetuar o entalhe no cobrimento de concreto dos modelos, foi utilizado uma serra mármore, onde com o corte por via úmida realizou-se um entalhe de cada lado dos modelos, com a largura média de 1,5 a 1,9 mm e profundidade de 20mm (Recobrimento), em seguida o laminado de PRFC era aplicado com a resina epóxi, seguindo os procedimentos do manual técnico da empresa MC-Bauchemie Brasil, responsável por ceder todo o material gratuitamente. Após a aplicação do reforço, foi dado uma latência de 14 dias até que a resina epóxi passasse pelo processo de cura, assim permitindo a realização novamente do ensaio para que fosse atestado ou não a eficácia do reforço em determinadas situações.



Figura 4: Aplicação de reforço no modelo de ensaio

2.4 Ensaio com reforço

Após realizar o reforço das peças em estudo, novamente ambas foram levadas ao laboratório da Universidade da Amazônia para que fosse realizado a segunda etapa do ensaio, fora aplicado a carga de ruptura previamente calculado, em ambos os modelos, sendo que o modelo que anteriormente tinha recebido 90% da carga total, nesta etapa apenas sofreu 40 % da carga, este fato ocorreu devido ao comportamento apresentado pelo reforço. Com a realização desta última etapa foi possível obter dados suficientes para avaliar a técnica NSM, portando criando algumas observações procedimentos e observações quanto a aplicação desta técnica.



Figura 5: Ensaio final

3. RESULTADOS

3.1 Aplicação de carregamento sem reforço

No primeiro modelo que sofreu apenas 70% da carga de ruptura, fora observada poucas fissuras ao longo da junta que existe entre o pilar-viga, também algumas concentradas próximo ao aparelho de apoio e outro ponto com fissuração moderada foi o consolo de ambos o lado do modelo, tais fissuras tinham profundidade que variavam entre 8mm a 13 mm, logo pode-se classificar todas como superficiais.

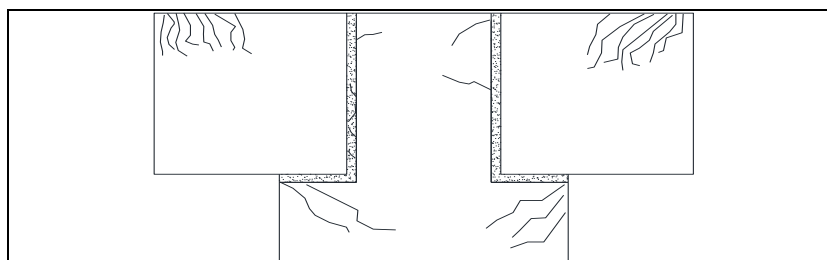


Figura 6: Mapa de fissuração do modelo 1

O segundo modelo apresentou um grau elevado de fissuração ao longo de toda sua estrutura, ressaltando principalmente o ponto central próximo a ligação viga-pilar, as extremidades das vigas apresentaram um esmagamento na parte superior da peça que estava em contato com o aparelho de apoio, mas tal situação não interferiu no resultado. A profundidade da fissuração apresentada no segundo modelo é bem mais acentuada se comparado com o outro, variando entre 23 mm a 28 mm, esta profundidade chega próximo ao recobrimento da peça que foi estipulado em 30 mm.

Além da situação de fissuras, este modelo sofreu o desprendimento do recobrimento de concreto que ficava sobre a armadura de continuidade, tal comportamento já era esperado pelo grande esforço que a armação sofre neste local além dos estudos já realizado por alguns autores, esta situação também justifica o fato do reforço ser feito particularmente nesta área do modelo.

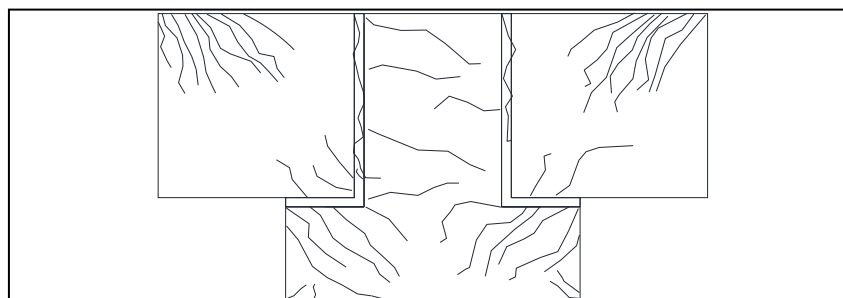


Figura 7: Mapa de fissuração do modelo 2

Com isso podemos observar previamente que o segundo modelo tem um grau elevado de fissuração que pode provocar uma dificuldade na aplicação de reforço pelo fato de ser necessário realizar um entalhe (corte) no recobrimento da peça, com isso podendo vim a agravar o grau de fissuração já existente.



Figura 8: Mapa de fissuração do modelo 1

3.2 Aplicação de carregamento com reforço

O primeiro modelo de ensaio após o reforço, apresentou excelentes resultados quando a aumento de capacidade de carga e fixação do reforço junto ao recobrimento. Ocorreu um acréscimo na ordem de 15% de carregamento total suportado, tendo como base o valor de ruptura previamente calculado e ensaiado. O laminado de PRFC entalhado sobre o recobrimento, apresentou um comportamento adequado a situação proposta, as fissuras superficiais não chegaram a afetar o modelo que rompeu após a ruptura do reforço.



Figura 9: Rompimento do primeiro modelo reforçado

Tal resultado demonstra que é possível aplicar a técnica de NSM em ligações de pilar-viga que já tenham sofrido algum tipo de fissuração, mas desde que ocorra um tratamento adequado nas mesmas, neste caso devido ser apenas fissuras superficiais, a empresa MC-Bauchemie Brasil alegou que sua resina epóxi seria suficiente para o tratamento, o que se mostrou plausível devido ao fato de não ocorrer qualquer descolamento do Laminado de PRFC junto ao modelo.

O segundo modelo de ensaio teve um comportamento não adequado, devido ao fato de ocorrer um descolamento do laminado de PRFC da peça em estudo, após analisar a peça e o entalhe, chegou a um consentimento que o tratamento das fissuras com graute acabou dificultando a aderência da resina epóxi pelo fato do mesmo ser bem menos poroso que o concreto, era bem perceptível que os locais que ocorreu o maior descolamento era o mesmo ponto que tinha o maior reparo com graute.



Figura 10: Rompimento do segundo modelo reforçado

Apesar do segundo ensaio ter ocorrido um rompimento precoce, foi possível constatar que em situações que necessitem de reparo de fissuração ou de recomposição do recobrimento, se faz necessário utilizar outra técnica que possa vim

permitir a aderência da resina epóxi utilizada para fixar o laminado de PRFC. Outro fator a ser destacado é o número de fissuração que ocorreu ao longo do laminado do primeiro modelo de ensaio, que demonstrou uma excelente aderência junto ao modelo proposto.

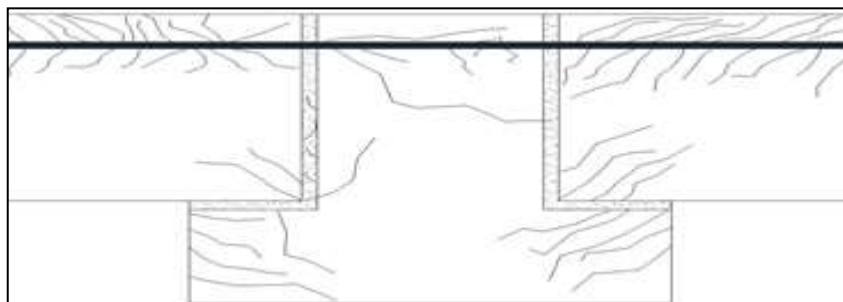


Figura 11: Mapa fissuração primeiro modelo reforçado

3. CONCLUSÃO

Após a avaliação de cada experimente pode-se concluir que a técnica NSM necessita ter uma atenção especial principalmente quando aplicado em localizações muito deteriorados. Nesta pesquisa ficou claro que a utilização de graute vim a atrapalhar a aderência da resina epóxi com a peça estrutural com isso fica-se o adendo sobre a utilização dessas dois matérias em conjunto. Como um todo, a análise experimental se mostrou bem condizendo com o encontrado na literatura logo, permitido criar alguns paralelos. O primeiro ponto a se destacar é o fato desta técnica produzir o grande número de fissurações pelo fato de provocar um entalhe junto a peça reforçada, logo pode ser questionando a situação de uma peça que já sofre alguma manifestação patológica ter que se submeter a mais alguns problemas que podem dificultar ainda mais o reparo. Outro ponto a ser destacado é a “fragilidade” que o reforço provocou na ligação, tal situação se exemplifica pela ocorrência de um rompimento abrupto junto a ligação viga-pilar do reforço, em outras palavras o grau de ductilidade deste método de reforço seria um contraponto da utilização do mesmo, tendo em visa que outras técnicas de reparo tendem a dar mais “avisos” próximo ao momento de ruptura

Um ponto importante a se destacar é o ganho de resistência que foi apresentado no primeiro modelo com a utilização dessa técnica, isso permiti abrir alguns questionamentos quanto a eficácia de tal método para melhorar a ligação de um conjunto viga-pilar pré-moldados, logo a buscar por estudos futuros nessa área de pesquisa ainda se faz necessário.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Miotto, A., “Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor”. *Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.*
- [2] Fonseca, T., “Reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com chapa metálica”. *Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.*
- [3] Fonseca, T., “Reforço de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado pela colagem de laminados de polímero reforçado com fibra de carbono”. *Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.*
- [4] Araujo, C., “Reforço à Flexão e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto com Tecidos de fibra de Carbono”. *Anais de Congresso Rio de Janeiro, 2002.*
- [5] Ferreira, M.; El Debs, M.; Elliott, K., “Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado”. *44º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. 2002.*



**AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA À ESCALA URBANA:
O CENTRO HISTÓRICO SOBRALENSE**

L. MOTA

Aluna de Graduação
LAER - Engenharia Civil
UVA
larissagmota@gmail.com

C. CAVALCANTE

Aluno de Graduação
LAER - Engenharia Civil
UVA
caio_andradecavalcante@hotmail.com

A. DIÓGENES

Professora, M.Sc.
LAER - Engenharia Civil
UVA
aldeciragd@yahoo.com.br

E. MESQUITA

PhD Student
CONSTRUCT- LESE
FEUP
e.mesquita@fe.up.pt

R. VICENTE

Professor Associado
RISCO
Universidade de Aveiro
romvic@ua.pt

H. VARUM

Professor Catedrático
CONSTRUCT- LESE
FEUP
hvarum@fe.up.pt

RESUMO

O centro histórico de Sobral, protegido em nível federal pelo Decreto-Lei nº 25 de 1937, possui aproximadamente 1.200 imóveis na área de proteção rigorosa, os quais representam diferentes épocas da história, essencialmente entre os séculos XVIII e XX, responsáveis pela formação política, econômica, social e cultural do povo sobralense. Todavia, principalmente a partir do ano de 2000, a frequência de ocorrência de eventos de natureza sísmica na região norte do Estado do Ceará vêm crescendo, o que pode concorrer para a aceleração da degradação das obras de engenharia civil, e em especial modo, das construções históricas. Assim, este trabalho tem como objetivo avaliar a vulnerabilidade estrutural e analisar o estado de conservação das principais edificações componentes do centro histórico sobralense. Para tal, foram realizadas inspeções *in situ* com o objetivo de caracterizar os elementos estruturais e identificar os danos existentes e ainda, numa fase posterior, avaliar a vulnerabilidade sísmica dessas edificações. A avaliação foi realizada recorrendo a uma metodologia baseada em parâmetros qualitativos e quantitativos, que se baseiam em informações geométrica e estrutural de acordo com o desempenho dos componentes dos sistemas resistentes e materiais constituintes. Os resultados encontrados permitiram estimar o nível de vulnerabilidade sísmica das fachadas dos dois edificadas em análise, para os quais, o índice de vulnerabilidade sísmica pode ser considerado como sendo de vulnerabilidade sísmica moderada.

Palavras-chave: Construções históricas; vulnerabilidade sísmica; segurança estrutural; centro histórico sobralense.

ABSTRACT

Sobral historical center, protected by the Federal Law Number 25 of 1937 has over around 1.200 heritage buildings inside the protection area, which represent different periods of the local history, essentially between the XVIII and XX centuries, responsible for political, economic, and socio-cultural bases of the Sobral. However, especially from 2000s, the frequency of seismic occurrences in the North of Ceará has been growing, what can contribute to accelerate the process of degradation of civil engineering structures, and in special way, for heritage constructions degradation. This way, the present work aims to evaluate the structural vulnerability and examine the current conservation state of the main heritage buildings of Sobral historical center. Therefore, were realized inspections *in situ* aiming to characterize the structural elements and identify the presence of existing damage and to assess the seismic vulnerability of the facades of these buildings. The evaluation was done using a methodology based on qualitative and quantitative parameters, based on geometric and structural characteristics, according to the performance of the resistant systems components and also by analysis of the constructive method. The results allowed to predict the seismic vulnerability level, where the seismic vulnerability index was considered as moderate.

Keywords: Heritage constructions; seismic vulnerability; structural safety; Sobral historical center.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

As obras de engenharia civil estão sujeitas a deteriorações naturais ou advindas dos usos e funções, essas deteriorações podem ser aceleradas devido à frequência de ocorrência de eventos de natureza sísmica, que vêm crescendo na região norte do estado do Ceará. A resposta dinâmica das edificações aos movimentos do solo provocados por eventos sísmicos é a maior causa da destruição provocada por terremotos. Além de ocasionarem danos com impactos humanos, ocasionam também perdas culturais, principalmente quando os terremotos atingem as edificações históricas e monumentos.

O comportamento das construções durante um sismo depende da magnitude, dos materiais e das técnicas usados na sua concepção. Para que os possíveis efeitos da ação sísmica sobre as edificações sejam minimizados e a fim de evitar a perda de edifícios, são utilizadas técnicas de construção denominadas anti-sísmicas.

Tendo em vista a ocorrência de danos significativos que os eventos sísmicos podem ocasionar, como ocorreu no Nepal, onde a ONU estima que em torno de 500 mil construções dentre casas e templos foram destruídas nos últimos terremotos sucedidos em 2015, torna-se evidente a importância da avaliação da vulnerabilidade sísmica das edificações a fim de preservar a vida humana e minimizar danos estruturais e culturais. A ONU avalia que serão necessários cerca de 175 milhões de dólares para a reconstrução das edificações destruídas no Nepal e ressalta ainda que boa parte das edificações culturais e históricas foi devastada [1].

Embora o nível de sismicidade do Brasil não seja elevado, por estar situado numa região intraplaca, precisa ser considerado nos projetos de engenharia [2]. No entanto, apenas em 2006 foi elaborada a NBR 15421 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que estabelece critérios básicos a serem adotados na concepção de estruturas sísmo-resistentes.

Devido à contemporaneidade da norma regulamentadora no país, as edificações antigas de Sobral estão desprovidas de sistemas estruturais resistentes a abalos sísmicos. Dessa maneira, torna-se necessário analisar a vulnerabilidade estrutural e o estado de conservação das edificações componentes do centro histórico de Sobral como ferramenta de apoio à tomada de ações em relação à segurança estrutural dessas edificações, a fim de preservar o patrimônio edificado para as gerações posteriores. A aplicação de estudos de vulnerabilidade permite a elaboração de indicadores que auxiliem nas intervenções e podem proporcionar informações úteis na prevenção de riscos [3].

Nesse contexto, a cidade de Sobral, localizada na região norte do estado do Ceará, possui centro histórico protegido em nível federal pelo Decreto-Lei nº 25 de 1937 que apresenta aproximadamente 1.200 imóveis na área de proteção rigorosa. Essas edificações antigas representam diferentes épocas da história e são responsáveis pela formação política, econômica, social e cultural do povo sobralense. Assim, elas possuem valor cultural e arquitetônico inestimável para a sociedade, que são por muitas vezes esquecidos.

Neste trabalho é realizada a avaliação da vulnerabilidade sísmica de duas edificações do centro histórico de Sobral que representam marcos na paisagem urbana da cidade e que possuem destaque cultural, que são elas: o Teatro São João, uma casa de espetáculos erguida entre os anos de 1875 e 1880, e o Museu Dom José, construído na década de 1840.

2. CARACTERIZAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES

2.1 Aspectos históricos e construtivos

2.1.1 Teatro São João

O Teatro São João foi construído no século XIX, entre os anos de 1875 e 1880, durante a maior seca do estado do Ceará, é o mais importante espaço cultural de Sobral. A construção do Teatro teve iniciativa privada por um grupo de jovens, dentre eles o escritor Domingos Olímpio, que organizou a União Sobralense justamente para a construção do Teatro [4].

A edificação tem implantação isolada, possui três pavimentos, sendo um subterrâneo, e sua fachada principal está voltada para a Praça São João. As fachadas laterais são recuadas, formando jardins de cada lado cercados por muro baixo e gradis. As paredes das fachadas são em alvenaria de tijolos maciços revestidas por pintura à base de cal. A Figura 1 mostra a planta baixa do pavimento subterrâneo, do 1º e do 2º pavimento do Teatro São João, respectivamente.

A Figura 2 mostra a fachada sudoeste do Teatro São João, pela qual é realizado o principal acesso ao interior da edificação e que está voltada para a Praça São João.

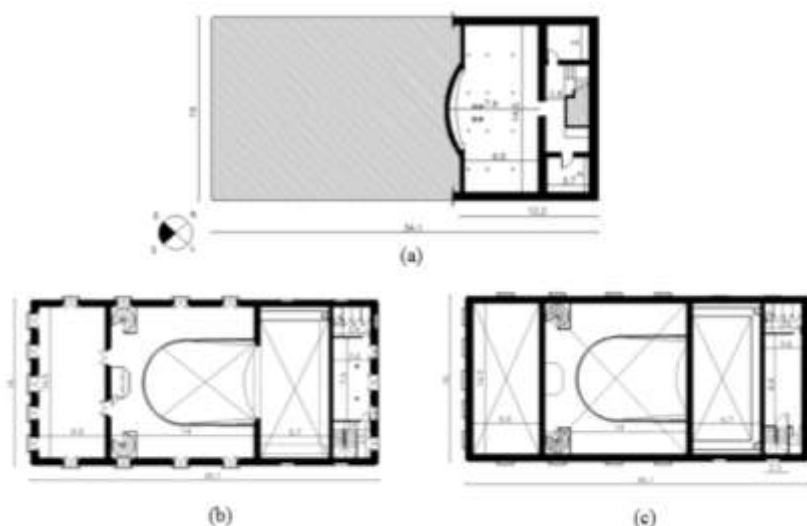


Figura 1: Planta baixa do pavimento subterrâneo em (a), do 1º pavimento acima do solo em (b) e do 2º pavimento acima do solo do Teatro São João em (c).

Fonte: IPHAN [4].



Figura 2: Fachada frontal do Teatro.

2.1.2 Museu Dom José

O Museu Dom José, localizado na avenida que leva o mesmo nome, foi construído pelo Major João Bandeira de Melo na década de 1840 que ocupou o imóvel até 1856. A partir de 1934 a edificação passou a pertencer ao bispo Dom José, onde ele abrigou o acervo museológico que vinha acumulando. Após a morte de Dom José, o prédio torna-se propriedade da Diocese de Sobral [4]. O Museu conta com um rico acervo com mais de 30.000 peças distribuídas em cerca de 16 coleções, dentre elas coleções de porcelana e armaria.

O Museu foi construído em alvenaria de tijolos maciços e são revestidos por pintura à base de cal em sua fachada voltada para a Avenida Dom José, e além da pintura é também revestido por cerâmica vidrada em parte superior de sua fachada principal, voltada para a Rua Maestro José Pedro. No entanto, verifica-se que há estruturas de concreto em uma parte do Museu que foi construída quando o imóvel já pertencia ao bispo Dom José. O edifício possui em seus dois pavimentos plantas bastante compartimentadas e, ainda, no pavimento térreo verifica-se a existência de um pátio interno sem ligação com a via pública, possibilitando iluminação e ventilação aos ambientes internos. O principal acesso ao Museu é feito pela fachada Oeste. A Figura 3 mostra a planta baixa dos 1º e 2º pavimentos do Museu Dom José. A Figura 4 mostra a fachada Oeste do Museu Dom José, voltada para a Rua Maestro José Pedro.

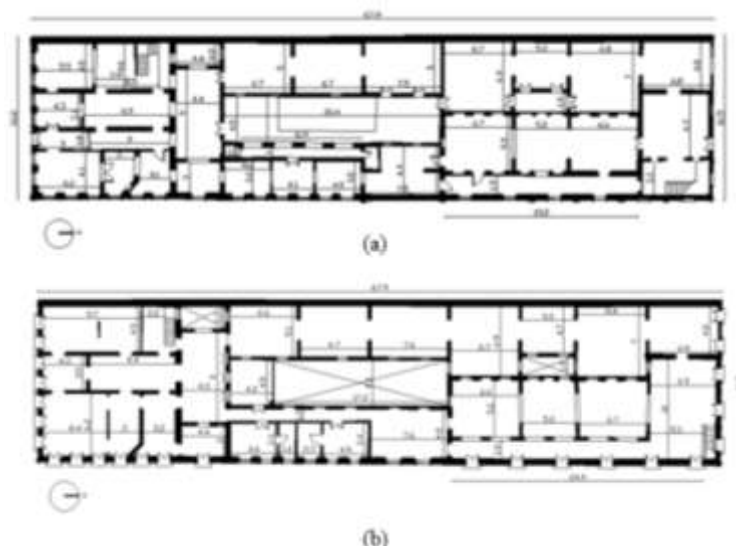


Figura 3: (a) Planta baixa do 1º pavimento e (b) Planta baixa do 2º pavimento do Museu Dom José.
Fonte: IPHAN [4].



Figura 4: Fachada frontal do Museu Dom José.

2.2 Estado de Conservação

O desgaste das construções históricas na maioria das vezes é causado pelo desgaste natural dos materiais ou pela ação provocada por fatores de ordem física, química, biológica e humana [5]. Em Sobral, os danos apresentados nas edificações históricas mais frequentes são fissuras, desagregação do reboco, eflorescências e descascamento da película de pintura.

A observação *in situ* é o primeiro recurso para o planejamento dos processos de diagnóstico, para o conhecimento do sistema construtivo das edificações e para identificar eventuais danos apresentados nelas [6]. No presente trabalho, esse recurso foi utilizado como forma de obtenção de dados qualitativos para que sucedessem as outras etapas do estudo.

2.2.1 Teatro São João

Verificou-se, na inspeção visual ao Teatro São João, poucos danos em sua envolvente, tais como: destacamento da película de pintura provocado pela eflorescência, presença de bolores e fissuras nas proximidades das aberturas, mostradas na Figura 5. Nas Figuras 5a e 5b observam-se fissuras ascendentes localizadas nas proximidades das aberturas com inclinação de aproximadamente 45°. A Figura 5c mostra bolores na parte inferior da parede, ocasionados devido a presença de umidade nesta região. Na Figura 5d verifica-se além de bolores, que há eflorescência no revestimento, onde a aderência da película de pintura à parede começa a ser reduzida na região devido ao aumento de volume dos sais carregados na água que provocou a eflorescência. Apesar de apresentar alguns danos a edificação apresenta bom estado de conservação.

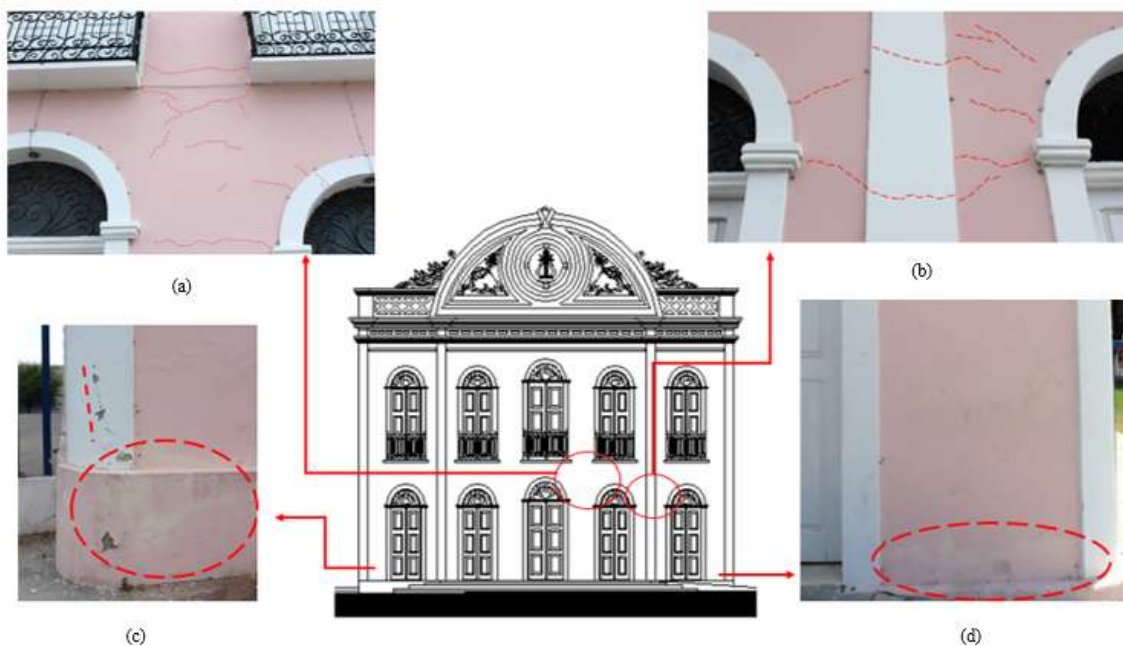


Figura 5: Principais danos identificados na envoltória do Teatro.

2.2.2 Museu Dom José

Na inspeção visual ao Museu identificou-se a presença de insetos xilófagos, como cupins, nas esquadrias de madeira, falta de aderência da película de pintura, ligação insuficiente entre a parede da fachada e paredes ortogonais e fissuras próximas às aberturas de janelas e portas. Observou-se também a existência de fluxo indevido de águas pluviais para o interior do Museu causado devido a problemas na cobertura, cujo revestimento é feito por telha cerâmica tipo canudo.

A Figura 6 mostra no item (a) fissuras nas proximidades da porta principal de acesso ao Museu, em (b) observa-se a falta de aderência da película de pintura, em (c) fissuras na moldura apresentada e eflorescência na região inferior da parede e em (d) eflorescência. Em geral, a edificação encontra-se bem conservada.

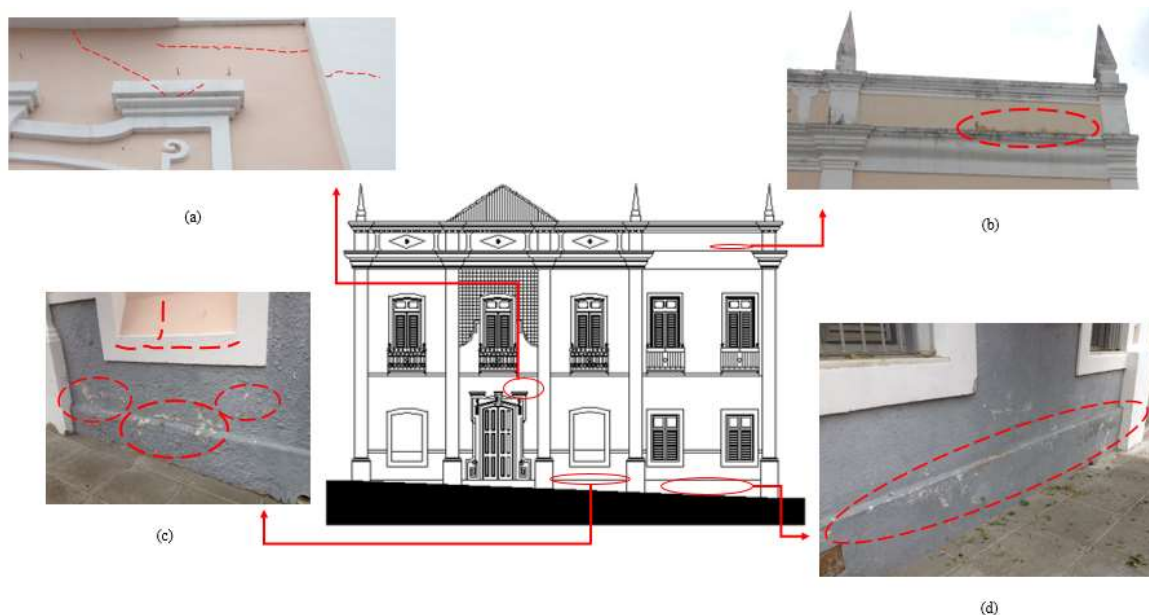


Figura 6: Principais danos identificados na envoltória do Museu.

3. VULNERABILIDADE DAS EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS DE SOBRAL

3.1 Sismicidade da região

O município de Sobral é localizado no estado do Ceará, que se encontra na região Nordeste do Brasil. A Região do Nordeste Brasileiro registra importantes eventos sísmicos com relevante frequência, embora se localize na porção estável da placa Sul-Americana é a região brasileira mais ativa sismicamente [7].

De acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006)[8], Sobral está localizada na zona sísmica 1, ver na Figura 7, e as estruturas localizadas nesta zona devem apresentar sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas horizontais em duas direções ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. Contudo, as construções antigas de Sobral não atendem aos requisitos da norma regulamentadora, o que justifica o presente trabalho.



Figura 7: Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”).
Fonte: ABNT [8].

Encontram-se na Tabela 1 o histórico de registros de sismos sentidos no estado do Ceará de 2010 à 2015. Totalizam 23 sismos registrados, sendo 4 com epicentro em Sobral.

Tabela 1 – Sismos sentidos no estado do Ceará nos anos de 2010 à 2015.

Data	Latitude	Longitude	Epicentro	Magnitude (R)	Fonte
25/12/2015	-4.45	-39.93	Santa Quitéria	3.6	UnB[10]
25/10/2015	-3.33	-40.52	Uruoca	2.6	
25/10/2015	-3.28	-40.55	Uruoca	2.2	
25/10/2015	-3.25	-40.55	Uruoca	2.3	
20/10/2015	-3.3	-40.58	Uruoca	1.3	
16/10/2015	-3.71	-40.57	Sobral	1.4	
09/10/2015	-5.15	-39.1	Quixadá	1.7	
08/10/2015	-7.59	-38.72	Mauriti	2.1	
08/10/2015	-3.65	-39.92	Miraíma	2.6	
27/05/2015	-3.57	-40.85	Coreaú	2.4	
24/05/2015	-4.99	-39.31	Quixeramobim	1.8	
16/11/2014	-3.88	-40.98	Tianguá	3.5	
17/03/2013	-3.62	-40.45	Meruoca	2.9	
22/01/2013	-3.97	-40.34	Groaíras	1.8	
02/08/2012	-3.411	-40.2059	Sobral	2.7	
02/08/2012	-3.63	-40.51	Meruoca	2.9	
02/08/2012	-3.63	-40.51	Meruoca	2.2	
02/05/2012	-4.01	-39.1	Pentecoste	2.1	
26/04/2012	-4.26	-38.93	Beberibe	2	
17/02/2012	-3	-41.14	Barroquinha	2.5	
17/02/2012	-3.68	-39.87	Itapipoca	1.9	
24/01/2012	-3.63	-40.51	Sobral	2.1	UnB[10]
02/01/2010	-3.59	-40.24	Sobral	2.7	
02/01/2010	-3.59	-40.24	Sobral	2.7	

3.2 Método de avaliação da vulnerabilidade das edificações históricas de Sobral

Para que fosse possível avaliar a vulnerabilidade das edificações foram realizadas inspeções *in situ*, essas inspeções possibilitaram a caracterização dos elementos estruturais e a identificação de intervenções e danos nessas construções, cumprindo os objetivos recomendados pelo International Council on Monuments and Sites - ICOMOS [9]. Foram registradas informações sobre as edificações na forma de levantamento fotográfico e geométrico, fichas de inspeção ou *check list*, a fim de obter características estruturais e danos identificados. As fichas de inspeção utilizadas neste trabalho foram adaptadas das fichas usadas no desenvolvimento do trabalho pelo pesquisador Romeu da Silva Vicente na avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra. Vicente [3] formulou uma proposta de índices de vulnerabilidade para avaliar as paredes de fachada de um edifício. O desenvolvimento desta metodologia para avaliação da vulnerabilidade da parede de fachada é justificada pelo fato deste elemento apresentar fragilidades devido à sua construção e à sua ligação ao sistema resistente do edifício.

No estudo de Vicente [3] o índice de vulnerabilidade da parede de fachada é calculado como a média ponderada de 10 parâmetros que são classificáveis em 4 classes de vulnerabilidade: A, B, C e D. Cada parâmetro mede um aspecto que influencia a resposta sísmica da fachada do edifício, aferindo-se a classe de vulnerabilidade a cada parâmetro. Cada parâmetro foi associado um peso que varia de 0.5 à 0.75 dependendo do grau de importância de cada um para o cálculo do índice. O índice pode ser calculado pelo somatório, do produto entre o valor atribuído a cada classe e seu peso, de todos os parâmetros. O índice de vulnerabilidade da fachada de uma construção poderá variar entre 0 e 100, quanto menor for o valor, menor será a sua vulnerabilidade.

A Figura 8 apresenta a ficha de inspeção utilizada para o cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada. Empregou-se o uso desta em cada inspeção, avaliando todos os aspectos qualitativos no ato da inspeção, tais como: fissuração e elementos ligados à fachada, e medindo/coletando dados geométricos tais como: largura da edificação, espessura da parede de fachada e área das aberturas, para posterior avaliação de parâmetros com aspectos quantitativos.

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE - FACHADA							
PARÂMETROS DE AVALIAÇÃO	CLASSE				P _i	C _i x P _i	GC
	A	B	C	D			
1. Geometria e aberturas							
P1 - Geometria da fachada	0	5	20	50	0,50		
P2 - Esbelteza mínima	0	5	20	50	0,50		
P3 - Área das aberturas	0	5	20	50	0,50		
P4 - Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0,50		
2. Materiais, estado de degradação							
P5 - Qualidade dos materiais	0	5	20	50	0,75		
P6 - Estado de conservação	0	5	20	50	0,75		
3. Ligação a outros elementos estruturais							
P7 - Eficiência da ligação às paredes ortogonais	0	5	20	50	0,50		
P8 - Ligação aos diafragmas horizontais e coberturas	0	5	20	50	0,50		
P9 - Impedimento da cobertura	0	5	20	50	0,50		
4. Elementos ligados à fachada							
P10 - Elementos não-estruturais	0	5	20	50	0,50		
Índice final =							GC: Grau de confiança

Figura 8: Cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada

Associado à escolha da classe de vulnerabilidade de cada parâmetro na definição do índice de vulnerabilidade existe um nível de incerteza, de acordo com o modo que foram realizadas as inspeções, pelo fato de não se poder obter detalhes precisos em determinados elementos, foi estabelecido uma classificação para um grau de confiança, com o objetivo de associar cada dado à sua fiabilidade. Então, para cada parâmetro avaliado em cada edifício foi definido um grau de confiança (GC), como pode ser verificado na Figura 8 e conferido com detalhamento completo em Vicente [3].

Os graus de confiança são definidos em quatro níveis e são determinados de maneira simples à seguir [3]:

E – Informação de elevada qualidade: informação observada diretamente *in situ* com apoio de registros geométricos;

M – Informação de média qualidade: informação ora fiável, visualização de fotografias e informação de situações análogas;

B - Informação de qualidade medíocre: informação baseada na suposição, com um grau de certeza baixo, por vezes de escolha casual;

A – Ausência de informação: Escolha aleatória, podendo-se fixar este grau de certeza, na impossibilidade de avaliar um determinado parâmetro, em todos os casos, arbitrando um valor indicativo.

4. ANÁLISE DA VULNERABILIDADE DAS EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS DE SOBRAL

De acordo com a ficha desenvolvida e apresentada por Vicente [3], a avaliação da vulnerabilidade da fachada de uma edificação pode ser realizada através do cálculo do índice de vulnerabilidade, obtido através do preenchimento adequado da ficha mostrada na Figura 8, de acordo com as características e os danos apresentados na edificação. A ficha possui 10 parâmetros organizados em 4 grupos, será atribuído a cada parâmetro a classe de vulnerabilidade que melhor caracteriza cada aspecto avaliado em cada parâmetro.

Conforme apresentado no início deste trabalho, foram analisadas duas importantes edificações do centro histórico sobralense, são elas: o Teatro São João e o Museu Dom José. Os dados qualitativos foram obtidos através da inspeção direta de cada edificação e os dados geométricos além de terem sido obtidos em inspeção foram aferidos junto ao banco de dados do Inventário de Bens Arquitetônicos de Sobral, elaborado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN)[4].

Para realizar a classificação dos parâmetros 1, 2 e 3 pertencentes ao grupo 1, serão necessários os dados das edificações apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Dados geométricos das edificações.

Dados	Teatro São João	Museu Dom José
Altura – H	15,9 m	10,65 m
Base – B	16,25 m	16,28 m
Espessura da parede	0,8 m	0,4 m
Área da fachada	220,2 m ²	167,9 m ²
Área de aberturas	49,82 m ²	26,89m ²





Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O parâmetro P1 avalia a geometria da fachada através da relação entre a altura (H) e a largura (B) da edificação, ver Tabela 2, como a relação citada das duas edificações fica entre 0.6 e 1.0, ambas as edificações foram classificadas como classe C. Já, o parâmetro P2 avalia a esbelteza máxima das paredes, efetivamente, as paredes mais esbeltas apresentam maior risco de colapso [3]. A classificação deste parâmetro pode ser feita através da relação entre a altura da edificação e a espessura da parede, como resultado temos que o Teatro é classificado como classe C, pois edificações que apresentam esta relação entre 15 e 20 são assim classificadas, e o Museu classe D, pois a relação é maior que 20.

O comportamento de um painel de parede quando submetido a forças horizontais é influenciado pela dimensão e configuração das aberturas, pois o caminho de carga e a transferência de tensões nas paredes controlam e determinam os mecanismos de rotura no plano da fachada [3]. Ainda, quanto menor a área e a espessura das paredes resistentes, menor a capacidade de dissipação de energia, logo maior será o dano sofrido pela parede. Assim, a avaliação do parâmetro P3 é feita através da porcentagem de área de aberturas de cada fachada. O Teatro São João possui área de aberturas igual a 22,6%, portanto é classificado como classe B. Já, o Museu Dom José apresenta área de aberturas igual a 16,02%, por conseguinte é classificado como classe de vulnerabilidade A neste parâmetro.

Tal como a área de aberturas influencia no mecanismo de rotura no plano da fachada, o desalinhamento das aberturas influencia do mesmo modo, pois permite a criação de esforços concentrados através da distribuição de tensões [3]. O Teatro e o Museu possuem aberturas de dimensão regular e alinhadas em altura, desse modo são classificados como classe A no parâmetro P4.

O parâmetro P5 avalia a qualidade dos materiais que constituem a alvenaria das fachadas. Este parâmetro não pode ser avaliado com precisão de detalhes uma vez que as edificações não possuem alvenaria aparente, mas numa avaliação global e de acordo com o estado de conservação observado em inspeção pode-se concluir que as alvenarias das duas edificações em questão são de boa qualidade. Assim, o Teatro e o Museu possuem classe de vulnerabilidade A no parâmetro P5.

O estado de conservação das paredes da fachada é avaliado no parâmetro P6. A avaliação é realizada essencialmente de acordo com a configuração, abertura, localização e origem de fissuração. Ambas as edificações apresentaram fissuras ao nível do revestimento, junto a pontos de concentração de tensões, por conseguinte foram classificadas como classe B no parâmetro P6.

O parâmetro P7 avalia a qualidade das ligações da parede da fachada às paredes ortogonais. Em inspeção ao Teatro e ao Museu verificou-se que em cada fachada que estas encontram-se bem ligadas a determinadas paredes ortogonais, mas a outras não, dessa forma sendo classificado o parâmetro P7 como classe de vulnerabilidade B para ambas as edificações.

O parâmetro P8 avalia a eficiência das ligações dos diafragmas horizontais e da cobertura à parede da fachada. Não foi possível avaliar com detalhes este parâmetro, todavia pelas observações feitas em inspeção, o Teatro São João e o Museu Dom José são classificados como classe B.

Para que o parâmetro P9 seja avaliado é necessário verificar se as coberturas se apoiam sobre a parede de fachada. No Teatro São João verificou-se em inspeção e de acordo com a tipologia da cobertura que a ela é pouco impulsiva, assim a classe de vulnerabilidade é classe B. Não foi possível avaliar com precisão este parâmetro durante a inspeção ao Museu, entretanto de acordo com sua tipologia foi classificado como classe de vulnerabilidade B.

O parâmetro P10 avalia a presença de elementos conectados e/ou apoiados na fachada, estes elementos constituem um risco de queda e um fator de agravamento dos danos para a fachada quando sujeita a um evento sísmico [3]. As edificações em estudo, Teatro São João e Museu Dom José, possuem varandas ligadas à fachada, todavia o comprimento destas sacadas é de apenas 25 e 30 cm, no Teatro e no Museu respectivamente, devido a esta observação a classe de vulnerabilidade estabelecida para estas edificações é classe B.

O resumo das avaliações discutidas aqui é mostrado nas Figuras 9 e 10, onde estão marcadas as classificações dos parâmetros. Sendo a Figura 9 referente à avaliação da vulnerabilidade sísmica do Teatro São João e a Figura 10 do Museu Dom José.

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE - FACHADA							
TEATRO SÃO JOÃO							
PARÂMETROS DE AVALIAÇÃO	CLASSE				Pi	Ci x Pi	GC
	A/B/C/D						
1. Geometria e aberturas							
P1 - Geometria da fachada	0	5	20	50	0,50	10	E
P2 - Esbelzeza máxima	0	5	20	50	0,50	10	E
P3 - Área das aberturas	0	5	20	50	0,50	2,5	E
P4 - Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0,50	0	E
2. Materiais, estado de degradação							
P5 - Qualidade dos materiais	0	5	20	50	0,75	0	M
P6 - Estado de conservação	0	5	20	50	0,75	3,75	E
3. Ligação a outros elementos estruturais							
P7 - Eficiência da ligação às paredes ortogonais	0	5	20	50	0,50	2,5	E
P8 - Ligação aos diafragmas horizontais e coberturas	0	5	20	50	0,50	2,5	M
P9 - Impulsos da cobertura	0	5	20	50	0,50	2,5	M
4. Elementos ligados à fachada							
P10 - Elementos não-estruturais	0	5	20	50	0,50	2,5	E
Índice final =						36,25	GC: Grau de confiança

Figura 9: Cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada do Teatro São João.

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE - FACHADA							
MUSEU DOM JOSÉ							
PARÂMETROS DE AVALIAÇÃO	CLASSE				Pi	Ci x Pi	GC
	A/B/C/D						
1. Geometria e aberturas							
P1 - Geometria da fachada	0	5	20	50	0,50	10	E
P2 - Esbelzeza máxima	0	5	20	50	0,50	25	E
P3 - Área das aberturas	0	5	20	50	0,50	0	E
P4 - Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0,50	0	E
2. Materiais, estado de degradação							
P5 - Qualidade dos materiais	0	5	20	50	0,75	0	M
P6 - Estado de conservação	0	5	20	50	0,75	3,75	E
3. Ligação a outros elementos estruturais							
P7 - Eficiência da ligação às paredes ortogonais	0	5	20	50	0,50	2,5	E
P8 - Ligação aos diafragmas horizontais e coberturas	0	5	20	50	0,50	2,5	M
P9 - Impulsos da cobertura	0	5	20	50	0,50	2,5	M
4. Elementos ligados à fachada							
P10 - Elementos não-estruturais	0	5	20	50	0,50	2,5	E
Índice final =						48,75	GC: Grau de confiança

Figura 10: Cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada do Museu Dom José.

Embora tenha sido associado o grau de confiança M aos parâmetros 5, 8 e 9 em ambos os cálculos foram realizadas observações *in situ* aos elementos analisados, porém não foi possível a obtenção de detalhes precisos.

5. CONCLUSÕES

Sendo o Teatro São João e o Museu Dom José edificações componentes do centro histórico de Sobral, buscou-se neste estudo, caracterizar os elementos estruturais e identificar os danos existentes com o objetivo de avaliar a vulnerabilidade sísmica e estrutural dessas edificações. Através das observações realizadas em inspeção verificou-se o estado das edificações identificando-se danos em ambas às edificações, basicamente problemas de fissuração nas zonas de concentração de tensões junto dos vãos, destacamento de revestimento externo e problemas de humidade ascensional.

Os índices de vulnerabilidade de cada edificação foram calculados, baseados essencialmente na inspeção e avaliação de características importantes do edificado, e estes índices são estimativas da propensão de uma estrutura sofrer danos decorrentes de ações sísmicas. Os índices de vulnerabilidade sísmica encontrados para o Teatro São João e o Museu Dom José foram de 36,25 e 48,75, respectivamente. De acordo com os resultados obtidos e considerando que o índice de vulnerabilidade da fachada pode variar entre 0 e 100, conclui-se que as edificações apresentam moderada vulnerabilidade à ocorrência de danos, como colapsos parciais em suas estruturas, caso ocorresse um evento de natureza sísmica catastrófico.

Este trabalho traz o resultado preliminar de um relatório global de um estudo de 22 edificações do centro histórico da cidade de Sobral. Se pretende construir mapas de vulnerabilidade sísmica estrutural recorrendo a Sistemas de Informação Geográfica (SIG), sendo esta informação espacial usada como suporte para a gestão do edificado, e no



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



suporte de tomada de decisões a respeito da segurança e potencial intervenção nos edifícios do centro histórico sobralense.

6. AGRADECIMENTOS

Larissa Mota agradece à Fundação Cearense de Amparo à pesquisa (FUNCAP) pela concessão de bolsa de iniciação científica. Esequiel Mesquita agradece à Fundação CAPES pelo suporte financeiro no âmbito do Programa de Doutorado Pleno no Exterior, processo número 10023/13-5. Todos os autores agradecem à Universidade Estadual Vale do Acaraú – UVA e ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN, pelo suporte necessário à realização deste trabalho.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Organização das Nações Unidas (ONU). *ONU estima que terremotos do Nepal destruíram cerca de 500 mil casas e templos*. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/onu-estima-que-terremotos-do-nepal-destruiram-cerca-de-500-mil-casas-e-templos/>>. Acesso em: 10 jan. 2016.
- [2] Penã, L. A. P. *Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2012. 166p.
- [3] Vicente, R., *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2008, 471 p.
- [4] Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). *Inventário Nacional de Bens Arquitetônicos – IBA Sobral*, 2005.
- [5] Figueiredo, M. G. *Valorização do sistema construtivo do património edificado*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2014, 203 p.
- [6] Tavares, A. *et al*, *Manual de Reabilitação e Manutenção de Edifícios – Guia de Intervenção*, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, 2011. 113 p.
- [7] Parisenti, R., *Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2011, 199p.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento*, 2006.
- [9] ICOMOS – *Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do património arquitetónico*, 2001.
- [10] Observatório Sismológico da Universidade de Brasília /UnB (SISBRA). Banco de dados sismológicos. Disponível em: <<http://164.41.28.70/websisbra/>>. Acesso em: 26 jan. 2016.
- [11] Centro de Sismologia da Universidade de São Paulo /USP. Disponível em: <<http://www.sismo.iag.usp.br/rq/event>>. Acesso em: 26 jan. 2016.



**AVALIAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PISO DE CONCRETO
ESTRUTURAL DESTINADO À CIRCULAÇÃO DE VEÍCULOS EM GARAGEM - ESTUDO
DE CASO DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL.**

JORGE.OLIVEIRA

D.Sc. Engenheiro Civil
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
rafagus@gmail.com

MANUELE. ANJOS

Graduada de Engenharia Civil
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
manuelealves@hotmail.com

MELINNA. SANTOS

Graduada de Engenharia Civil
Universidade Católica de Brasília
Distrito Federal; Brasil
melinnasantos@hotmail.com

RESUMO

A origem de problemas patológicos na estrutura aponta de forma geral a existência de falhas durante a execução de uma das fases da construção, além de indicar também falhas no sistema de controle de qualidade de uma ou mais atividades. O piso de concreto polido é uma superfície submetida diariamente ao intenso tráfego de veículos e à ação de substâncias químicas, desta forma deve ter como principais atributos a durabilidade, dureza e resistência. Este trabalho tem como intuito estudar o caso das manifestações patológicas encontradas no piso de concreto polido da garagem do Condomínio Via Parque da Cidade, Setor Sudoeste – Brasília/DF. Ademais, o projeto apresenta propostas de medidas corretivas dessas patologias constatadas. As mesmas foram identificadas principalmente pela inspeção visual, contudo fez-se necessário a análise do histórico do edifício e por fim ensaios de percussão, extração e rompimento de testemunho de corpo de prova, que comprovassem o parecer inicial. Pôde-se certificar que as fissuras e trincas observadas são devido a má aderência entre camadas no piso da garagem, visto que a exacerbação de tais problemas pode ser responsabilizada a vícios construtivos de execução. Recomenda-se como medida corretiva a demolição do piso atual e execução de todo o processo de reconstrução do piso de concreto polido, de acordo com um novo projeto que tenha as orientações necessárias para evitar o retorno das patologias e para que haja a recuperação do desempenho do mesmo.

Palavras-chave: piso polido, garagem, ponte de aderência, fissuras, patologia, medidas corretivas.

ABSTRACT

The origin of pathological problems in the structure indicates in general the existence of faults during the execution of a phase of construction, it also indicates faults in the quality control system of one or more activities. The polished concrete floor is a surface subjected to daily traffic of vehicles and the action of chemical substances, in this way should have as main attributes the durability, hardness and strength. This research has the intention to study the case of pathological changes found by polished concrete floor of the garage of the Condomínio Via Parque da Cidade, Setor Sudoeste - Brasília / DF. In addition, the project presents proposals for corrective action identified these pathologies. The same were mainly identified by visual inspection, but is made necessary the building's historical analysis and finally percussion tests, extraction and rupture of the test piece of testimony, proving the initial opinion. It could be sure that the observed cracks _ are due to poor adhesion between layers on the garage floor, as the exacerbation of such problems can be blamed on construction execution additions. As corrective action is recommended the demolition of the current floor and execution of the entire reconstruction process of the polished concrete floor, according to a new project that has the necessary guidelines to prevent the return of pathology and so there is the performance of recovery the same.

Keywords: polished floor, garage, adherence point, cracks, pathology, corrective measures.



1. INTRODUÇÃO

O piso de concreto polido é parte complementar da edificação, que deve apresentar uma série de propriedades e requisitos de desempenho como durabilidade, dureza e resistência, uma vez que está submetido ao intenso tráfego de veículos e à ação de substâncias químicas. Este é um tipo de piso empregado principalmente em grandes áreas como garagens, aeroportos, shoppings, devido ao fato que a superfície do mesmo torna-se mais densa, o que ocasiona ganhos significativos de resistência à abrasão e a impactos. Além disso, o polimento do piso de concreto repara todas as irregularidades e o nivelamento das bordas das placas do piso.

O desenvolvimento de um projeto e a utilização de materiais de boa qualidade são indispensáveis para reduzir as possíveis manifestações patológicas e para controle de qualidade de todo o processo produtivo, contudo não garantem a erradicação destes problemas. Fissuras, desgastes e esborcinamento de juntas, podem ser classificadas como as patologias mais relevantes identificadas no piso de concreto polido. Há dois tipos principais de fissuras no piso de concreto, as estruturais e por retração, nas quais distinguem-se quanto as suas causas e decorrências na vida útil da estrutura. As fissuras por retração categorizam-se em plástica, quando há uma evaporação de água relativamente rápida, devido a fatores como temperatura, umidade relativa do ar, relação a/c e velocidade do vento. Segundo a Revista Pini (2010), a retração por secagem ocorre quando o concreto perde umidade, contraindo (e quando ganha, se expande), essa variação de volume nas estruturas de concreto não seria desfavorável se houvesse liberdade de sua movimentação. Entretanto, à existência de armadura e outros fatores impedem a mobilidade das peças da estrutura induzindo ao aparecimento de tensões de tração que podem romper o concreto, originando o aparecimento de fissuras. Sendo assim, quanto maior for o consumo de cimento adicionado à mistura, relação água-cimento e finura dos agregados, maior será a retração. Por fim, as fissuras tipo “pé de galinha” ou microfissuras são caracterizadas por apresentarem pequena profundidade, abertura reduzida e pequeno espaçamento entre si, geradas pela má realização da cura, concretos com elevados teores de finos e agregados com excesso de impurezas, condição de exposição (baixa umidade relativa do ar, elevada temperatura, exposição direta ao sol e vento). As fissuras de caráter estrutural correspondem ao preparo do subleito e sub-base, decorrentes da má compactação do solo designadas pelos danos causados à estabilidade e à capacidade de carga do piso, e podem ser evitadas através da realização de ensaios no solo.

Outra patologia que cresce cada vez mais é o desgaste superficial por abrasão, de acordo com Tarr e Farny (2008) este “caracteriza-se pela formação de material pulverulento na superfície do concreto, ou pela perda de massa do material cimentício. Este tipo de manifestação patológica é afetada diretamente pelas características dos materiais constituintes do traço de concreto e o seu proporcionamento, pelas etapas de execução e pelos procedimentos de cura”. A superfície fica comprometida em termos de resistência e, com a solicitação por abrasão e impacto, ocorre o desgaste, ocasionando quebra das bordas das juntas, excesso de formação de poeira e todos os danos e prejuízos decorrentes deste processo. Este transtorno aponta que o tráfego atuante sobre a superfície do piso está em divergência com as condições executadas, além disso alguns vícios de execução podem potencializar tal desgaste.

Em um piso de concreto, as juntas são pouco resistentes a impactos, razão pela qual devem ser executadas de maneira específica, podendo estar sujeitas ao esborcinamento, isto é, quebras das bordas. Erros de projeto, como a adoção de barras de transferência de diâmetro inapropriado ou especificação errônea de materiais de preenchimento também colaboram para a ocorrência dos esborcinamentos. A retirada das barras de transferência para facilitar a desforma também contribui para o enfraquecimento das juntas, e erros no posicionamento das mesmas (eixo inadequado) podem criar fissuras próximas a estes locais.

Outro aspecto relevante para o surgimento de manifestações patológicas é a má aderência entre o concreto novo e velho, o qual geralmente são efetuados incorretamente. Marek e Vanderlei (1997), afirmam que, frequentemente, a região de contato entre os concretos de diferentes idades é o local mais propenso ao surgimento de problemas, pois, além de ser a região com maior risco de segregação de materiais, é também a região onde é mais usual surgir camadas de nata de cimento, que atuam como uma camada de baixa resistência e diminuindo a aderência entre os dois concretos. Dessa maneira, faz-se necessário a construção de uma ponte de aderência, que além de permitir uma completa aderência entre o reparo e o substrato de concreto, exerce também como uma camada de proteção para a região restaurada.

Os elementos construtivos necessitam de manutenção com o tempo, pois é natural o desgaste dos materiais constituintes, porém em alguns casos podem existir falhas, qualificadas como vícios construtivos, que conforme NBR 13752/1996 esses são “anomalias que afetam o desempenho de produtos ou serviços, ou os tornam inadequados aos fins a que se destinam, causando transtornos ou prejuízos materiais ao consumidor. Podem decorrer de falha de projeto, ou da execução, ou ainda da informação defeituosa sobre sua utilização ou manutenção”. Portanto, os vícios construtivos são todas as falhas construtivas que causam prejuízo material ao consumidor, e que implicam em gastos financeiros para repará-los.

Por conseguinte, o incentivo para o presente estudo de caso resultou das manifestações patológicas apresentadas no concreto estrutural destinado à circulação de veículos em garagem do edifício Via Parque da Cidade, localizado no Setor Sudoeste – Brasília/DF, as quais estão relacionadas à má aderência entre camadas neste piso ocasionando fissuras no mesmo. Refere-se à um edifício de 6 (seis) andares com 10 (dez) apartamentos por andar, a área comum é constituída de pilotis, subsolo com 176 (cento e setenta e seis) vagas de garagem, 5 (cinco) caixas de elevadores e escadas, cobertura coletiva e playground. Possui aproximadamente 11 (onze) anos do habita-se, sua estrutura foi executada em concreto armado e o piso do subsolo realizado em concreto armado polido.

2. MÉTODOS

2.1 Inspeção Preliminar

2.1.1 Levantamento histórico da edificação

O levantamento das informações de modo geral torna-se importante para posteriormente seguir uma vertente de quais ensaios necessários para uma pertinente conclusão. Á vista disso, foram relatados depoimentos do síndico, moradores e funcionários o qual informaram que o principal problema do piso do subsolo (garagem) é o aparecimento de fissuras e trincas em toda a área do piso de concreto polido (aproximadamente 3.521,63 m², descontando a área dos pilares), além disso em alguns casos surgiram desníveis entre as placas de concreto que podiam ser sentidos ao atravessar com automóveis. Também foi comunicado que realizou-se uma manutenção corretiva em pontos localizados no subsolo que apresentavam deslocamentos, onde aproximadamente 290 m² de piso foram trocados por um novo com adição de fibras, contudo este novo piso voltou a apresentar patologias semelhantes as presentes no restante da garagem. Ademais, inferiu a documentação técnica, como projetos e desenhos das plantas para complementar a inspeção.

2.1.2 Análise visual

Subsequente ao levantamento in loco da definição das características gerais e específicas da edificação, as manifestações patológicas foram identificadas, principalmente, através da inspeção visual. A patologia predominante observada foram trincas e fissuras em todo o piso da gargem, como é apresentado nas figuras de 1 a 6. Atenta-se que na figura 6 não existem muitas trincas no piso de granito do hall do elevador da garagem, uma vez que não há transito de veículos.



Figura 1 - Trincas e fissuras no piso da garagem.



Figura 2 - Trincas e fissuras no piso da garagem.



Figura 3 - Trincas e fissuras no piso da garagem.



Figura 4 - Trincas e fissuras no piso da garagem.



Figura 5 - Trincas e fissuras no piso da garagem.



Figura 6 - Trincas e fissuras no piso de granito do hall de elevador na garagem.

2.2 Ensaio Realizados

2.2.1 Ensaio de percussão

O ensaio de percussão consiste em detectar e mapear possíveis falhas existentes na área afetada, podendo assim elaborar um escopo de soluções ao problema, e garantir a durabilidade do edifício e segurança dos moradores. O mesmo foi realizado in loco utilizando uma haste metálica com a qual foram deferidos golpes em toda a extensão da garagem, exceto nas vagas onde haviam automóveis estacionados, afim de identificar os locais que apresentavam som cavo, mostrando onde provavelmente o piso estava deslocado ou não havia uma boa compactação do solo. Durante o ensaio observou-se que grande parte dos locais que apresentavam trincas e fissuras eram justamente os locais onde o som era cavo, entretanto também haviam locais sem trincas/fissuras aparentes que também apresentavam o mesmo som. A realização do ensaio podem ser observados nas figuras 7 a 9.



Figura 7 – Realização do ensaio de percussão.



Figura 8 - Realização do ensaio de percussão.



Figura 9 - Realização do ensaio de percussão.

Após o ensaio de percussão foi elaborado um croqui detalhado do piso onde foi apontado todos os pontos que apresentaram som cavo, como apresenta na figura 10.



Figura 10 – Croqui que detalha todos os pontos que apresentaram som cavo.

2.2.2 Extração e rompimento de testemunhos de corpos de prova

Orientando-se pelo croqui elaborado pelo ensaio de percussão, optou-se pela extração de 8 testemunhos, sendo 4 em áreas que apresentaram sons cavos e 4 em áreas que não apresentaram este som, sendo que 2 desses testemunhos extraídos estavam localizados no piso que foi executado como medida corretiva, 1 na área com som cavo e 1 na área sem som cavo. Para a extração foi utilizada uma máquina perfuratriz com broca diamantada de 100 mm conforme NBR 7680/2015 e para o rompimento utilizou-se uma prensa hidráulica PCE100, de acordo com a NBR 5739/2007. Como parte dos corpos de prova extraídos estavam com as camadas separadas, não foi possível realizar o rompimento dos mesmos, sendo assim foram rompidos apenas os 3 testemunhos que estavam inteiros.

A figura 11 retrata o testemunho extraído das áreas que apresentaram sons cavos e a figura 12 representa o testemunho das áreas que não apontaram tal som. Já nas figuras 14 e 15 é notório que a forma de ruptura do corpo de prova começou na interface entre as camadas, mostrando assim a falta de ponte de aderência.



Figura 11 - Extração de testemunho de corpo de prova.



Figura 12 - Testemunho de áreas com som cavo.



Figura 13 - Testemunho de áreas sem som cavo.



Figura 14 - Rompimento dos testemunhos com a utilização da prensa hidráulica.



Figura 15 - Rompimento de testemunho.



Figura 16 - Rompimento de testemunho.

3. ANÁLISE DE DADOS E RESULTADOS

As patologias encontradas foram subdivididas de acordo com o grau de risco que oferecem para a edificação, a seus usuários e ao meio ambiente, os mesmos são classificados em:

- Crítico: Quando há perda excessiva de desempenho causando possíveis paralisações provocando danos contra a saúde e segurança das pessoas e/ou meio ambiente, aumento de custo, comprometimento da vida útil e desvalorização acentuada.
- Regular: Pode ocasionar a perda de funcionalidade sem prejuízo à operação direta de sistemas, perda pontual de desempenho, deterioração precoce e pequena desvalorização.
- Mínimo: Pode provocar pequenos danos à estética ou atividade programável e planejada, sem incidência ou sem a probabilidade de ocorrência dos riscos críticos e regulares, além de baixo ou nenhum comprometimento do valor imobiliário.

Conforme a elaboração do croqui realizado após o ensaio de percussão, observou-se que o piso da garagem apresenta sons cavos de maneira generalizada em toda a área. Além disso, após a extração dos testemunhos, figura 16, constatou-se as diferenças de espessuras entre as camadas de concreto, sendo assim pode-se atestar que os materiais utilizados em

cada camada são distintos, pois há diferença na granulometria dos agregados graúdos e a diferença de coloração atesta que as camadas foram executadas em momentos diferentes, como visto na figura 17.



Figura 17 - Testemunho de área com som cavo.



Figura 18 - Testemunho de área sem som cavo.

Analisando os testemunhos extraídos das áreas onde o som era cavo fica evidente que não houve adesão entre as duas camadas, pois ao retirar os mesmos da perfuratriz as camadas estavam separadas. Em apenas um testemunho de onde o som não era cavo foi detectada a má adesão das camadas. Em alguns testemunhos foram encontrados vestígios de solo entre as camadas, o que demonstra que não foi feita a limpeza necessária para a preparação da ponte de aderência entre as duas divisões de concreto.

Nos testemunhos extraídos das áreas com piso novo foi observado que a camada inferior, mais antiga, foi mantida e apenas a camada superior foi reexecutada. Ambas as camadas das áreas de piso novo apresentaram as mesmas características e patologias do restante da garagem. Durante a inspeção visual dos testemunhos foi certificado que existia armadura de aço em ambas as camadas. Todavia, principalmente no piso inferior, a altura da armadura variava de um testemunho para o outro, ora em cima, ora em baixo e ora no meio da camada, em alguns casos sem nenhum cobrimento, mostrando que não foram utilizados espaçadores para manter a altura de cobrimento, que seria necessária para garantir a proteção das barras de aço contra a corrosão.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Por intermédio da inspeção de dados obtidos nos ensaios efetuados apurou-se, que as manifestações patológicas de trincas/fissuras e deslocamento existentes no piso da garagem estão relacionadas à má aderência entre as camadas, dado que, não é ideal a realização da concretagem de duas camadas em momentos diversos, sendo pertinente a execução de uma única camada de concreto, além de não ter sido realizado a limpeza necessária para a preparação da ponte de aderência. De maneira geral, o agravamento dessas patologias pode ser atribuído a vícios construtivos de execução ou pela falta de um projeto detalhado com as descrições técnicas necessárias para a execução do piso.

O risco da patologia em questão foi caracterizado como regular, pois não apresenta riscos contra a saúde e segurança dos usuários e/ou o meio ambiente, entretanto demonstra perda total de desempenho, deterioração precoce e pequena desvalorização do imóvel.

Perante o parecer realizado, sugere-se a demolição de todo o piso existente, recompactação do solo ou a retirada do solo antigo e compactação de um novo, aplicação de camadas separadora através de filme PVC (lona plástica), utilização de malha de aço dupla de pelo menos 4,2 mm de diâmetro com espaçadores e a concretagem e polimento de um novo piso, afim de entregar aos usuários o mesmo desempenho que é observada no restante da edificação. Vale ressaltar a importância da execução de maneira correta das juntas de dessolidarização e de movimentação.

A base do desempenho dos concretos reforçados com fibras está no papel exercido pela ponte de transferência de tensão pelas fissuras. No concreto simples uma fissura representa uma barreira à propagação de tensões, o que causa uma concentração de tensões na extremidade da fissura. O trabalho de ponte de transferência de tensão de tração que a fibra realiza através das fissuras no concreto é um mecanismo muito interessante de aumento de energia associada à ruptura do material e à restrição à desenvolvimento das fissuras. Dessa forma, aconselha-se a aplicação de fibras no concreto a ser usado para a execução do novo piso, visto que as fibras diminuem a velocidade de alastramento das fissuras e o concreto passa a ter um comportamento dúctil e aumenta a sua resistência à tração.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Pini. “Quais as causas de fissuras em concreto?”, Revista Pini, 2010.
- [2] Tarr, S. M.; Farny, J. A., “Concrete Floors on Ground”, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, U.S.A., 2008, 256 p.
- [3] Marek Filho, C. A. M.; Vanderlei, R. D., “Estudo das ligações entre concretos de diferentes propriedades solicitados à flexão pura”, I Seminário de Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2007, pp. 163-173.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 13752 – Perícias de engenharia na construção civil”, 1996, 8 p.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 7880-1 (Versão Corrigida: 2015) – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial”, 2015, 27 p.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos”, 2007, 9 p.



AVALIAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM VIGAS E PILARES DE RESERVATÓRIO DE ÁGUA ELEVADO EM PELOTAS/RS

V. M. BANDEIRA

Engenheira Civil
Universidade Federal de Pelotas
Rio Grande do Sul; Brasil
vivianbandeiradasilva@hotmail.com

C. M. PALIGA

Engenheiro Civil
Universidade Federal de Pelotas
Rio Grande do Sul; Brasil
charlei.paliga@gmail.com

A. S. TORRES

Engenheira Civil
Universidade Federal de Pelotas
Rio Grande do Sul; Brasil
arieltorres@gmail.com

RESUMO

Reservatórios elevados são construções destinadas a receber água das estações de tratamento através das adutoras e distribuí-la até as edificações. Desta maneira, têm como função principal condicionar as pressões nas áreas de cotas topográficas mais altas que não podem ser abastecidas pelo reservatório principal. Este artigo relata a avaliação das manifestações patológicas de um reservatório elevado de concreto armado, com volume de 1000 m³, construído no ano de 1987 na zona urbana da cidade de Pelotas/RS. O estudo foi realizado a partir dos levantamentos visual e fotográfico, análise dos projetos cedidos pelo órgão público e medições no local. Os resultados demonstraram que, além da falta de manutenção, as especificações de projeto referentes aos estribos de pilares e vigas foram decisivas no surgimento da corrosão de armaduras, que estão expostas devido à ocorrência de cobrimentos inferiores aos recomendados pela norma brasileira NBR 6118, vigente na época da elaboração do projeto. Também foi realizado um comparativo entre a norma vigente em 1987 e a norma atual, demonstrando a importância da evolução da mesma.

Palavras-chave: manifestações patológicas, concreto, revestimento, projeto estrutural, desenho estribo, dobramento aço.

ABSTRACT

Elevated tanks are buildings designed to receive water treatment plants through pipelines and distribute it to the buildings. Their main function is to condition the pressures in the areas of highest topographic dimensions that cannot be supplied by the main reservoir. This paper reports the evaluation of the pathological manifestations of a large reservoir of reinforced concrete, with volume 1000 m³, which was built in 1987 in the urban area of Pelotas/RS. The study was conducted from the visual and photographic surveys, analysis of projects assigned by the public agency and on-site measurements. The results showed that in addition to lack of maintenance, design specifications, referring to the stirrups of pillars and beams, were decisive in causing corrosion of armor, which are exposed due to the occurrence of lower coverings those recommended by the Brazilian NBR 6118 code, prevailing in the project preparation time. It was also performed a comparison between the current standard in 1987 and the current standard, demonstrating the importance of the developments of this standard.

Keywords: pathological manifestations, concrete, coatings, structural design, design stirrup, steel folding.

1. INTRODUÇÃO

Os reservatórios permitem armazenar água para atender às variações de consumo, às demandas de emergência e manter pressão mínima ou constante na rede. Eles possibilitam a continuidade na distribuição de água, quando é necessário interromper o abastecimento para manutenção em unidades como captação, adução e estações de tratamento de água, conforme informa a Sanesul [1].

O Serviço Autônomo de Saneamento de Pelotas - SANEP [2] diz que os reservatórios elevados são aqueles sustentados por colunas em torre. A norma NBR 12217 [3] afirma que a função principal de reservatórios elevados é condicionar as pressões nas áreas de cotas topográficas mais altas que não podem ser abastecidas pelo reservatório principal.

Tinoco e Moraes [4] inspecionaram 45 reservatórios executados em concreto armado no estado do Rio Grande do Norte entre os anos de 2001 e 2011. Foram observados 39 reservatórios elevados, 5 apoiados e 1 semienterrado. As estruturas

avaliadas possuem idades distintas, pertencem à ambientes de diferentes classes de agressividade e, muitas vezes, foram projetadas em épocas e sistemas construtivos diversos. A metodologia consistiu, essencialmente, em análises visuais, mas em algumas inspeções foram utilizados equipamentos e ensaios tecnológicos. Dentre as estruturas analisadas, 53% tinham a idade entre 21 e 30 anos na data da vistoria. Tal trabalho identificou as principais manifestações patológicas: 98% das estruturas apresentaram fissuras, 93% corrosão de armaduras, 91% deslocamento do concreto, 64% vazamento na câmara, 57% armaduras seccionadas, 39% manchas e eflorescências, 30% lixiviação, 16% segregação do concreto e 14% deformação na estrutura. Os autores afirmam que os problemas apresentados quase sempre estão relacionados às falhas executivas, ao não atendimento aos projetos e, principalmente, à ausência de manutenção periódica. O trabalho apresenta percentuais com o tipo de solução adotada para a recuperação das estruturas: 64% reparo localizado com utilização de graute ou argamassa polimérica tixotrópica, 53% injeção em fissuras com gel poliuretano bi componente, 22% demolição total ou parcial, 13% concreto projetado e 11% reforço por meio de encamisamento.

O trabalho de Borges [5] também apresenta as principais manifestações patológicas incidentes em reservatórios de água elevados e executados em concreto armado, mostrando medidas preventivas e/ou curativas adotadas para saná-las. A autora escolheu 3 objetos de estudo, localizados no estado da Bahia, dentre 75 casos de reservatórios elevados nos quais uma empresa especializada já havia realizado obras de recuperação. Esta escolha foi definida visando exemplares que apresentassem os problemas mais frequentes entre os reservatórios analisados. De uma maneira geral, a metodologia adotada pela empresa de recuperação contempla as etapas de: vistoria técnica, levantamento de dados, exames/ensaios quando necessário, estudo das soluções e definição da tecnologia adequada para tratamento dos casos e, por fim, definição da equipe, dos materiais e equipamentos a serem utilizados na recuperação. Com a análise de dados referentes às manifestações patológicas apresentadas, constatou-se que a percolação e/ou infiltração de água, corrosão de armaduras e fissuras foram os problemas mais frequentes nesses reservatórios.

De acordo com Torres [6], os processos de manutenção e reparos estruturais na construção civil são motivos de grande preocupação em função dos elevados gastos gerados. Preocupação esta que é sempre pertinente quando se trata de edificações públicas, onde verbas são escassas e, na maioria das vezes dependentes de muita burocracia, além das construções novas normalmente terem a preferência dos investimentos públicos.

Na cidade de Pelotas/RS existem 20 reservatórios, dentre eles está o objeto de estudo do presente trabalho. O reservatório elevado R10 T foi construído no ano de 1987 em concreto armado e com capacidade de 1000 m³. A função desta obra, quando projetada, foi de receber água da Estação de Tratamento de Água (ETA) Santa Bárbara através de adutoras de ferro fundido com 400 mm de diâmetro para abastecer uma das áreas da cidade. A estrutura apresentada na Figura 1 possui diâmetro de 17,00 m e altura de 23,00 m.



Figura 1: Reservatório R10 T (AUTORA)

A Figura 2 mostra a localização do reservatório dentro no espaço público. Nela está indicada a vizinhança do mesmo, que possui um campo para atividades esportivas e uma praça. Estes espaços destinados ao lazer estão em estado

precário em função de falta de manutenção, mesmo assim são bastante utilizados por moradores da região. O reservatório e sua vizinhança também são muito frequentados por vândalos e usuários de drogas, tornando o local totalmente vulnerável a vandalismos e crimes.



Figura 2: Localização do reservatório R10 T (GOOGLE EARTH - 2014)

O órgão responsável pela estrutura é o Serviço Autônomo de Saneamento de Pelotas – SANEP [2], sendo o projeto concebido pela própria instituição. De acordo com a documentação fornecida pela autarquia da prefeitura, o processo construtivo iniciou em abril de 1986 com estudo do solo e no ano de 1987 começou a construção. Em agosto de 1987 estavam concluídos todos os trabalhos em concreto, restando as fases finais de revestimento e acabamentos. A empresa responsável pela obra orientou, à época, que deveria ser executado um teste antes da liberação do uso. Para realizar este procedimento deveria fazer um carregamento total do reservatório a fim de propiciar as necessárias acomodações da estrutura, evitando-se a ocorrência de microfissuras que comprometessem o posterior processo de impermeabilização. Porém este teste não foi realizado, e em setembro de 1987 a empresa aplicou reboco nas paredes internas e pintura a base de borracha clorada como elemento impermeabilizante, liberando seu uso após 10 dias deste procedimento.

Colaboradores do SANEP afirmaram que a referida obra foi utilizada durante um período muito pequeno, sem saber informar com exatidão este tempo, ficando em desuso e sem intervenções de manutenção, praticamente, nos seus 29 anos de existência. Os servidores esclareceram que para pleno funcionamento faz-se necessário a construção de um reservatório semienterrado para possibilitar o bombeamento para o R10 T elevado. Este outro reservatório não foi executado na época da construção por falta de recursos financeiros.

A partir do quadro exposto, este trabalho propôs uma análise das manifestações patológicas do reservatório com intuito de colaborar com os órgãos públicos na sua retomada de uso em um futuro próximo. O material gerado deve auxiliar nas possíveis intervenções que irão beneficiar a população dos bairros, que sofrem com problemas no abastecimento de água e também com o vandalismo e criminalidade do lugar.

2. OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho foi identificar e analisar as manifestações patológicas da estrutura do reservatório elevado. Também foi propósito a determinação das causas, o fornecimento de propostas de intervenções e sugestões de manutenção e/ou conservação.

3. METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste estudo de caso, adotou-se como referência a metodologia de Lichtenstein [7]. Inicialmente foi realizada uma vistoria no local, utilizando-se os sentidos humanos e registros fotográficos para levantamento das manifestações patológicas. Posteriormente, ocorreu uma busca de dados formais junto ao SANEP, obtendo-se plantas com o projeto estrutural e documentos técnicos descritivos.

Para Bingham apud Sommer [8], a entrevista pode ser definida como relato verbal ou conversação com um determinado objetivo. Rheingantz *et al.* [9] afirmam que a entrevista é um método de avaliação pós-ocupação que aprofunda as informações levantadas em outros trabalhos de campo no ambiente em análise, coletando dados que ficaram ocultos ou simplesmente, preenchendo lacunas nas informações. Pelos motivos citados por estes autores, foram realizadas entrevistas com colaboradores-chaves do SANEP. Segundo Ornstein e Roméro [10], as entrevistas com pessoas-chave são técnicas muito utilizadas nas avaliações do ambiente construído, pois através delas são obtidas informações relacionadas com os projetos, construções, uso, operação e manutenção do ambiente em estudo.

Estas etapas de vistoria e anamnese geraram subsídios suficientes para o diagnóstico das manifestações patológicas, com identificação das possíveis causas e origens, bem como, sugestões de reparo e/ou conservação. A seguir estão as descrições das análises realizadas.

4. RESULTADOS

De acordo com Andrade e Silva [11], numa estrutura, um sintoma para ser considerado patológico deve comprometer algumas das exigências da construção, seja de capacidade mecânica, funcional ou estética. Como a manifestação patológica pode ser influenciada pelo comportamento da estrutura em uso, pelo tempo e pelas condições de exposição, percebe-se, portanto, que há uma forte relação entre a manifestação patológica e desempenho, vida útil e durabilidade da edificação.

A primeira análise foi feita sobre as vigas, cujas localizações estão indicadas na Figura 3.



Figura 3: Localização das vigas no reservatório (AUTORA)

As manifestações patológicas diagnosticadas nas vigas do reservatório em estudo foram: manchas, sujidades, corrosão de armaduras, fissuras e descolamentos do cobrimento de concreto.

Umidades de infiltração podem promover manchas e sujidades nas estruturas, dentre outros danos. Peres [12] salienta que estes problemas podem ser evitados desde a etapa de projeto, pois uma adequada especificação de elementos construtivos pode prevenir o acúmulo de águas nas superfícies envoltórias da edificação. A utilização de frisos e pingadeiras nos elementos construtivos é capaz de redirecionar o fluxo de água que normalmente escorreria diretamente na superfície, evitando o surgimento de manchas. Acabamentos superficiais de baixa rugosidade possibilitam um deslocamento mais rápido da água, minimizando sua ação e evitando também o acúmulo de sujidades.

Helene [13] alerta que pinturas são utilizadas para oferecer resistência aos mecanismos de degradação mais comuns, como carbonatação, lixiviação, retração, fuligem, fungos, concentração salina e outros. Tendo como função a redução de uma eventual queda do nível de segurança estrutural do componente e o bom aspecto superficial da estrutura.

Torres [14] descreve a corrosão como um fenômeno de deterioração ambiental, de natureza química, física ou biológica, que atinge materiais metálicos e não-metálicos, alterando suas propriedades ou afetando seu desempenho. Em se tratando de armadura do concreto armado, especificamente, esta autora define a corrosão como um processo eletroquímico que tem como resultado a deterioração do aço, causando perda de funcionalidade.

Helene [15] ressalta que o fenômeno da corrosão de armaduras, em geral, é mais freqüente do que qualquer outro fenômeno de degradação das estruturas de concreto armado, comprometendo-as tanto do ponto de vista estético quanto da segurança. O pesquisador ainda destaca que geralmente os estribos, as armaduras inferiores de vigas e as armaduras situadas na base inferior junto, aos cantos de pilares em contato com o solo, são mais propícios a sofrerem corrosões.

Segundo Carmona [16], no Brasil, a corrosão de armaduras é o mecanismo de deterioração de maior incidência. Ela provoca fissuras e deslocamentos de concreto, que acontecem porque o produto da corrosão do aço ocupa um volume maior que o metal original, ocasionando tensões de tração no cobrimento de concreto. Já Cánovas [17] destaca dois inconvenientes da corrosão dos aços no concreto armado: produzir desagregações no concreto e diminuir a seção resistente das barras.

As vigas mostradas na Figura 4 apresentam manchas, sujidades e corrosão de armaduras expostas.



Figura 4: Manifestações patológicas nas vigas superiores (AUTORA)

A Figura 5 apresenta um detalhe das vigas 4 e 5, tendo uma visão da parte inferior das mesmas. Nota-se um processo de degradação avançado, onde aparecem fissuras, já houve descolamento do cobrimento de concreto e exposição da armadura que, visualmente, já pode ser identificada com processo corrosivo.



Figura 5: Manifestações patológicas nas vigas inferiores (AUTORA)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



As prováveis causas das manchas e sujidades nas vigas são: a ausência de pingadeiras e a geometria inadequada da viga 2 que tem a face superior horizontal, favorecendo a retenção da umidade e a conseqüente aderência de partículas que causam sujidades.

Para solução destes problemas sugere-se a construção de pingadeiras em todas as vigas, bem como, a construção de uma superfície inclinada na parte superior da viga 2, além da realização periódica de limpeza e pintura dos elementos.

Quanto à corrosão das armaduras, às fissuras e aos descolamentos no concreto, aponta-se como causa o cobrimento de concreto insuficiente. Houve falha originada no projeto, pois o cobrimento da armadura não obedece a norma técnica e uma possível falha de execução, ignorando a utilização de espaçadores para garantir o cobrimento.

Nestes pontos com problemas relacionados à corrosão das armaduras recomenda-se: remoção do concreto danificado e contaminado ao redor da armadura corroída, seguido de limpeza rigorosa no aço. Posteriormente, avaliação da perda de área de aço, tratamento anticorrosivo na armadura e aplicação de produto com função de aderência. E para reposição das seções deterioradas, de acordo com Tinoco e Morais [4], aconselha-se a utilização de argamassa polimérica tixotrópica, que é indicada para fundo de vigas e lajes e locais onde não é possível a aplicação do graute, devido à sua alta fluidez.

A partir de uma análise das vigas 4 e 5, foi possível realizar uma observação quanto aos cobrimentos do concreto encontrados em projetos, executados e sugeridos pelas normas NBR 6118:1980 [18], década da realização da obra, e também registrar a recomendação da NBR 6118:2014 [19] vigente na atualidade.

A Tabela 1 apresenta um estudo comparativo dos cobrimentos de concreto das vigas inferiores. Salienta-se, que o cobrimento indicado pela norma NBR 6118:1980 [18] é para concreto aparente ao ar livre e a especificação da NBR 6118:2014 [19] é destinada para pilar e viga de concreto armado em classe de agressividade II – moderada.

Tabela 1 - Comparativo dos cobrimentos de concreto das vigas 4 e 5

Comparativo	Cobrimento (cm)
NBR 6118:1980	2,5
NBR 6118:2014	3,0
Intencionado no projeto	1,5
Resultante da execução (distância do quadrante externo do estribo até a face externa da viga)	0,87

Observa-se que a especificação intencionada no projeto (1,5 cm) não obedecia a norma vigente na época da construção, verificando-se que o cobrimento resultante da execução (0,87 cm) ficou ainda menor que as designações de projeto devido ao fato de, no desenho de estribo, não ser considerado o acréscimo de duas vezes a medida do diâmetro do mesmo ($0,64 \text{ cm} \times 2 = 1,28 \text{ cm}$) observados em análise dos desenhos de projeto estrutural fornecidos pelo SANEP. Registra-se que a atual NBR 6118:2014 [19] recomenda o cobrimento mínimo de 3 cm para vigas pertencentes a classe de agressividade ambiental II, sendo que este acréscimo proporciona maior proteção da armadura.

A segunda análise das manifestações patológicas foi realizada sobre os pilares. Verificando-se, além das incidências relacionadas à corrosão de armaduras, o aparecimento de limos, fungos, eflorescências, pichações e degradações.

De acordo com Peres [12], a umidade é também o fator fundamental para o desenvolvimento dos fungos, que tem seu desenvolvimento bastante afetado pelas condições ambientais. Esses organismos dependem de um teor de umidade elevado no material onde se desenvolvem ou uma umidade relativa bastante elevada no ambiente, acima de 75%. Outro fator fundamental para o crescimento de fungos é a temperatura. Tais organismos se desenvolvem entre 10°C e 35°C, havendo uma grande variabilidade, mesmo fora desses limites, dependendo da espécie considerada. Além disso, a composição química do substrato sobre o qual o esporo se deposita é fundamental para ao êxito da germinação e infecção da superfície.

Já os limos, são conceituados por Oliveira e Azevedo [20] como sendo formações que precedem os musgos, são algas que se desenvolvem na água doce ou ambientes muito úmidos.

Quanto ao fenômeno da eflorescência, para Uemoto [21] significa a formação de depósito salino na superfície dos materiais. Sendo que, normalmente, apenas as características visuais ficam prejudicadas. Entretanto, em alguns casos, os sais constituintes podem ser agressivos e causar uma degradação mais profunda.

Algumas alterações indesejáveis são proporcionadas pelos agentes atmosféricos, pelo vandalismo e pelo uso inadequado das edificações. Sendo a poluição atmosférica e as pichações agentes externos que comumente promovem o aparecimento de sujidades e conseqüente deterioração das estruturas.

As Figuras 6, 7 e 8 apresentam os problemas encontrados nos pilares do reservatório em estudo. Existem fissuras, descolamentos e exposição da armadura já corroída. Também foi constatado o aparecimento de eflorescência, fungos e limos, além da ação humana com pichações e degradações da estrutura, nesta localização por ser de fácil acesso a todos.



Figura 6: Manifestações patológicas nas bases dos pilares (AUTORA)



Figura 7: Manifestações patológicas nas bases dos pilares (AUTORA)



Figura 8: Manifestações patológicas nos pilares (AUTORA)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Assim como no caso das vigas, novamente atribui-se ao cobrimento de concreto insuficiente a causa dos problemas de corrosão das armaduras, fissuras e descolamentos no concreto. Sendo as falhas também originadas no projeto e execução, com cobrimentos discordantes com a norma técnica e a não colocação de espaçadores para garantir o cobrimento durante a concretagem.

Nos pilares, para tratamento das partes atingidas com estas anomalias, os procedimentos iniciais podem ser os mesmos indicados para as vigas. O diferencial está na reposição das seções deterioradas que, de acordo com Tinoco e Moraes [4], poderá ser utilizado graute, por ter alta fluidez e ser composto por aditivos que controlam a retração, a pega e a consistência.

As causas prováveis do aparecimento de eflorescências, fungos e limos nos pilares são: o uso inadequado da estrutura, a reação química causada pela urina humana e/ou animal, a falta de conservação e a umidade relativa alta característica da cidade. O acesso de vândalos e usuários de drogas é a causa apontada para as pichações e degradações devidas às queimas que ocorrem junto à estrutura.

Como procedimentos de reparo e conservação dos pilares são indicados: escovação e limpeza das superfícies atingidas, pintura de acabamento, construção de elementos de proteção ao redor do reservatório para evitar entrada de animais e pessoas, além de manter a vegetação cortada.

Novamente foi realizado um comparativo dos valores de cobrimento para os pilares, conforme Tabela 5. Observa-se que a especificação intencionada no projeto (2,5 cm) obedecia a norma vigente na época da construção. Porém, verifica-se que o cobrimento resultante da execução (1,87 cm) é menor que a designação de projeto devido ao fato de, no desenho dos estribos, não ser considerado o acréscimo de duas vezes a medida do diâmetro dos mesmos ($0,64 \text{ cm} \times 2 = 1,28 \text{ cm}$). Verificando-se que a NBR 6118:2014 [19] recomenda o cobrimento mínimo de 3 cm para pilares (Classe de agressividade ambiental II), alteração que visa a prevenção de manifestações patológicas no concreto armado.

Tabela 5 - Comparativo dos cobrimentos de concreto dos pilares

Comparativo	Cobrimento (cm)
NBR 6118:1980	2,5
NBR 6118:2014	3,0
Intencionado no projeto	2,5
Resultante da execução (distância do quadrante externo do estribo até a face externa do pilar)	1,87

5. CONCLUSÕES

Os resultados das análises das manifestações patológicas demonstraram que, além da falta de manutenção, as especificações de projeto, referentes aos estribos de pilares e vigas, foram decisivas no surgimento da corrosão de armaduras que estão expostas devido à ocorrência de cobrimentos discordantes com a norma. Para o projeto e execução de armaduras transversais é necessário considerar que as medidas de desenvolvimento estabelecidas pelas cotas do projeto terão acréscimo de duas vezes o diâmetro do aço, aumentando a largura e altura do estribo. Caso este fato não seja considerado no desenho de desenvolvimento da armadura, o cobrimento de concreto resultante da execução será inferior ao desejado.

Uma adequada atenção às obras públicas é imprescindível, por atingirem direta ou indiretamente a sociedade como um todo. Os custos com recuperação estrutural e manutenções preventivas de reservatórios, certamente são compensados pelos benefícios decorrentes do pleno funcionamento da estrutura. Sendo que, revitalizações do entorno devem propiciar espaços públicos de lazer satisfatórios aos moradores da região.

Este estudo servirá de base para continuidade deste grande projeto a fim de avaliar todos os reservatórios públicos da cidade de Pelotas/RS.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. AGRADECIMENTO

Agradeço ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Sul-rio-grandense (IFSUL) pelo afastamento concedido para capacitação docente no Programa de Pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo (PROGRAU) da Universidade Federal de Pelotas (UFPEL).

7. REFERÊNCIAS

- [1] Empresa de Saneamento de Mato Grosso do Sul (Sanesul). Disponível em: <http://www.sanesul.ms.gov.br/conteudos.aspx?id=5>. Acesso em Fev. 2016
- [2] Serviço Autônomo de Saneamento de Pelotas (SANEP). Disponível em: <http://www.pelotas.rs.gov.br/sanep/>. Acesso em Fev. 2016.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), “NBR 12217:1994 – Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público - procedimento”. Rio de Janeiro, 1994.
- [4] Tinoco, H. F. F., Morais, A. S. "Reservatórios em concreto armado: principais manifestações patológicas, diagnóstico e soluções para reabilitação e reforço". IX Congresso Internacional sobre Patologia e Recuperação de Estruturas – CINPAR. João Pessoa, 2013.
- [5] Borges, M. G. “Manifestações patológicas incidentes em reservatórios de água elevados executados em concreto armado”. Monografia. Universidade Estadual de Feira de Santana – UEFS. Feira de Santana, 2008.
- [6] Torres, A. S. “Corrosão por cloretos em estruturas de concreto armado: Uma meta-análise”. Tese de doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- [7] Lichtenstein, B. “Patologia das construções”. *Boletim Técnico n. 06*. São Paulo: USP, 1986.
- [8] Sommer, B.; Sommer, R. “A Practical Guide to Behavioral Research: Tools and Techniques”. Nova York: Oxford University Press, 1997.
- [9] Rheigantz, P. A. *et al.* “Observando a qualidade do lugar: Procedimentos para avaliação pós-ocupação”. *Coleção PROARQ*, FAU, UFRJ. Rio de Janeiro, 2009.
- [10] Ornstein, S. W.; Roméro, M. de A. (colab.). “Avaliação Pós-Ocupação do Ambiente Construído”. São Paulo, EDUSP/Studio Nobel, 1992.
- [11] Andrade, T.; Silva, A. J. C. “Patologia das estruturas”. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. Cap.32, p.953-983.
- [12] Peres, R. M. “Manifestações patológicas em edificações”. Editora da Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, 2004.
- [13] Helene, P. R. L. “Manual prático para reparo e reforço de estruturas de concreto”. 2.ed. São Paulo, PINI, 1992.
- [14] Torres, A. S. “Avaliação da sensibilidade do ensaio CAIM – Corrosão Acelerada por Imersão Modificada – Frente ao processo de corrosão em armaduras de concreto armado”. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.
- [15] Helene, P. R. L. “Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado”. *Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da USP*. São Paulo, 1993.
- [16] “Recuperação de estruturas de concreto armado exige planejamento e documentação dos serviços”. *Revista Techne*. Edição 220 - Julho/2015.
- [17] Cánovas, M. F. “Patologia e Terapia do Concreto Armado”. 1. ed. São Paulo: Editora PINI, 1988.
- [18] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), “NBR 6118:1980 – Projeto e execução de obras de concreto armado – procedimento”. Rio de Janeiro, 1980.
- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), “NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento”. Rio de Janeiro, 2014.
- [20] Oliveira, A. L. C.; Azevedo, S. L. “Estudo de casos patológicos relativos à umidade em construções ecléticas da área central de Pelotas”. *Relatório PET/Arquitetura*. Pelotas: UFPEL, 1994.
- [21] Uemoto, K. L. “Patologia: danos causados por eflorescência”. *Tecnologia de Edificações*. São Paulo: Pini/IPT, 1988. (Coletânea de trabalhos da Div. De Edificações do IPT).



AVALIAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS CAUSADAS POR MÁIS PRÁTICAS EXECUTIVAS EM EDIFICAÇÕES DE ALVENARIA ESTRUTURAL

C. F. GIACOMELLO

Engenheira Civil
Universidade de Caxias do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
carolgiaco@hotmail.com

D. T. PAGNUSSAT

Engenheiro Civil, Dr.
Universidade de Caxias do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
dtpagnussat@ucs.br

RESUMO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo amplamente empregado na construção civil, e se bem projetada e executada pode gerar economia e rapidez nas construções. Por essa razão, para que o método tenha um bom desempenho, é importante a existência de projetos muito bem compatibilizados e de técnicas construtivas com elevada qualidade e alto controle de execução, a fim de que manifestações patológicas advindas de falhas construtivas inexistam ou ocorram em menor número possível. Neste trabalho é proposta uma análise das principais manifestações patológicas em algumas edificações de alvenaria estrutural em fase de execução e já finalizadas, localizadas na cidade de Caxias do Sul/RS. Como resultado, aponta-se que o maior índice de manifestações patológicas registradas são as fissuras, geradas na maioria dos casos por más práticas construtivas e incompatibilização de projetos, comprovando assim, a necessidade de um melhor monitoramento de projeto e execução de obra.

Palavras-chave: alvenaria estrutural; manifestações patológicas; qualidade executiva.

ABSTRACT

The structural masonry is a construction system widely used in building constructions, which guarantees savings and speed in construction. Yet for the method to have a good performance is important to have well matched designs and construction techniques used in work with high quality hand labor and a high execution control, so that pathological manifestations and construction failures occurred as few as possible. This study makes an analysis of the main pathological manifestations in structural masonry buildings in the execution phase and already finalized, located in the city of Caxias do Sul. As a result, points out that the highest rate of registered pathological manifestations are the cracks generated in most cases by poor construction practices and incompatibility of projects, thereby proving the need for a job execution monitoring.

Keywords: structural masonry; pathological manifestations; quality.

1. INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo milenar, baseado no simples modo de empilhar materiais como pedras, tijolos ou blocos. O desenvolvimento desta técnica evoluiu com o passar dos anos e atualmente, é um método construtivo amplamente utilizado em obras brasileiras, principalmente em empreendimentos de interesse social, devido a sua praticidade associada a potencial economia e rapidez executiva. Para que esses ganhos potenciais sejam alcançados com qualidade, contudo, a mesma deve atender todas as exigências das normas técnicas vigentes, a fim de que se torne realmente uma alternativa viável, segura e com uma vida útil compatível ao esperado. A não observação da boa técnica construtiva, seja na fase de projeto ou na de execução, pode levar a ocorrência de manifestações patológicas que comprometam este desempenho esperado.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Como sistema construtivo, a alvenaria estrutural substitui as vigas e pilares em concreto armado por paredes sobrepostas fazendo o papel da estrutura. Tem como principal conceito estrutural “a transmissão de ações através de tensões de compressão” [1]. Nesse sistema, existe uma considerável redução de custos, pois melhora-se a logística da obra e diminui-se a quantidade de resíduos, ainda que as custas da necessidade de projetos bem específicos como o de modulação [2].

Com as exigências do mercado de aumento de produtividade e diminuição de custos, a alvenaria estrutural ganhou significativas melhorias na produção de blocos, argamassas e grautes, métodos de cálculos e técnicas construtivas [3]. Essas melhorias significativas na tecnologia dos materiais, porém, também passaram a exigir maiores cuidados com o controle da execução destas obras. Quando isto não ocorre, manifestações patológicas podem se desenvolver, imediatamente ou pouco tempo após a conclusão das construções.

Bauer [4] explica que existem diversos fatores que podem contribuir com o aparecimento de anomalias nas alvenarias estruturais:

- a) Blocos: dimensões incorretas, resistência à compressão abaixo do especificado, porosidade e acabamento superficial do bloco;
- b) Argamassa de assentamento: resistência à compressão menor que o exigido, retenção de água e retração;
- c) Recalques diferenciais em fundações;
- d) Movimentações higroscópicas;
- e) Movimentações térmicas;
- f) Eflorescência decorrente de depósitos salinos;
- g) Alcalinos (sódio e potássio) e alcalino-terrosos (cálcio e magnésio) na superfície de alvenarias;
- h) Infiltração de água pelas fissuras;
- i) Infiltração de água pelos componentes de alvenaria;
- j) Infiltração de água pelas juntas de assentamento;
- k) Outros tipos de infiltrações.

Um empreendimento em alvenaria estrutural começa com um projeto adequado, onde todos os demais projetos complementares consigam integrar-se ao projeto arquitetônico e nenhum interfira sobre os demais, ocasionando problemas durante a execução [5] [6]. As origens da ocorrência de manifestações patológicas, têm relação com algum erro ou falha cometidos em alguma fase do processo da construção civil, desde o projeto até a execução, levando em consideração também a qualidade dos materiais e mão de obra utilizados [5].

Tendo em vista essa temática, é proposto neste trabalho um estudo sobre manifestações patológicas em empreendimentos de alvenaria estrutural na cidade de Caxias do Sul/RS, onde se busca analisar ocorrências por erros de projetos e de execução.

1.1. Objetivos

Identificar ocorrências de manifestações patológicas devido à problemas de projetos e/ou prática incorreta da execução, em três edificações de alvenaria estrutural já finalizadas, bem como identificar problemas executivos (que possam gerar manifestações patológicas) em outras três edificações no período da sua execução, situadas na cidade de Caxias do Sul/RS.

2 MÉTODO DE PESQUISA

Neste trabalho foi proposto o acompanhamento de empreendimentos em alvenaria estrutural já executados e em execução. Os empreendimentos analisados foram de quatro construtoras situadas na cidade de Caxias do Sul, aqui nomeadas por Construtora A, Construtora B, Construtora C e Construtora D. Cada uma das empresas disponibilizou um empreendimento em período de execução (chamado de Empreendimento 1) e um empreendimento já concluído (chamado de Empreendimento 2).

2.1 Elaboração de fichas de registro de manifestações patológicas

Nesta etapa do trabalho, foram desenvolvidas fichas (Figura 01) para registrar e catalogar as observações feitas em cada um dos empreendimentos. Os registros foram discriminados em fissuras (A), umidade (B), umidade de esquadrias (C), eflorescência (D), problemas de incompatibilização de projetos (E) e outros (F). Além disso, foram definidos um esquema de cores, para separar boas (cor laranja) e más (cor verde) práticas executivas. A ficha ainda propunha o registro da quantificação das regiões de fissuras, umidade e outras manifestações, bem como a separação por ambiente externo e ambiente interno. O objetivo era de estabelecer um percentual de quantas manifestações ocorrem em cada uma das situações, relacionando as mesmas diretamente com a quantidade de imagens de cada edificação descrita no trabalho. A figura 01 ilustra o modelo de uma ficha a ser preenchida para uma obra.

CLASSIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS			
Empreendimento:		Construtora:	
A - Fissuras B - Umidade C - Umidade Esquadrias D - Efflorescência E - Incompatibilização de Projetos F - Outros			
Área externa		Área interna	
Fissuras: XX,X%	XX,X%	Fissuras: XX,X%	XX,X%
Umidade: XX,X%		Umidade: XX,X%	
Outros: XX,X%		Outros: XX,X%	
OBS.:		OBS.:	
Boas práticas executivas		Más práticas executivas	
NÚMERO DA IMAGEM	CLASSIFICAÇÃO	EXTERNO	INTERNO

Figura 01 – Exemplo de ficha classificatória utilizada

Definida a forma de registro dos dados, as etapas de acompanhamento das obras foram divididas da seguinte forma:

- Levantamento dos dados: Os empreendimentos com mais de 8 pavimentos foram levantados dados por amostragem (a cada 2 pavimentos) e/ou por indicação do responsável de cada construtora. Os demais empreendimentos (menos de 8 pavimentos) foram visitados por completo. Obteve-se dados por registros de imagens, levantamento do histórico de execução trazidos por responsável da construtora, ou em caso de empreendimentos tipo 2, pelos próprios moradores e de relatórios e/ou ensaios complementares fornecidos pela empresa;
- Análise da situação: A análise da situação é o entendimento do evento, identificando as múltiplas relações de causa e efeito que habitualmente descrevem o problema patológico a partir dos dados conhecidos. Para empreendimentos de tipo 1, a análise foi de potenciais manifestações patológicas futuras, advindas de erros de projetos ou de execução identificados nas edificações. Já para empreendimentos de tipo 2, analisaram-se as manifestações patológicas existentes no edifícios já habitados ou prontos para entrega;
- Avaliação final: citar observações técnicas das possíveis soluções para os problemas constatados.

2.2 Descrição dos empreendimentos avaliados

A seguir estão descritas as características de cada uma das obras estudadas em cada empresa, conforme classificação já explicada anteriormente no início deste capítulo.

2.2.1 Construtora A

O empreendimento A1 se constituiu em uma edificação em fase final de construção com área de 1.763,79 m² em 7 pavimentos. Utilizou tijolo maciço com resistência especificada de 14 MPa e argamassa de assentamento dosada in loco. O revestimento interno foi reboco de argamassa também dosado no local com posterior aplicação de pintura; o revestimento externo também foi reboco de argamassa dosado no local com aplicação de textura acrílica e pintura.

O empreendimento A2, entregue em 2013, caracterizou-se por uma área de 1.407,12 m², em uma edificação de 4 pavimentos. Foram utilizados blocos estruturais cerâmicos de resistência variável de 6 até 9 MPa e argamassa de assentamento industrializada de 5 MPa. O mesmo foi revestido internamente com reboco de argamassa dosado no local e aplicação de pintura. Externamente, o revestimento também foi composto por reboco de argamassa dosado no local, porém aplicação de textura acrílica além da pintura. A figura 02 ilustra os dois empreendimentos da empresa A.



A1



A2

Figura 02 – Visão geral dos empreendimentos avaliados da construtora A.

2.2.2 Construtora B

A obra B1 possuía uma área de 24.845,06 m², em uma edificação em construção de 20 pavimentos. A obra utilizava blocos estruturais de concreto com resistências entre 4 e 20 MPa e argamassa de assentamento industrializada com resistências também entre 4 e 20 MPa. Seu revestimento interno era previsto para ser composto por pasta de gesso e após aplicação de pintura. O revestimento externo era previsto para ser formado por reboco de argamassa, com a posterior aplicação de textura acrílica e pintura.

A obra B2 possuía uma área de 9.264,68 m² e contava com 12 pavimentos. Utilizaram-se de blocos estruturais de concreto com resistências entre 4 e 18 MPa e argamassa de assentamento industrializada com resistências entre 4 e 15 MPa. Revestimento interno foi formado por gesso em pasta e após aplicação de pintura. O revestimento externo foi executado com argamassa do tipo monocamada pigmentada. A obra encontrava-se finalizada e habitada desde dezembro de 2013. A figura 03 ilustra os dois empreendimentos da empresa B.



B1



B2

Figura 03 – Visão geral dos empreendimentos avaliados da construtora B.

2.2.3 Construtora C

O empreendimento C1 avaliado caracterizava-se como uma edificação de caráter comercial em fase de construção, com uma área de 7.392,15 m², em 14 pavimentos. Eram utilizados blocos estruturais de concreto com uma faixa de resistências entre 4 e 12 MPa e argamassa de assentamento industrializada com resistências entre 5 e 14 MPa. Seu revestimento interno especificado era composto por reboco de argamassa, com posterior aplicação de massa corrida e pintura. O empreendimento C2, entregue aos proprietários em 2014, dispunha de uma área de 3.651,24 m², contendo 9

pavimentos. Adotaram-se blocos estruturais cerâmicos com resistências ente 6 e 12 MPa e argamassa de assentamento industrializada com resistências entre 5 e 10 MPa. Para revestimento interno foi utilizado reboco de argamassa, aplicação de massa corrida e pintura. A figura 04 ilustra os dois empreendimentos da empresa C.



C1



C2

Figura 04 – Visão geral dos empreendimentos avaliados da construtora C.

2.2.3 Construtora D

O empreendimento D1 avaliado caracterizava-se como uma obra de uma edificação de área de 2.524,34 m², compondo 9 pavimentos executados de alvenaria estrutural. Utilizaram-se blocos estruturais cerâmicos de 6 até 15 MPa e argamassa de assentamento industrializada com resistências entre 7 a 15 MPa. Seu revestimento interno e externo era especificado como reboco de argamassa, com posterior aplicação de massa niveladora e pintura. Por último, o edifício D2 era um empreendimento com área de 2.820,65 m² e 7 pavimentos em alvenaria estrutural, entregue em 2015. Adotaram-se blocos estruturais cerâmicos com resistências ente 6 e 12 MPa e argamassa de assentamento industrializada com resistências entre 4 e 12 MPa. No seu revestimento interno e externo foi utilizado reboco de argamassa, com aplicação de massa niveladora e pintura. A figura 05 ilustra os dois empreendimentos da empresa D.



D1



D2

Figura 05 – Visão geral dos empreendimentos avaliados da construtora D.

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Com base nos dados obtidos durante este estudo, pode ser identificado que na maioria dos casos a falta de atenção ou conhecimento técnico ao longo do processo de projeto e execução dos empreendimentos provocam o aparecimento de problemas. Esses problemas foram caracterizados como más práticas executivas em algumas das obras em execução das diferentes empresas avaliadas; falta de detalhamentos nos projetos e, no caso das obras já concluídas, o aparecimento de

manifestações patológicas. No geral, as maiores ocorrências identificadas se originam em áreas internas dos prédios, principalmente fissuras. Na figura 06 apresenta-se um resumo dos registros dos casos de manifestações patológicas mensuradas:

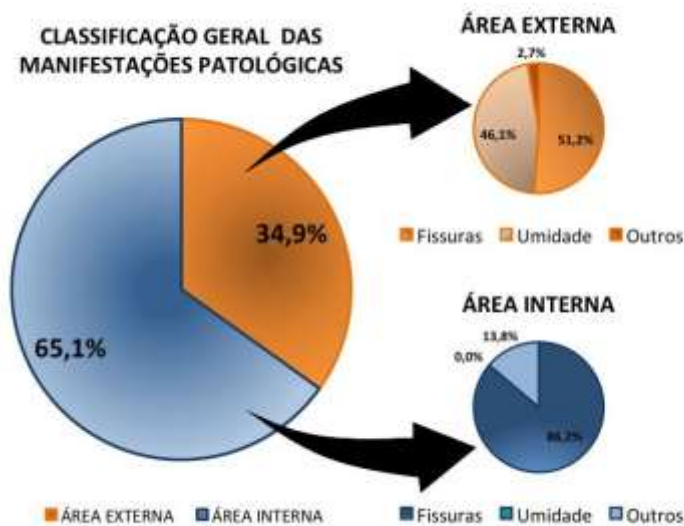


Figura 06 – Resumo geral das classificações de manifestações patológicas.

Em seu empreendimento tipo 1 (em construção), a construtora A apresentou manifestações patológicas, todas elas em áreas internas, causadas principalmente por execução incorreta de amarração de paredes. Por outro lado, o empreendimento A2 (já concluído), não se obteve registros de manifestações patológicas. Analisando os relatórios de monitoramento de execução da construtora, disponibilizados pela mesma, pode-se observar que foram identificadas más práticas executivas durante o período de construção desta edificação (FIGURA 07), mas as mesmas foram devidamente tratadas, evitando o aparecimento (até a data do estudo) de manifestações patológicas. Essa prática, pela análise realizada neste trabalho, parece ter garantido qualidade ao empreendimento.

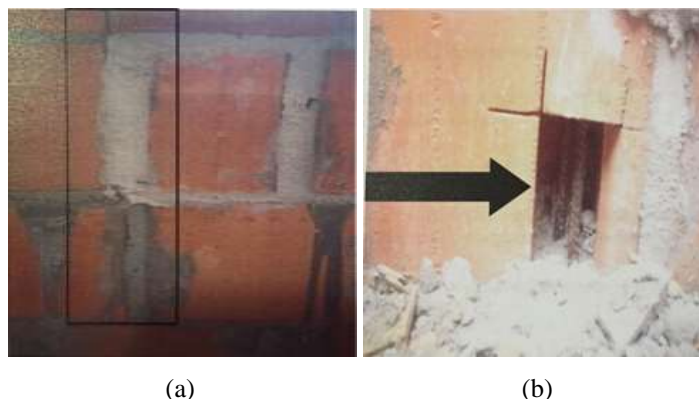


Figura 07: Registro de más práticas executivas em alvenaria estrutural no empreendimento A2, tais como juntas a prumo (a) e janelas de inspeção de graute com entupimentos (b) (Fonte: Imaizumi, 2013[7])

Na edificação 2 da Construtora B, que já se encontrava habitada desde dezembro de 2013, não foram identificadas manifestações patológicas nas áreas internas. Na área externa de fachadas não houve incidências de manifestações patológicas geradas por problemas de alvenaria, mas alguns problemas de escoamento e manchamentos por umidade nos revestimentos como observados nas imagens abaixo (Figura 08).

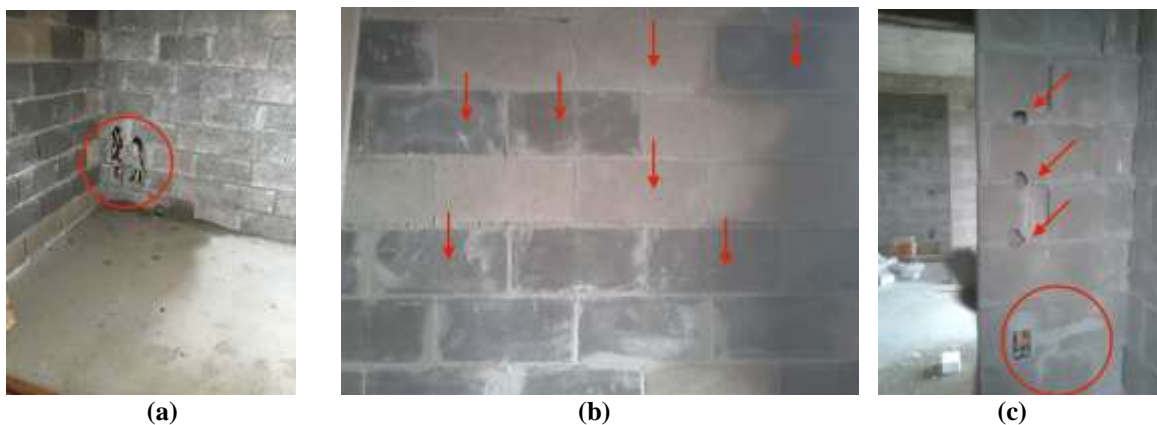


(a)

(b)

Figura 08 – Empreendimento 2-B: Manchamentos e escorrimentos em fachada externa (a); Umidade em fachada externa próximo a junta de dilatação da edificação (b).

Por outro lado, na obra que se encontrava em execução (1B), foram identificados diversos erros construtivos durante a execução das alvenarias, que podem eventualmente contribuir para o aparecimento de manifestações patológicas. Os principais erros foram o uso de blocos de lotes de resistência diferentes em uma mesma parede (blocos de maior fbk que sobravam dos pavimentos inferiores eram utilizados nos pavimentos superiores junto aos outros do próprio pavimento com menor especificação de resistência), o que pode gerar futuros descolamentos de revestimentos se a base não for corretamente preparada; falta de compatibilização executiva entre a alvenaria e as instalações, gerando quebras e adaptações. A figura 09 ilustra algumas destas imagens.



(a)

(b)

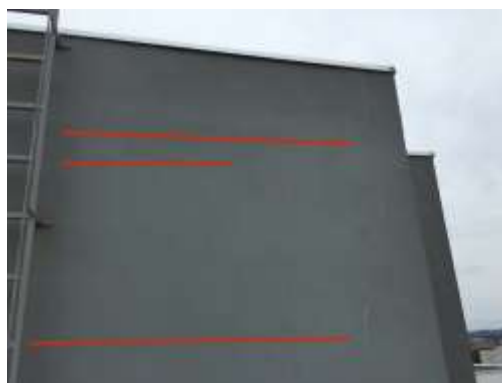
(c)

Figura 09 – Empreendimento 1-B: quebra de blocos para inserção de tubulações (a e c); blocos com diferentes resistências e porosidades em uma mesma parede (b).

As imagens a seguir representam o empreendimento 2 da Construtora C. Foram identificadas nas fichas de avaliação que 87% das manifestações patológicas se concentravam na área externa e, destas, 75% se constituíam de fissuras nas paredes. Nota-se, pela figura 10, que a maior parte das fissuras eram horizontais, próximas a região das cintas de respaldo, indicando possíveis problemas executivos nestes pontos. A figura 10c ilustra também problemas junto a laje do último pavimento, indicando que estas fissuras podem estar associadas a questões relativas a movimentação térmica.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 10 – Empreendimento 2C: Fissuração externa horizontal em torno de toda edificação (1F); Fissuras horizontais externas nas paredes externas do pavimento reservatório (3F).

Na obra 1 da construtora C, foram identificados algumas poucas fissuras, todas exclusivamente nas áreas internas. por se tratar de um empreendimento em construção, foram notados mais fortemente questões relacionadas a más práticas construtivas que, essas, poderiam causar futuros problemas de manutenção a edificação, em função de manifestações patológicas oriundas destes problemas. Alguns exemplos estão ilustrados na figura 11.



(a)



(b)

Figura 11 – Empreendimento 1-C: Variação na espessura da argamassa das juntas de assentamento (a); Descontinuidade do poliestireno de separação na junta de dilatação (b).

O assentamento de alvenarias estruturais com juntas de argamassa muito distintas, além de prejudicarem a questão da coordenação modular, podem comprometer o comportamento estrutural esperado da parede, pois dependendo da condição de deformabilidade das argamassas utilizadas, podem gerar fissurações posteriores nos revestimentos em função da movimentação das paredes.

Finalmente, a obra da construtora D em execução (1D) na época deste trabalho, foi a que apresentou maior número de observações de más práticas construtivas que podem gerar problemas futuros com patologias na edificação. As imagens contidas na figura 12 demonstram que o baixo controle técnico no canteiro gerava uma série de problemas.

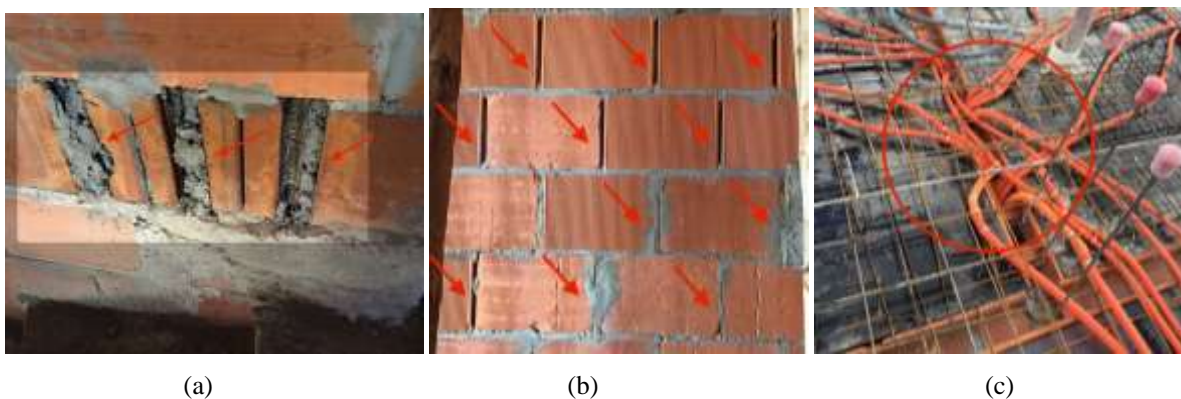


Figura 12 – Empreendimento 1-D: pontos de grauteamento com graute inadequado, descontínuos e sem preenchimento total do local; (a); não preenchimento das juntas verticais de argamassa na parede de alvenaria estrutural (b); Excesso de tubulação elétrica descendo em um mesmo ponto, prejudicando a concretagem (c).

Foram observados diversos pontos onde o graute apresentava uma consistência inadequada ou estava mal executado, gerando falhas de concretagem similares a da figura 12a. A execução inadequada dos pontos de grauteamento pode gerar problemas estruturais na edificação e ter como consequência o aparecimento de fissuras devido aos deslocamentos gerados pela perda da capacidade portante inicialmente esperada. O uso de juntas secas (figura 12b) também não é recomendado, pois além de gerar potenciais futuros problemas de acústica nas paredes, também compromete o seu comportamento em uso facilitando o aparecimento de patologias. Finalmente, a falta da compatibilização e otimização dos projetos de instalações com os demais serviços de alvenaria e lajes, pode gerar pontos com altas taxas de tubulação similares as da imagem 12c. A concretagem nestes locais fica dificultada pela necessidade do concreto ter de transpassar todas as tubulações, aumentando a possibilidade de ninhos de concretagem.

Nesta obra em específico, foram identificados também problemas de controle tecnológico no canteiro de obras, tais como a falta de armaduras junto aos blocos canaletas utilizados nas cintas de respaldo da alvenaria (figura 13a) e a execução de pontos de grauteamento extras ao projeto original (figura 13b) devido a falhas durante a execução da obra.

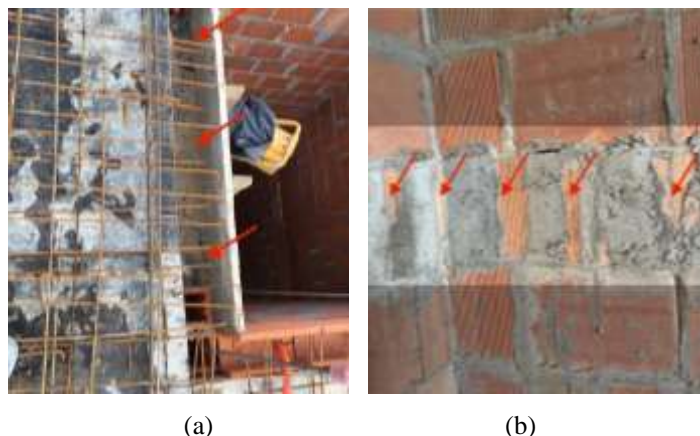


Figura 13 – Ausência da armadura das cintas de respaldo especificadas em projeto (a); área de reforço de grauteamento em relação ao projeto original devido a problemas de controle tecnológico na alvenaria (b).

O empreendimento 2 da construtora D, que encontrava-se próximo da data da entrega aos moradores, apresentou fissuração horizontal em torno de toda a edificação no último pavimento (figura 14). Segundo relatos do responsável da construtora que acompanhava o levantamento de dados, a laje do último pavimento foi corretamente executada conforme recomenda a boa técnica, não tendo sido engastada diretamente nas paredes. Ainda, relatou que foram inseridos materiais resilientes (capa de manta asfáltica) na junção entre a laje e a parede estrutural. Contudo, as paredes mesmo assim geraram fissuras, o que levanta a suspeita que não foram corretamente executadas. O baixo controle tecnológico apresentado na outra obra em execução da empresa estudada neste trabalho (1D), reforça a idéia de que problemas similares podem ter ocorrido também nesta obra que encontrava-se praticamente pronta para entrega.

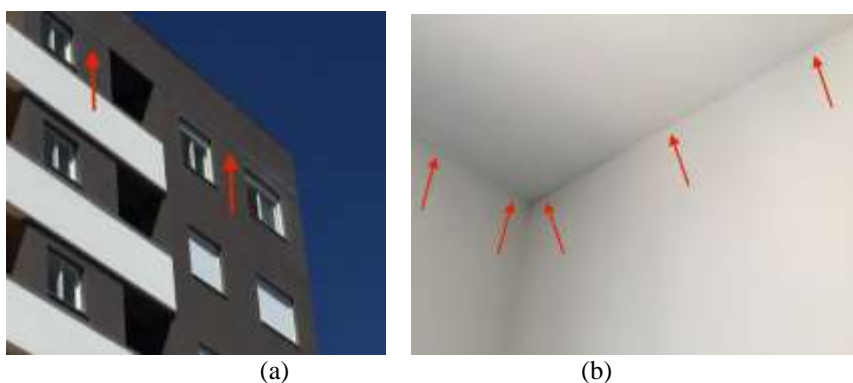


Figura 14 – Empreendimento 2-D: vista externa de fissuras horizontais junto a laje do último pavimento (a); vista interna de fissuras horizontais junto a laje do último pavimento (b).

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante o período de avaliação das obras e empresas selecionadas, pode-se constatar alguns casos de más práticas executivas, que como consequência levaram ao aparecimento de manifestações patológicas em obras já concluídas, ou ainda a conclusão de que, nas obras em andamento, estavam sendo realizadas atividades potencialmente prejudiciais ao desempenho em uso destas edificações em um futuro próximo. As construtoras C e D foram as que apresentaram maiores problemas, principalmente na questão de controle de boas práticas de execução nas obras em andamento. Não é de se estranhar, portanto, que também tenham apresentado os maiores problemas de fissuras nas obras já acabadas observadas neste estudo. Já a construtora A foi a que apresentou menor incidência de problemas, tanto na obra em execução como na obra finalizada.

Como consideração final, ressalta-se a importância de estudos desta natureza de modo a melhorar a detecção de pontos falhos na execução de obras de alvenaria estrutural, melhorando assim a qualidade e o controle deste tipo de edificação. O uso de boas práticas construtivas evita o aparecimento de manifestações patológicas, minimizando a necessidade de retrabalhos e manutenções, e melhorando a imagem das empresas junto aos clientes finais e órgãos de financiamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todas as empresas participantes deste trabalho, por cederem as obras para estudo e o tempo de seus colaboradores.

REFERÊNCIAS

[1] RAMALHO, Marcio Antonio; CORRÊA, Márcio Roberto Silva. PROJETO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL. São Paulo: Pini, 2003. 174 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



[2] NICHELE, Bruno Paiva. **ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS: CONTROLE NA EXECUÇÃO PARA EVITAR MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS**. 2014. 85 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

[3] PARSEKIAN, Guilherme Aris; HAMID, Ahmad Ahamad; DRYSDALE, Robert George. **COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL**. 2 ed., rev. São Carlos, SP: EDUFSCAR, 2013. 625 p.

[4] BAUER, Roberto José Falcão. **CADERNO TÉCNICO ALVENARIA ESTRUTURAL - CT5: PATOLOGIAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO**. Mandarin Ltda., 2007.

[5] ANTUNES, Elaine Guglielmi Pavei. **ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS CERÂMICOS EM EMPREENDIMENTOS DE INTERESSE SOCIAL DE SANTA CATARINA**. 2011. 263 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

[6] ROMAN, Humberto; PARIZOTTO FILHO, Sérgio. **MANUAL DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS CERÂMICOS**. 200_.

[7] IMAIZUMI, Paulo José. **RELATÓRIO DE MONITORAMENTO DE EXECUÇÃO DE ALVENARIA**. Farroupilha: 2013. Trabalho não publicado. Fornecido por empresa participante deste trabalho em novembro de 2015.



AVALIAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS PROVOCADAS PELO CLORO EM RESERVATÓRIOS DE ÁGUA TRATADA

L. F. XAVIER
Engenheiro Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
r.alves104510@hotmail.com

F.C. LOURENÇO
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
fabiocarneiro14@hotmail.com

R. A. BERENGUER
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

P. F. S. CHAVES
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
prychaves@hotmail.com

E. C. B. MONTEIRO
Dr^a. Professora
Universidade Católica de Pernambuco e
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

O concreto armado tem sua utilização amplamente difundida em todo o mundo, haja vista sua versatilidade, emprego de materiais conhecidos há bastante tempo, elevada resistência mecânica possível de ser atingida, entre muitas outras vantagens. Por outro lado, o surgimento crescente de manifestações patológicas no concreto armado vem ampliando a cada dia dentro da engenharia civil, há necessidade do conhecimento dos mecanismos destas manifestações e da avaliação dos danos causados nas estruturas, bem como a busca de alternativas que minimizem o surgimento das mesmas, fornecendo a correção, caso a manifestação já esteja instalada, ou a prevenção. Esta pesquisa avalia as manifestações patológicas provocadas pelo cloro em três grandes reservatórios de distribuição de água tratada. Para tanto, utiliza-se de metodologia qualitativa, efetuando-se a revisão literária a respeito dos fatores que levam à ocorrência da manifestação patológica avaliada (corrosão de armaduras), ampliada potencialmente no ambiente em questão pela elevada concentração de cloro, umidade em abundância, alta temperatura, presença de oxigênio e elevada densidade de armaduras dentro da estrutura. O objetivo dessa pesquisa é uma avaliação do estado de conservação das estruturas dos reservatórios observados, bem como formular recomendações no sentido de impedir o avanço dos mecanismos patológicos destruidores das estruturas, com o intuito de prolongar a sua vida útil e garantir a segurança estrutural.

Palavras-chave: corrosão, reservatório, cloro.

ABSTRACT

Reinforced concrete has widespread use throughout the world, given its versatility, use of materials known for a long time, high mechanical strength can be achieved, among many other advantages. Moreover, the increasing appearance of pathological manifestations in concrete has been increasing every day in the civil engineering the need for knowledge of the mechanisms of these manifestations, the evaluation of undesirable damage caused in the structures, as well as search for alternatives that minimize the emergence these undesirable effects, or even make suggestions to enable correct manifestations already developed. This study evaluates the pathological manifestations caused by chlorine treated water in three broad distribution reservoirs. For this purpose, we use a qualitative methodology, making up a literature review regarding the factors leading to the occurrence of assessed pathological manifestation (corrosion of armor), potentially expanded in the environment concerned by the high concentration of chlorine, moisture in abundance, high temperature, presence of oxygen and high density of reinforcement within the structure. Is being sought as a result of this research an



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



evaluation of the condition of the structures observed reservoirs and to formulate recommendations to prevent the advance of destructive pathological mechanisms of structures, in order to prolong its life and ensure safety structural.

Keywords: corrosion, reservoir, chlorine.

1. INTRODUÇÃO

A indústria de captação, tratamento, e distribuição de água, utiliza-se de produtos químicos para garantir o atendimento dos padrões de potabilidade de água exigidos pela portaria do ministério da saúde (MS) nº 2.914 do ano de 2011. Segundo [1] o tratamento da água, visando atingir tal potabilidade são adicionados produtos químicos, muitos desses produtos químicos são nocivos à estrutura de concreto armado, como por exemplo o cloro (Cl), elemento químico presente na fase de desinfecção dentro do processo que compõe o tratamento da água, como agente dotado de alto poder agressivo, desencadeando a corrosão das armaduras de estruturas de concreto armado. O saneamento básico e suas construções nos sistemas de abastecimento de água (SAA), coleta e tratamento de esgoto, utiliza-se o concreto armado como elemento estrutural para o armazenamento. Este artigo tem por finalidade, analisar as manifestações patológicas em reservatórios de água tratada pelo cloro (Cl). Segundo [1], sistema de abastecimento de água para consumo humano é a “instalação composta por um conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, desde a zona de captação até as ligações prediais, destinada à produção e ao fornecimento coletivo de água potável, por meio de rede de distribuição” [1]. Deste conjunto de obras civis, materiais e equipamentos citado na Portaria 2.914/2011 do ministério da saúde (MS) fazem parte tubos, bombas, reservatórios, válvulas, comportas, filtros, dentre outros.

Dois elementos dentre estes citados interessarão de forma particular ao desenvolvimento deste artigo: os reservatórios e os produtos químicos, especificamente o cloro.

Os principais objetivos do tratamento da água são de ordem sanitária (remoção e inativação de organismos patogênicos e substâncias químicas que representem riscos à saúde), estética e organoléptica (remoção de turbidez, cor, gosto e odor) [2].

A investigação realizada foi determinada, pela avaliação da influência da concentração do cloro, como agente agressivo a reservatórios de concreto armado. As manifestações patológicas em reservatórios, motivadas por esta elevada concentração de cloro residual na água tratada para abastecimento humano passa a ser o maior desencadeador das manifestações em estruturas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O ataque de íons cloreto nos reservatórios de água tratada.

Os íons cloretos podem estar no concreto por terem sido incorporados à mistura por meio do uso de agregados contaminados – ou de água do mar ou água salobra – ou pelo uso de aditivos que contêm cloreto. Nenhuma dessas matérias deve ser admitido em concreto armado, e as normas, em geral, prescrevem limites rugosidades em relação ao teor de cloreto no concreto proveniente de qualquer fonte[4].

De acordo com [5], ciclos de molhagem e secagem concentram os cloretos dentro da estrutura, ao mesmo tempo em que essas zonas mostram-se mais atacadas por corrosão. Isso é avaliado tanto por observação visual quanto por mapeamento a partir dos potenciais de corrosão. Nas regiões litorâneas, as direções preferenciais do vento caracterizam, de forma diferenciada, as fachadas que são atingidas pela névoa salina, contendo sais dissolvidos (inclusive cloretos) que são depositados por impacto nas superfícies das estruturas de concreto.

Sobretudo a laje de cobertura dos reservatórios de água tratada sofre agressão contundente dos íons cloretos.

Essas estruturas sofrem com as concentrações de vapores contaminados de cloretos sob a laje de tampa e ciclos de molhagem e secagem de acordo com o consumo de água processado durante as 24 horas de abastecimento [5].

Qualquer que seja a origem, os cloretos penetram no concreto pela movimentação da água, devido à tensão superficial nos poros capilares da pasta de cimento hidratado absorve a água por sucção capilar. Para evitar a absorção de água no concreto são utilizados aditivos. O desempenho desses aditivos depende da pressão de água aplicada, ou seja, se ela é – como nos de chuvas (exceto se impelida pelo vento ou de ascensão capilar ou se é aplicada uma pressão hidrostática - como nos casos de estruturas de armazenamento de água ou de estruturas como porões em terrenos saturados [4].

A concentração de cloro livre na água tratada apresenta valor mais elevado imediatamente após sua aplicação como agente desinfetante, devendo apresentar um valor mínimo de 0,2 mg/L em qualquer ponto na rede de distribuição de água potável, de acordo com o artigo 34 da Portaria 2.914/2011 do Ministério da Saúde.

Os reservatórios de água tratada analisados nesta pesquisa tratam-se, portanto, dos elementos do SAA que armazenam volumes de água contendo as mais altas concentrações de cloro em sua composição.

Com os ciclo de molhagem e secagem, comentando acima, com altas cocentrações de cloreto devido ao tratamento da agua, bem como devido a pressão hidrostática, a estrutura estará propicia a penetração de cloreto, podendo desencadear a corrosões de armaduras [5]. Esse tipo de manifestação patologica é de acordo com [5] uma das mais agressivas a



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



estrutura de concreto, sendo considerada uma manifestação patológica muito agressiva a estrutura, gerando malefícios a estrutura, como envelhecimento precoce das estruturas, bem como diminuindo sua vida útil.

2.2 Os Principais fatores que influenciam na velocidade e na profundidade da penetração dos íons cloreto.

2.2.1 Tipo de cimento.

O cimento Portland apresenta valores reduzidos de cloreto, não mais do que 0,01% em massa. Não há limite especificado na norma nacional [6]. Em relação à massa de concreto, considera-se como quantidade suficiente de cloretos totais para despassivar o aço teores de 0,05% a 0,1%, ainda que possa haver grandes variações de material para material [7]. A quantidade de aluminato tricálcico (C_3A) presente no cimento é determinante na intensidade da corrosão, uma vez que os cloretos reagem com o C_3A , formando o cloro aluminato de cálcio hidratado, que é insolúvel e diminui a penetração de cloretos devido à redução da concentração de íons livres nos poros de concreto. Portanto, quanto mais alto o teor de C_3A , ou seja, um cimento com poucos aditivos, presente no cimento, maior a resistência à corrosão. Em menor proporção, o ferro aluminato tetracálcico (C_4AF) formando os cloroferratos de cálcio hidratado [7] também fixa os cloretos livres. Sendo assim, a quantidade de C_3A do cimento tem influência na iniciação da corrosão pelos cloretos, haja vista, que este componente do cimento é responsável pela formação do cloroaluminato de cálcio hidratado, também conhecido como Sal de Friedel, o qual, ao fixar os íons cloreto, ou seja, quando combinado em reação química, contribui para a diminuição da concentração de cloretos livres na solução contida nos poros do concreto.

2.2.2 Quantidade de silicato de cálcio hidratado (CSH).

Quanto maior o teor de CSH no concreto, resultante da hidratação do silicato tricálcico (C_3S) e do silicato dicálcico (C_2S) presentes no cimento, maior a probabilidade de combinação com os íons cloreto e menor a velocidade de penetração dos íons cloreto no cobrimento [7], retardando sua chegada à armadura.

2.2.3 Deficiências na metodologia de concretagem e cura.

Em relação a metodologia de concretagem estão relacionadas, entre outras, as falhas no transporte, no lançamento e no adensamento do concreto, que podem provocar, por exemplo, a segregação entre o agregado graúdo e a argamassa, além da formação de ninhos de concretagem e de cavidades no concreto [8].

A inadequação das fôrmas e escoramentos é uma questão que inclui falta de limpeza e de aplicação de desmoldantes antes da concretagem, insuficiência de estanqueidade das fôrmas, o que torna o concreto mais poroso, por causa da fuga da nata de cimento, com a conseqüente exposição desordenada dos agregados, e retirada prematura ou incorreta das fôrmas e escoramentos [8].

2.2.4 Teor de umidade.

A umidade presente nos poros da estrutura do concreto influi diretamente no mecanismo da corrosão, que necessita de um meio aquoso e da presença de oxigênio para que se inicie a corrosão [9].

De acordo com [9], quando o concreto encontra-se bastante úmido, os óxidos podem emigrar através da rede de poros, se manifestando na superfície através de manchas marrom-avermelhadas, de aspecto ferruginoso.

2.2.5 Temperatura.

O aumento da temperatura leva a uma maior agitação de moléculas e, portanto, uma maior mobilidade, favorecendo o seu transporte para o interior do concreto [7]. Entretanto, sua diminuição pode levar ao aumento na umidade local, também criando condições propícias à corrosão [9].

2.2.6 Fator água/cimento e cobrimento de proteção da armadura.

Fator que desempenha um papel de extrema importância quando se trata de durabilidade de estruturas de concreto armado, quanto menor a porosidade e a permeabilidade do material, menor é o ingresso de agentes agressivos e, portanto, maior o tempo de despassivação da armadura, ocasionando maior durabilidade. Uma boa execução do cobrimento, tanto no que diz respeito à sua qualidade, quanto à garantia da espessura prevista em projeto, acarreta na



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



proteção física e química das armaduras, evitando a corrosão [7]. Segundo a [10], a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

2.2.7 Abertura de fissuras.

De acordo com a [10] a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras.

As fissuras no concreto favorecem a penetração dos cloretos, sendo que a velocidade depende da abertura das fissuras e da qualidade do concreto. Não podemos deixar de avaliar que reservatórios de água tratada estão sujeitos a concentrações altíssimas de cloretos no seu interior devido ao processo de tratamento da água, além dos cloretos transportados pelo ar. Portanto, se a estrutura do reservatório encontra-se fissurada, a água que contém íons cloreto irá difundir e dar início a um processo corrosivo na estrutura de concreto armado preferencialmente nessas regiões [5].

2.3 O ataque de íons cloretos nos reservatórios de água tratada.

2.3.1 Alta concentração de cloro.

A concentração de cloro livre na água tratada apresenta valor mais elevado imediatamente após sua aplicação como agente desinfetante, devendo apresentar um valor mínimo de 0,2 mg/L em qualquer ponto na rede de distribuição de água potável, de acordo com o artigo 34 da Portaria 2.914/2011 do Ministério da Saúde. Os reservatórios de água tratada analisados nesta pesquisa tratam-se, portanto, dos elementos do SAA que armazenam volumes de água contendo as mais altas concentrações de cloro em sua composição.

2.3.2 Presença de camada de oxigênio confinado.

A presença de oxigênio no estado gasoso, contido na camada de ar confinada entre a superfície da água e a laje de cobertura dos reservatórios também se caracteriza como um elemento favorável ao ataque de íons cloreto ao concreto armado.

2.4 Densidade de armadura e falha de concretagem.

A face inferior das lajes de cobertura dos reservatórios de água tratada apresenta alta densidade de armadura, tendo em vista se constituir numa região onde predominam os momentos fletores positivos. Além deste fato, salienta-se que, na concretagem destas peças, operários normalmente sobrepõem o seu peso sobre a armadura, comprimindo-a contra a fôrma, podendo contribuir para uma diminuição do cobrimento da ferragem. Especialmente nas estruturas mais antigas, em que o uso de espaçadores nem sempre eram adotados de forma eficiente, pode-se encontrar esta situação desfavorável de forma mais evidente. A densidade elevada de armadura são devido aos momentos fletores elevados nessa região, a execução deve ser criteriosa e cuidadosa, pois a mal execução pode causar, falhas de concretagem, segregação do concreto, pode causar fissuras indesejadas, abrindo caminhos para entrada de oxigênio, os quais combinados com óxidos de ferro, podem gerar diferença de potencial, gerando conseqüentemente corrosões. Região está onde a densidade de armadura é favorável aos acontecimentos [13], além da classe de agressividade ambiental o qual a estrutura está inserida de acordo com [10].

2.5 Corrosão da armadura.

O processo de corrosão das armaduras no interior do concreto ocorre por mecanismos eletroquímicos, através de uma reação que envolve a condução de cargas (elétrons) entre regiões diferentes de um mesmo metal. Em uma região ocorrem as reações de perda de elétrons (região anódica), enquanto em outra se processam as reações de consumo de elétrons (região catódica), gerando uma diferença de potencial. A circulação de íons ocorre pelo eletrólito, que no caso do concreto é a solução contida nos seus poros [9].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Por apresentar uma estrutura porosa e eventuais fissuras localizadas, o concreto não funciona como uma barreira perfeita contra a penetração dos agentes desencadeadores e propagadores da corrosão. Dentro de um determinado tempo, a armadura será atacada e o processo de corrosão iniciará [9].

Para [12], o processo de corrosão em meio aquoso, como é o caso de estruturas de concreto armado, é um fenômeno originado em função da solução existente nos poros internos, comumente observado em concretos de baixa qualidade e elevada porosidade, assim como em estruturas com problemas de umidade e/ou ciclos de molhagem e secagem.

Pelo próprio mecanismo da corrosão, concretos secos ou saturados não estão sujeitos a este tipo de deterioração, pois falta o eletrólito, ou o oxigênio, respectivamente. No entanto, pode-se afirmar o oposto para estruturas expostas a ação de ciclos de molhagem e secagem, principalmente se na água houver concentração de cloretos [12]

Nos estudos relacionados à durabilidade das estruturas de concreto armado, verifica-se que a corrosão das armaduras provocada pela ação dos íons cloretos é um dos problemas mais sérios que pode ocorrer em uma estrutura. Vários fatores que podem desencadear a corrosão atuam através da redução da alcalinidade do concreto, como a carbonatação ou a exposição das estruturas em ambientes ácidos, porém os íons cloretos são capazes de despassivar a armadura mesmo em condições de pH extremamente elevado [7].

Os cloretos são elementos abundantes na natureza e podem ser adicionados involuntariamente ao concreto a partir da utilização de aditivos aceleradores do endurecimento, de agregados e de águas contaminadas, ou a partir de tratamentos de limpeza realizados com ácido muriático. Por outro lado, podem também penetrar no concreto ao aproveitarem-se de sua estrutura porosa. Em qualquer caso, a difusão dos íons de cloro é feita, ainda que às vezes só parcialmente, pela água que enche os poros do concreto, e o grau de propagação dependerá, basicamente, dos mecanismos de transporte [8].

São encontrados quimicamente combinados na forma de cloroaluminatos, fisicamente adsorvidos na superfície dos poros, quimicamente adsorvidos ao silicato de cálcio hidratado (CSH) e livres na solução contida nos poros do concreto, sendo estes últimos os íons que poderão despassivar e atingir a armadura. Apesar de serem os cloretos livres solúveis em água os únicos que poderão provocar a corrosão, é conveniente determinar o teor de cloretos totais, uma vez que parte dos cloretos combinados pode ficar disponível devido a carbonatação ou elevação da temperatura [7].

3 ESTUDO DE CASO.

De acordo com [11], reservatório de distribuição é o elemento do SAA destinado a regularizar as variações entre as vazões de adução e de distribuição e condicionar as pressões na rede de distribuição.

Estas estruturas podem ser classificadas, de acordo como foram construídas, como um reservatório elevado (REL), um reservatório apoiado (RAP) ou um reservatório enterrado (REN).

A estrutura estudada trata-se de um grande reservatório de água tratada em concreto armado componentes do SAA da cidade de Carpina, localizado no Estado de Pernambuco. A obrigatoriedade da manutenção de, no mínimo, 0,2 mg/L de cloro residual livre em toda a extensão do sistema de distribuição de água de acordo com o artigo 34 da Portaria 2.914/2011 do Ministério da Saúde [1] implica considerar durante o tratamento não apenas a concentração de cloro necessária ao atendimento aos padrões de potabilidade da água após a etapa de desinfecção, mas também levar em consideração as perdas e as contaminações no sistema de distribuição.

Visando garantir a concentração mínima de 0,2 mg/L em qualquer ponto na rede de distribuição de água potável, naturalmente a concentração de cloro residual é maior imediatamente após a sua aplicação nas estações de tratamento.

O reservatório aqui apresentado é a unidade do seu respectivo sistema de abastecimento de água que armazena o volume de água potável a ser distribuído para o consumo.

3.1 Caracterização da estrutura.

Trata-se de um reservatório do tipo elevado com 40 anos, construído em concreto armado com $f_{ck} = 25\text{MPa}$, constituinte do SAA da cidade de Carpina, localizado na Rua Firmino Oliveira, no mesmo terreno do Grêmio Recreativo da Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA), na cidade de Carpina.

Constitui-se de uma construção em formato cilíndrico com altura total aproximada de 16 metros, apoiada sobre um conjunto de 16 vigas radiais concêntricas sob a laje de fundo do reservatório, 16 pilares e 4 vigas em anel unindo os pilares, apresentando unidade de reservação com diâmetro de 12 metros e altura de 5 metros. Seu volume de acumulação aproximado é de 2.000 metros cúbicos.



Figura 4 - REL do SAA da cidade de Carpina denominado R-2.

3.2 Identificação das manifestações patológicas existentes.

A inspeção técnica ao reservatório foi assistida pela equipe local responsável pela operação e manutenção da unidade. Na oportunidade foram verificadas as manifestações patológicas existentes na estrutura que descrevemos a partir deste instante:

Fundação: O reservatório não apresenta nenhum indício de instabilidade ou comprometimento de seu funcionamento e sua durabilidade decorrente de manifestações patológicas oriundas de sua infraestrutura.

Superestrutura: Apresenta sinais de corrosão das armaduras com indesejável exposição ao ambiente externo decorrente de sua expansão e fissuração e deslocamento da camada de cobrimento na superfície externa da laje de fundo (sobretudo em sua borda), nas vigas que a sustenta, nos pilares e nas vigas em anel do reservatório.

Estrutura para reservação: Fortemente agredida pela ação de íons cloreto, apresenta deslocamento do concreto da camada de cobrimento das armaduras na maior parte da laje de cobertura do reservatório. Nestes pontos também se observa corrosão e perda de seção das armaduras. Em alguns pontos da laje de cobertura onde a armadura está exposta. As colunas de sustentação da laje de cobertura, responsáveis também por permitir a ventilação no interior do reservatório, apresentam-se com alto grau de agressão pelos cloretos. Notadamente pode-se observar nestes elementos perda de seção do concreto e das armaduras, por rompimento de estribos detectados na inspeção visual. Foi observada a presença de algumas infiltrações na estrutura, sobretudo através de fissuras existentes na laje de fundo. Foi visualizado também o aparecimento de eflorescências na superfície externa das paredes e da laje de fundo da estrutura para reservação, que denotam a existência de pequenas infiltrações através de fissuras, dos poros do concreto e nos pontos onde ocorreram juntas de concretagem. Vale salientar que devido a limitação dos responsáveis, não foi possível realizar ensaios, ficando a pesquisa limitada em inspeção visual, o qual não diminui a possíveis falhas encontrada na estrutura estudada.

Embora o projeto estrutural deste reservatório não esteja acessível à realização deste estudo, julgamos que nesta região exista uma viga que suporta o peso das paredes do reservatório. As barras da armadura nesta região supostamente são de maior diâmetro que as utilizadas nos demais pontos da laje de fundo e, caso não tenha havido a utilização de espaçadores entre as barras e a fôrma em toda a extensão da laje quando do lançamento do concreto, é possível que a camada de cobrimento na região de sua borda, onde supomos que exista uma viga, tenha ficado ainda menor que no restante da laje.

A falta de cuidados na execução das juntas de concretagem também contribuiu para a ocorrência de infiltrações através dos poros e das juntas de concretagem das paredes da unidade de reservação e o aparecimento de eflorescências na superfície externa da estrutura.



Figura 5 - Deslocamento da camada de cobrimento e corrosão de armaduras no interior da laje de cobertura do REL do SAA da cidade de Carpina denominado R-2.



Figura 6 – Corrosão das armaduras dos pilares de sustentação da laje de cobertura do REL do SAA da cidade de Carpina denominado R-2.

4. ANALISE DOS RESULTADOS.

A avaliação dos indícios observados na inspeção visual apontam como possíveis causas para origem das manifestações patológicas a porosidade excessiva do concreto quando da construção do reservatório, proveniente de escolha ou mistura inadequada dos materiais de construção, haja visto, a idade da construção, que segundo funcionarios tem mais de 40 anos ou seja, as normas da época não atendia as recomendações devido a classe de agressividade recomenda nos dias atuais, excesso de água de amassamento e/ou cura deficiente, bem como cobrimento nominal inadequado das armaduras em diversos pontos do elemento estrutural e inobservância do espaçamento mínimo entre barras em alguns locais, criando obstáculos quando da confecção da estrutura e consequente heterogeneidade, um aspecto sem dúvida indesejável, devido ao mesmo fato da época da concepção e construção da estrutura..

Acredita-se que a falta de cuidados na execução das juntas de concretagem também contribuiu para a ocorrência de infiltrações, devido a grande porosidade neste local.

Eflorescências também são visíveis na face externa da laje de fundo do reservatório e nas vigas que a sustenta, sendo a patologia decorrente da lixiviação, é a percolação da água reservada pelas fissuras, fissuras estas existentes na laje de fundo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Não foram encontrados indícios da existência de manutenção preventiva ou corretiva anteriormente executada na estrutura do reservatório para combate ou controle das manifestações patológicas identificadas. As manifestações patológicas se apresentam em elevado e preocupante grau de evolução e deterioração, que tende a ser cada vez mais gradativo à medida que a extensão onde se observa o deslocamento do concreto em todas as regiões progride. Não há camada de impermeabilização no interior do reservatório, condição que favorece a percolação da água armazenada na estrutura de concreto e o desenvolvimento de outras manifestações patológicas, tais como as reações expansivas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo avaliou as manifestações patológicas apresentadas no reservatório de água tratada componente do sistema de abastecimento de água da cidade de Carpina, provocada pela ambiente agressividade saturado de íons cloreto à sua estrutura, potencializada por outros fatores como a existência de umidade em abundância, elevada temperatura do ambiente onde se reserva a água, , outros aspectos inerentes à própria estrutura como porosidade, espessura da camada de cobertura das armaduras, ausência de impermeabilização, além de aspectos relacionados à conservação preventiva das unidades.

Foi discutida a temática relativa aos sistemas de abastecimento de água e à necessidade de atendimento ao normativo do Ministério da Saúde no que diz respeito aos padrões de qualidade da água, inclusive no tocante à utilização do cloro e sua concentração mínima em qualquer ponto na rede de distribuição, com vista a garantir o consumo de água potável pela população.

O caso avaliado nesta pesquisa, além dos aspectos relacionados ao ambiente fortemente agressivo devido à presença do cloro e aos outros fatores agravantes próprios a um reservatório de água tratada, as anomalias apresentaram também alguma ligação com os procedimentos adotados na construção das estruturas. É possível que algumas das manifestações patológicas tenham origem ainda na etapa de concepção do projeto dos reservatórios estudados.

A ausência de uma cultura de execução de práticas de manutenção preventiva às estruturas, evidenciada ao se constatar “improvisações”, presença de vegetação nos elementos estruturais, desgaste de aparelhos de apoio e juntas de dilatação, camadas de pinturas de proteção desgastadas, leva ao agravamento dos problemas existentes e à possibilidade do desenvolvimento de outras manifestações patológicas. Além da necessidade de aporte de um montante maior de recursos para combate aos efeitos negativos que se agravaram ao longo do tempo.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [1] BRASIL. Ministério da Saúde. Portaria no. 2.914, de 12 de dezembro de 2011. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Diário Oficial da União, Brasília, ano 148, n. 239, p. 39, 2011.
- [2] BRASIL. Ministério da Saúde. Secretaria de Vigilância em Saúde. Boas práticas no abastecimento de água : procedimentos para a minimização de riscos à saúde. Brasília: Ministério da Saúde, 2006.
- [3] VON SPERLING, Marcos. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 3 ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG, 2005. 457 p.
- [4] NEVILLE, A. M.. Propriedades do Concreto. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2015. 912 p.
- [5] BISSA, Rodrigo César Rissari. Sistemas de impermeabilização e proteção de estruturas de concreto armado de reservatórios de água tratada atacados por cloretos. Belo Horizonte, 2008. Monografia apresentada como requisito para a obtenção do título de Especialista em Construção Civil. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).
- [6] PEREIRA, Lúcia de Fátima Lacerda da Costa e CINCOTTO, Maria Alba. Determinação de cloretos em concreto de cimentos portland: Influência do tipo de cimento. São Paulo, 2001. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP).
- [7] SILVA, Fernanda Giannotti. Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos. São Carlos, 2006. Tese de doutorado em Ciência e Engenharia dos Materiais. Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais, Universidade de São Paulo (USP).
- [8] SOUZA, Vicente Custódio Moreira e RIPPER, Thomaz. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. 1 ed. 5ª. tiragem. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2009. 257 p.
- [9] ARAÚJO, Rodrigo Augusto Moreira e SILVA FILHO, Antônio Freitas da. Corrosão de armaduras por íons cloreto. Salvador, 2009. Artigo. Universidade Católica do Salvador (UCSAL).
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público, NBR 12217. Rio de Janeiro, 1994.
- [12] FIGUEIRÓ, André Tadeu Moreno; GREGORIO, Lilian Quattrone; CALOU, Virgínia Maria. Estudo comparativo entre sistemas de proteção contra a penetração de cloretos na face interna de lajes de reservatórios de água potável. São Paulo, 2010. Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de pós-graduação em patologia das obras civis. Instituto IDD.
- [13] MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de. Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íons cloretos. São Paulo, 2008. Tese de doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP).



AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DO ENSAIO DE PULSO ULTRASSÔNICO

L. A. REGINATTO

Pesq. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
lukas0910@gmail.com

A. LORENZI

Pesq. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
alexandre.lorenzi@ufrgs.br

L. S. LORENZI

Prof. Eng.º Civil
NORIE/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
luciani.lorenzi@gmail.br

L. C. P. SILVA FILHO

Prof. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
lcarlos66@gmail.com

RESUMO

O monitoramento das estruturas de concreto é um procedimento necessário, uma vez que a detecção preventiva dos problemas permite a utilização de métodos mais simples e econômicos para avaliação e reparo. Para tais fins, os ensaios de velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU) torna-se uma estratégia de investigação bastante atraente e viável. Devido a sua facilidade de aplicação esse método é muito útil na investigação do estado de conservação das estruturas de concreto. Através dos mesmos pode-se contribuir com sucesso no controle da deterioração e qualidade das mesmas. O presente artigo evidencia como podem ser empregados os ensaios de VPU aplicados no controle de pilares de concreto e mostra estudos de casos desenvolvidos pelo Grupo de Pesquisa LEME-UFRGS a respeito da aplicação dos mesmos.

Palavras Chave: Concreto, Ensaio Ultrassônico, Controle de Qualidade.

ABSTRACT

Concrete structures monitoring is an essential procedure. This procedure allows detecting pathological problems and using simpler and economical methods for evaluation and repairing. The ultrasonic pulse velocity (UPV) method becomes a very attractive and viable strategy. This method is very useful in the concrete structures condition investigation. The method can contribute to success at quality controlling of concrete structures. This paper shows how we can use the UPV tests to control of concrete columns and shows cases studies developed by the Research Group LEME-UFRGS about application.

Keywords: Concrete, Ultrasonic Tests, Quality Control.

1. INTRODUÇÃO

Devido ao fato de que o concreto é o material mais utilizado na construção civil justifica-se a realização de estudos sobre os fatores que podem afetar suas propriedades e sobre as formas de medir as mesmas [1]. A resistência à compressão é a propriedade de controle mais empregada para analisar a qualidade deste material. Se um concreto não é suficientemente resistente, pode não suportar as cargas de projeto ou a ação dos agentes ambientais, resultando em danos que podem ser caros de corrigir, numa vida de serviço encurtada ou, em casos extremos, no desmoronamento da estrutura edificada, o que pode colocar em risco seus usuários [2].

Contudo o desempenho das estruturas de concreto está relacionado a inúmeras variáveis decorrentes de sua confecção como a relação água-cimento, o tipo e tamanho do agregado, o teor de umidade, a técnica de moldagem, o tamanho das amostras e o tipo de cimento, que afetam diretamente a resistência à compressão, o que dificulta a identificação de suas propriedades.

No atual cenário em que as exigências de qualidade estão se firmando, é de vital importância o desenvolvimento de alternativas que permitam, de forma eficaz, avaliar a qualidade das estruturas de concreto. A aplicação de Ensaios Não Destrutivos (END) se constitui em uma estratégia interessante para monitorar o estado das mesmas. A propriedade de controle mais utilizada como indicativa da qualidade do concreto ainda é a resistência à compressão.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Nesta direção, o método de ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico (VPU) tem sido cada vez mais utilizado em operações de vistoria e monitoramento de estruturas de concreto, pois o mesmo permite que se meçam e controlem uma série de parâmetros fundamentais para determinar a qualidade do concreto, tanto no laboratório quanto em ensaios de campo. A interpretação dos resultados deste tipo de ensaio, entretanto, necessita ser feita de forma criteriosa e demanda um conhecimento específico dos fatores influentes sobre as leituras.

A aplicação do ensaio de VPU pode-se constituir uma estratégia interessante para monitorar o estado de conservação das estruturas de concreto. Para esta finalidade deve-se levar em consideração que a propriedade de controle mais utilizada como indicativa da qualidade do concreto ainda é a resistência à compressão. Considerando que a resistência está fortemente correlacionada com a densidade do material, podem-se utilizar o ensaio de VPU para avaliar a mesma, sem que seja necessário retirar amostras do material.

Esta possibilidade é muito atraente por evitar que a investigação da resistência provoque danos que podem ser caros de corrigir, ou que resultem num reparo cuja interface com o material original vai se constituir numa zona mais vulnerável à deterioração, resultando em danos mal corrigidos podem acarretar numa redução da vida de serviço da estrutura. O presente artigo evidencia como podem ser empregados os ensaios de VPU para controle de estruturas.

2. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

O concreto não pode ser considerado um material eterno, visto que necessita de manutenção para garantir a sua vida útil. A falta de manutenção faz com que as construções apresentem manifestações patológicas de significativa intensidade e incidência, geralmente acompanhadas de elevados custos para a sua reabilitação. Para que seja possível ampliar a vida útil de uma estrutura é iminente a necessidade de qualificar o material a ser empregado, bem como a mão-de-obra utilizada. Objetivando atender às expectativas de projeto quanto à resistência e vida útil de estruturas de concreto, é interessante dispor de um sistema de acompanhamento para verificar as condições físicas e estimar a homogeneidade e compatibilidade do concreto. Os ensaios não destrutivos (END) são uma estratégia de investigação atraente neste contexto, pois permitem que seja feita uma análise das condições da estrutura, sem provocar danos à mesma.

Nas últimas décadas, a aplicação de END na engenharia civil vem se tornando um tema de interesse em diversos países. No caso da indústria da construção civil, porém, que utiliza vários tipos de materiais (metais, madeira, concreto, alvenaria estrutural e outros compósitos), a utilização dos END pode-se tornar mais complexa, devido à necessidade de maior conhecimento acerca das propriedades e comportamento dos materiais [3].

O concreto é muito utilizado na construção civil em decorrência da excelente durabilidade. Infelizmente, apesar de o concreto ser muito durável em certas circunstâncias, muitas estruturas fabricadas com o mesmo estão sujeitas a ambientes ou condições deletérias, que rapidamente degradam seu desempenho ou afetam sua integridade [4]. Fatores como a ocorrência de falhas de projeto; o uso de dosagens incorretas; o emprego de processos inadequados de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e descimbramento; além da utilização incorreta das estruturas de concreto, têm levado ao surgimento de manifestações patológicas, muitas vezes precoces e com custos elevados de reparação [5]. Estimativas de resistência do concreto através da utilização de métodos de END, aplicados na estrutura real, passam a se constituir em uma possibilidade interessante de controle. Os END podem ser aplicados a cada fase da construção: tanto podem ser examinados os materiais como podem ser usadas as suas técnicas para então monitorar a integridade da estrutura durante a sua vida útil.

Alguns dos equipamentos tipo END disponíveis comercialmente permitem verificar o comportamento das estruturas de concreto desde as idades iniciais. É o caso do ensaio ultra-sônico, que permite averiguar as condições iniciais, monitorando a variação de suas características, ao longo do tempo, além de possibilitar a estimativa da resistência. O mesmo, já comumente utilizado na detecção de falhas em materiais homogêneos, vem sendo adaptado para a avaliação do comportamento de materiais compostos, como o concreto, com bons resultados. Já existem exemplos de aplicações em pontes, viadutos, lajes e outras estruturas de concreto. Contudo, para poder ter uma maior confiança nos dados obtidos, é fundamental conhecer a influência de variáveis que afetam as características do concreto, tais como o tipo de agregado graúdo, o regime de cura e a relação água/cimento, entre outras.

3. ENSAIOS ULTRASSÔNICOS

Dentre os métodos de NDT disponíveis, o VPU merece destaque, pois possibilita o exame da homogeneidade do material, facilitando o diagnóstico de defeitos e o controle das condições de conservação de estruturas durante a sua vida útil. O mesmo pode ser particularmente importante no controle tecnológico do concreto, no laboratório ou em obra [6]. O ensaio por pulso ultra-sônico é um método de avaliação de materiais bastante difundido, especialmente em peças metálicas. No caso do concreto, a NBR 8802 (2013) estabelece procedimentos para a realização deste tipo de ensaio, que normalmente é efetuado com o objetivo de verificar a uniformidade do concreto, detectar eventuais falhas internas de

concretagem, avaliar a profundidade de fissuras ou outras imperfeições, estimar o módulo de deformação e a resistência à compressão e/ou monitorar as variações das características do concreto ao longo do tempo.

A metodologia de aplicação destes ensaios está baseada no monitoramento do tempo de propagação de pulsos por uma seção do objeto moldado. Esta situação é possível graças ao retardo das ondas, fator que ocorre, pela presença de vazios, em função da má condutibilidade do ar. A VPU irá depender da densidade e propriedades elásticas do material em estudo. Como a qualidade de muitos materiais de construção é relacionada com sua rigidez, a medida da VPU pode ser usada tanto para medir a qualidade das estruturas de concreto, como para estimar suas propriedades mecânicas, como a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

Devemos lembrar que existe relação entre a VPU e a densidade do concreto e essa relação oferece justificativa para o uso da VPU para a avaliação do concreto, mas sujeita a certas limitações [7]. O problema é que as mesmas características que afetam a resistência (idade, porosidade, composição e cura), também influenciam a velocidade do ultrassom, pois modificam a estrutura interna do material. Essa correlação não é simples e depende de vários fatores. Concretos de resistência similar podem ter diferentes velocidades de propagação de ondas ultrassônicas, em função do tipo de agregados utilizados, da idade e da composição do concreto [8]. A Figura 1 ilustra a aplicação do ensaio em um corpo de prova cilíndrico de concreto.



Figura 1: Ensaio Ultrassônico no Concreto.

Estas diferenças criam uma ambiguidade na interpretação dos resultados do ultrassom entre obras diferentes, especialmente porque não se conhece perfeitamente em que proporções cada uma delas atua. Estas dificuldades são, entretanto, minimizadas quando acompanhamos a mesma estrutura ao longo do tempo.

Neste caso, o ultrassom permite avaliar como a mesma se densifica progressivamente e, neste trabalho se argumenta, isto pode, por sua vez, ser utilizado para determinar como o processo de cura está se desenvolvendo. Acredita-se que, ao permitir verificar como esta relação se estabelece, o uso de técnicas de VPU pode conduzir a uma maior segurança quanto às características atuais do concreto e permitir uma melhor programação da construção. Um fator importante, neste caso, é que o ultrassom, por ser uma técnica não destrutiva, permite a execução de ensaios no mesmo local, de modo a permitir acompanhar adequadamente as variações associadas com o tempo.

Os resultados demonstram que é possível entender como variações das condições de ensaio afetam os resultados de ensaios de VPU, o que pode auxiliar a minorar os erros na estimativa da resistência. O estudo indica que o ensaio ultrassônico pode fornecer dados importantes para a tomada de decisão a respeito das condições de estruturas de concreto. Mediante a execução de ensaios ultrassônicos, é possível contribuir com o controle da deterioração e qualidade das estruturas de concreto.

4. METODOLOGIA

O ensaio de VPU consiste na determinação da velocidade de propagação de uma onda ultrassônica entre uma dupla de pontos, convenientemente localizados na estrutura sob análise. Este procedimento permite identificar diferenças qualitativas entre as diversas zonas que compõem as estruturas de concreto. Para realização das medições de VPU nas diferentes estruturas foram criados grids nas faces dos elementos de acordo com o tipo de elemento a ser ensaiado. Após a definição do grid de leitura procedeu-se com a operação de marcação do mesmo, na superfície da estrutura.

O esquema de medição do pulso ultrassônico estabeleceu-se da seguinte forma: nos pontos centrais, denominados de E1 e E2, na Figura 2, foi posicionado o transdutor emissor, enquanto que o receptor foi posicionado nos pontos em torno do mesmo, resultando em 8 leituras de tempo de propagação de pulso.

Após esta etapa, foi feita a leitura nos pontos de contorno do grid, somando-se mais oito leituras, conforme pode ser observado na Figura 2. O emissor era então mudado para o ponto E2, onde se repetia este procedimento, e assim sucessivamente até que todas as leituras necessárias para um perfeito mapeamento da região analisada fossem finalizadas. Os resultados das velocidades de propagação de uma onda ultrassônica podem ser interpretados como indicadores de qualidade do concreto. Concretos que apresentam menor compacidade fornecem menores valores de VPU. As variações de velocidade foram mapeadas graficamente através de um software de geração de curvas de nível, facilitando a visualização da homogeneidade de cada elemento.

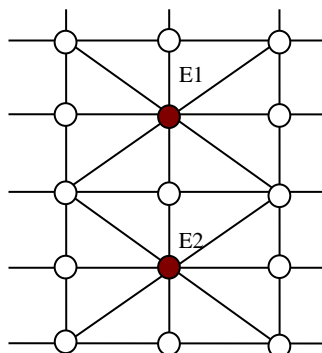


Figura 2: Grid de medição para leituras ultrassônicas.

5. AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO

O presente estudo de caso evidencia como podem ser empregados os ensaios de VPU para controle de pilares de concreto. Os ensaios foram realizados em três obras de grande porte e foram empregados para verificar a homogeneidade do concreto de uma série de pilares nos quais havia indicativos do controle de resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados neste sentido.

Buscando prevenir uma intervenção desnecessária na estrutura, e evitar danos com a retirada de testemunhos, sugeriu-se a realização de ENDs que permitissem realizar um diagnóstico preliminar da condição dos elementos, relativa a outros elementos moldados na mesma época, nos quais o concreto foi aprovado pelo controle tecnológico.

5.1 Estudo de Caso 1

Os ensaios foram realizados num conjunto de 18 pilares, divididos em 2 grupos. O primeiro grupo continha 6 pilares de referência (P21; P22; P30; P31; P48 e P50), escolhidos dentre os pilares próximo à região sob suspeita, com resistência especificada igual e idade próxima aos pilares sob análise, que serviram como amostras de controle. O segundo grupo de pilares era composto pelos 12 pilares (P20; P23; P24; P29; P35; P44; P46; P49; P51; P52; P60 e P61), localizados na região onde foi lançado o concreto sob suspeita. Para a análise dos resultados dos ensaios de VPU optou-se por mapear graficamente através de um software de geração de curvas de nível em alguns dos pilares ensaiados as variações da velocidade. Desta forma pode-se ter uma estimativa da homogeneidade e da presença de defeitos em cada pilar.

Como pode-se observar na Figura 3, as velocidades mais elevadas foram registradas no pilar P30, que apresentou os melhores resultados dentre todos os pilares ensaiados. Em algumas zonas do pilar P21, a velocidade também atinge os 4200 m/s, porém se observa que a mesma cai levemente em outras zonas, onde podem ter ocorrido pequenas falhas de concretagem. O pilar P48 apresenta velocidades menores, especialmente na zona central do grid.

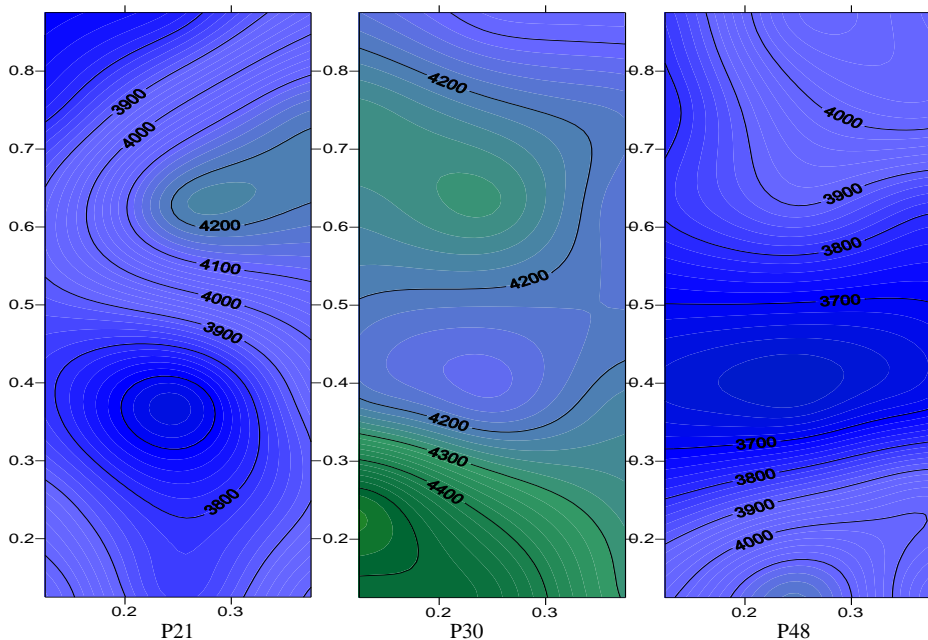


Figura 3: Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de VPU para alguns dos pilares de referência.

Os pilares sob análise (Figura 4) apresentaram velocidades máximas levemente inferiores às registradas nos pilares de controle P21 e P30, mas compatíveis com as velocidades do pilar de controle P48. Em todos os pilares se observam algumas zonas, distribuídas de forma aleatória, onde a velocidade cai, evidenciando a existência de pequenos defeitos ou variações na compacidade do material, típicas de estruturas confeccionadas com um material heterogêneo como o concreto. Em termos gerais, a maioria dos pilares podem ser considerada como sendo equivalentes, em termos de VPU, destacando-se positivamente os pilares P32 (referência) e P23 (sob análise), e negativamente o pilar P44 (sob análise).

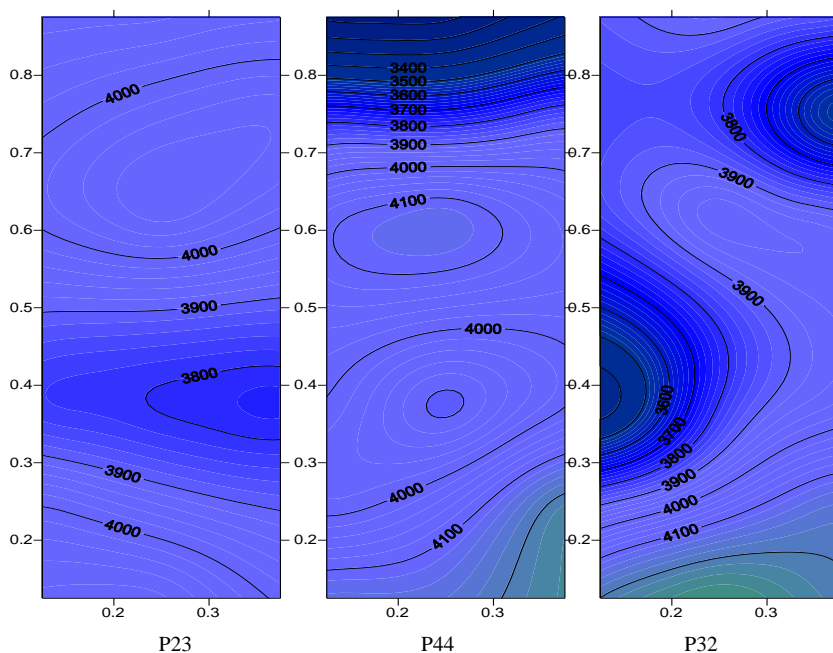


Figura 4: Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de VPU para alguns dos pilares sob análise.

5.2 Estudo de Caso 2

O presente estudo de caso apresenta os resultados dos ensaios de VPU realizados em uma série de pilares de concreto. Os pilares examinados fazem parte de um conjunto de elementos estruturais nos quais o controle tecnológico, realizado através de corpos de prova moldados de concreto *in loco*, indicou que não foi atingida a resistência de projeto especificada. Este indicativo levantou dúvidas sobre a efetiva condição, em termos de resistência, dos referidos elementos, o que conduziu à realização do presente estudo.

O objetivo principal foi para mapear a homogeneidade do concreto dos elementos de interesse, coletando dados que permitissem avaliar comparativamente as características dos mesmos com a de outros elementos onde os corpos de prova de controle haviam produzido resultados satisfatórios. De forma a realizar as medições foram criados grids nas faces dos elementos.

Durante a marcação do grid foi necessário preparar a superfície em alguns locais, para reduzir a rugosidade e permitir um melhor contato entre o transdutor e a superfície do concreto.

Destaca-se que as velocidades começaram a apresentar valores mais baixos nas proximidades das juntas de concretagem. Este fato pode ser explicado, pois há uma tendência de que no final da concretagem de um pilar o concreto esteja mais argamassado e, conseqüentemente, menos resistente. Foi observado que a superfície do pilar, na parte superior, apresentava falhas de concretagem e textura “craquelada”, conforme mostrado nas Figuras 5 e 6.

Uma vez que a VPU está diretamente relacionada à compacidade do material sob análise, a presença de falhas influencia negativamente o resultado final. Entretanto, o novo concreto lançado apresentava superfície mais regular, o que não elevou significativamente os resultados de velocidade, levantando assim, suspeita em relação à qualidade do concreto presente no topo do pilar.



Figura 5: Detalhe da superfície do topo de algum dos pilares analisados.



Figura 6: Detalhe da junta de concretagem de algum dos pilares analisados.

As Figuras 7 a 9 apresentam as imagens geradas com as leituras de VPU de alguns dos pilares analisados. As velocidades registradas variaram entre 2400 e 3200 m/s. Em geral o concreto apresenta uma qualidade regular, com registros de zonas mais compactas na parte inferior e zonas menos compactas na parte superior dos blocos, como esperado. As variações de velocidade foram mapeadas graficamente através da utilização de um software de geração de curvas de nível, facilitando a visualização das variações na homogeneidade, compactidade e integridade de cada elemento.

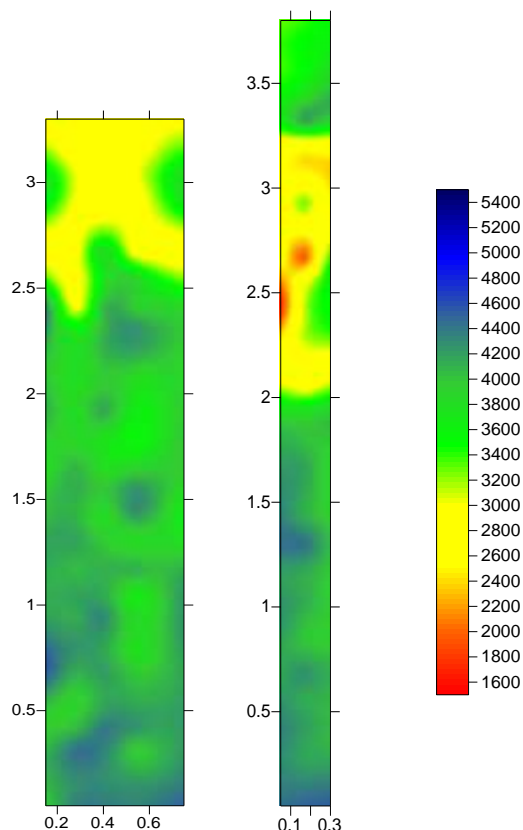


Figura 7: Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de pulso ultrassônico.

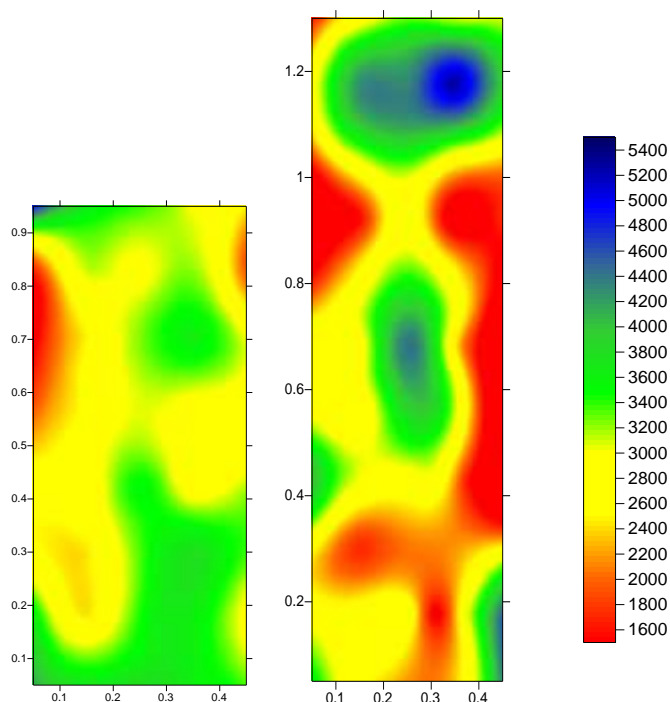


Figura 8: Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de pulso ultrassônico.

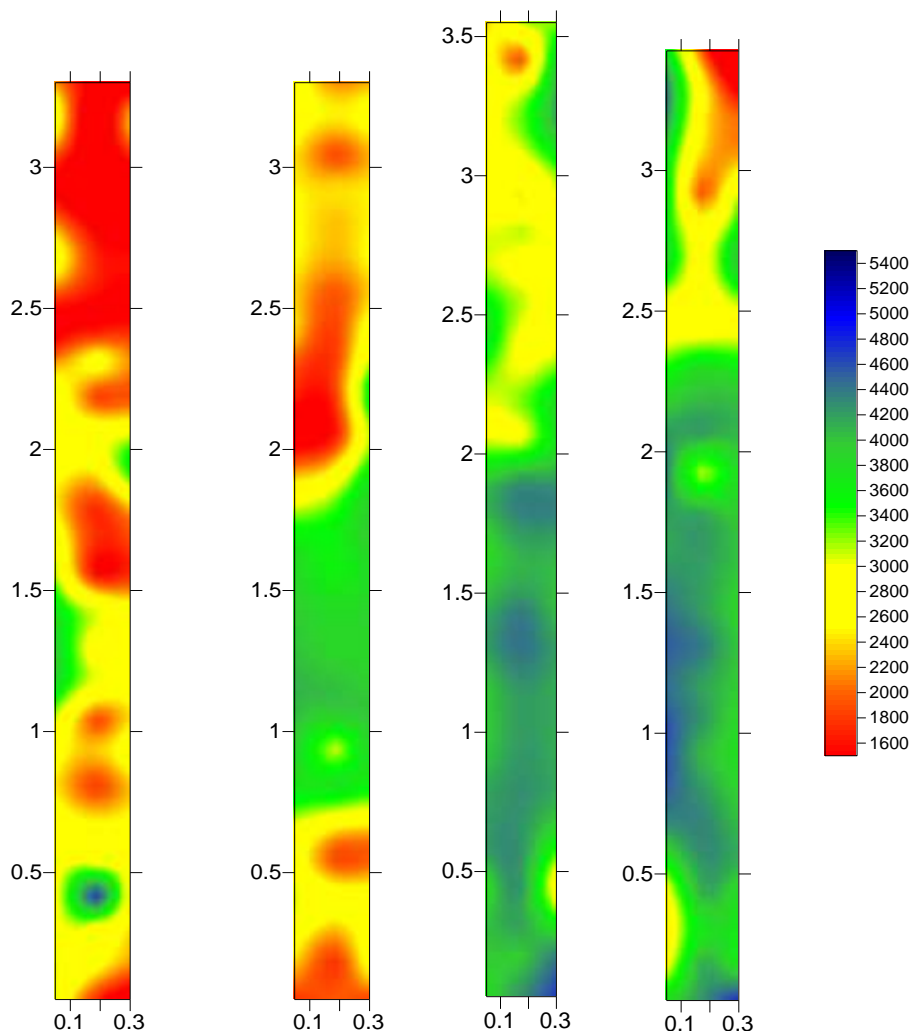


Figura 9: Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de pulso ultrassônico.

5. CONCLUSÕES

O desconhecimento da real situação em que se encontra uma estrutura é um fator complicador nas intervenções em estruturas deterioradas ou sob suspeita. A falta de informação, numa situação de caráter emergencial, pode fazer com que se tomem decisões conservadoras, aumentando o escopo e complexidade das intervenções previstas, aumentando custos ou gerando transtornos adicionais para seus usuários.

No primeiro caso a investigação evidenciou claramente a potencialidade de ensaios tipo VPU para checagem das condições de estrutura de concreto. Considerando os resultados obtidos, foi possível concluir que os concretos de todos os pilares analisados apresentavam características similares. Ou seja, os ensaios indicaram que o concreto dos pilares sob análise não se diferenciava substancialmente do concreto dos pilares de controle.

No segundo caso os resultados do mapeamento das leituras de VPU permitiram identificar que existem diferenças nas características dos concretos empregados. Considerando os resultados obtidos pode-se afirmar que a hipótese de que os concretos de todos os elementos analisados apresentam características similares não pode ser aceita. A partir da análise dos resultados verifica-se que os elementos ensaiados podem ser divididos em grupos com características genéricas distintas, que apresentam boa correspondência com os diferentes lotes de concretagem.

Os ensaios realizados indicaram que os concretos das regiões sob suspeita apresentavam características inferiores ao concreto de referência, resultantes de variações na resistência à compressão e/ou presença de falhas e defeitos de concretagem.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



De forma geral, os estudos de caso reforçam a ideia de que a utilização de VPU são ferramentas úteis para a análise de estruturas, visto que os dados obtidos permitem verificar, por exemplo, a presença de corpos estranhos e vazios na viga de teste. Confirma-se assim a ideia de que os mesmos têm grande potencial de utilização nos casos de inspeção de estruturas. Seu emprego permite obter indicações importantes para a caracterização do concreto, bem como dados sobre a homogeneidade e a qualidade da estrutura.

Nos dias atuais as pesquisas referentes aos ENDS têm buscado entender as capacidades e limitações de ensaio. A necessidade de se obter estruturas de concreto com elevado padrão de qualidade e durabilidade torna, cada vez mais, a utilização dos END uma ferramenta que pode auxiliar na tomada de decisão e no estabelecimento de estratégias de intervenção, como demonstrado nos estudos de caso descritos no presente artigo. Pode-se concluir que, mediante a execução de VPU é possível contribuir com o controle da deterioração e qualidade das estruturas de concreto, como demonstrado nos estudos de caso descritos no presente artigo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Lorenzi, A., Silva Filho, L.C.P., Campagnolo, J.L., Pasa, V.P., *Estudo das Variações dos Ensaios de Velocidade de Propagação do Pulso Ultra-sônico em Concretos com Diferentes Características*. In: CONFERÊNCIA SOBRE TECNOLOGIA DE EQUIPAMENTOS (COTEQ 2005), 8, 2005, Salvador. Anais.... São Paulo: Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos, 2005.
- [2] Lorenzi, A., Tisbirek, F.T., Silva Filho, L.C.P., *Interpretação de Ensaios Ultra-Sônicos no Concreto através de Redes Neurais Artificiais*. In: CONFERÊNCIA SOBRE TECNOLOGIA DE EQUIPAMENTOS (COTEQ 2007), 9, 2007, Salvador. Anais.... São Paulo: Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos, 2007.
- [3] Lorenzi, A., *Aplicação de redes neurais artificiais para estimativa da resistência à compressão do concreto a partir da velocidade de propagação do pulso ultra-sônico*. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2009.
- [4] Andrade, T., “Tópicos sobre Durabilidade do Concreto”. In: ISAIA, G. C. (Editor), *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. cap.25, vol.1, p.753-792.
- [5] Figueiredo, E. P., “Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência, Fissuras e Deformações”. In: ISAIA, G. C. (Editor), *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. cap.33, vol.2, p.985-1015.
- [6] Lorenzi, A., Silva Filho, L. C. P., Campagnolo, J. L., Lorenzi, L. S., *Prospecção de Resultados de Ensaios Não Destrutivos no Concreto através de Ensaios Ultra-sônicos*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (CBC 2008), 50, 2008, Salvador. Anais.... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.
- [7] Beutel, R., Reinhardt, H., Grosse, C. U., Glaubitt, A., Krause, M., Maierhofer, C., Algernon, D., Wiggemhauser, H., Schickert, M., *Performance Demonstration of Non-Destructive Testing Methods*. In: EUROPEAN NDT CONFERENCE (ECNDT 2006), 9, 2006, Berlin. Proceedings.... Berlin: The German Society for Non-Destructive Testing, 2006. Disponível em: <http://www.ndt.net>. Acesso em: 18/06/2007.
- [8] Cho, Y. S., “Non-destructive Testing of High Strength Concrete using Spectral Analysis of Surface Waves”. *NDT&E International*. [s.l.], n. 36, p. 229-235, 2003.



AVALIAÇÃO DO ATAQUE INTERNO POR SULFATOS EM PASTAS DE CIMENTO DOSADAS COM DIFERENTES TEORES DE PIRITA

A. CAPRARO

Engenheira Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
anapcarraro@gmail.com

M. MEDEIROS

Professor
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

V. BRAGA

Estudante de Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
vdasilvabraga@yahoo.com.br

J. HOPPE FILHO

Professor
Universidade Federal do Oeste da Bahia
Bahia; Brasil
juarez.hoppe@gmail.com

I. OLIVEIRA

Engenheira Civil
Companhia Paranaense de Energia
Paraná; Brasil
Isabela.oliveira@copel.com

RESUMO

O ataque interno de sulfatos é um dos mecanismos de deterioração mais agressivos para o concreto, pois a sua presença dispersa em toda a massa do material, desde as primeiras idades, pode causar expansão, fissuração, deslocamento e desintegração da matriz cimentícia. As recomendações normativas, difundidas internacionalmente, estabelecem um teor máximo, expresso em teor de SO_3 , em relação à massa total de agregados (graúdo e miúdo) contido na proporção de mistura do concreto. Entretanto, ainda existem muitas divergências quanto ao teor máximo de contaminante no concreto para que não haja degradação prematura do material quando em serviço. Dessa forma, este estudo tem por objetivo apresentar as informações existentes no meio técnico sobre os fatores necessários para a ocorrência do ataque e avaliar, por meio de uma pesquisa experimental, o comportamento de pastas cimentícias em suas primeiras idades, quando estas são dosadas com diferentes teores de material contaminado por enxofre. Para isso, foram adotados quatro teores, sendo um de referência (0%), dois citados por normas (0,5 e 1,0%) e um acima do permitido por elas (5%). Foram dosadas pastas compostas por cimento CP-IV e diferentes porcentagens de pirita (FeS_2), usada como contaminante. Para o material alcançar uma condição avançada de hidratação, este foi submetido à cura submersa saturada com cal até os 28 dias de idade. Na sequência, as amostras foram submetidas a duas condições de exposição ambiental: 1 - ciclo de umedecimento e secagem e 2 - imersão em água. Para a identificação dos produtos formados no ataque foi empregada a técnica de difração de raios-X (DRX) e, para a análise das propriedades mecânicas, foram realizados ensaios de resistência à compressão e à tração na flexão em corpos de prova de 4 x 4 x 16 cm. Além disso, foi realizado o monitoramento da variação dimensional em barras de 25 x 25 x 285 mm submetidas às duas condições de exposição. Ao fim desse estudo é indicado o teor máximo de contaminação para que não haja o comprometimento da integridade da matriz cimentícia, conforme as condições de exposição utilizadas neste estudo.

Palavras-chave: Ataque interno de sulfatos, teor máximo de agregado contaminado, condições de exposição ambiental.

ABSTRACT

The internal attack sulfates is one of the most aggressive deterioration mechanisms for concrete, because its scattered presence throughout the mass of material, from the earliest ages, can cause expansion, cracking, peeling and crumbling of the cement matrix. This study aims to show the information in the technical means of the necessary factors for the occurrence of the attack and evaluate, through an experimental research, the behavior of cementitious pastes in their early ages, when they are dosed with different aggregate levels contaminated by sulfur. For this, four levels were adopted, with a reference (0%), two cited by standards (0,5 and 1,0%) and above those permitted by them (5%). They were measured mortars composed of CP-IV cement and different percentages of pyrite (FeS_2), used as a contaminant. For the material reach an advanced condition of hydration, this was subjected to submerged cure saturated with lime until 28 days of age. Subsequently, the samples were subjected to two environmental exposure conditions: 1 - wetting



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



and drying cycle and 2 - immersion in water. For the identification of the products formed in the attack was employed diffraction X-ray (XRD), and to analyze the mechanical properties, resistance tests were performed to compression and tensile strength in bars of 4 x 4 x 16 cm. Moreover, the monitoring of dimensional change of 25 x 25 x 285 mm bars subjected to both exposure conditions was performed. At the end of this study indicated the maximum contamination level so there is no compromise of the integrity of the cement matrix, as the exposure conditions used in this study.

Keywords: Internal Sulfate Attack, maximum of contaminated aggregate, environmental exposure conditions.

1. INTRODUÇÃO

A durabilidade das estruturas de concreto é uma área que vem sendo foco de estudo nos últimos anos. O concreto por muito tempo foi considerado um material altamente duradouro, ou seja, que exigiria pouca atenção e manutenção ao longo do tempo.

Entretanto, há algumas décadas, houve uma grande mudança nesse conceito, de modo que, atualmente, sabe-se que as estruturas de concreto, assim que expostas ao ambiente, sofrem processos de deterioração em função da sua interação com o meio em que está inserida.

Segundo Coutinho (2001) [1], um dos mecanismos de deterioração mais nocivos ao concreto é o ataque por sulfatos. Nesse tipo de agressão, as soluções sulfatadas reagem com os compostos aluminosos ou sílico-aluminosos hidratados do cimento Portland ou com a alumina do agregado, causando variações volumétricas, fissurações, deslocamentos, amolecimento e desintegração.

O ataque por sulfatos pode acontecer de duas maneiras diferentes. A primeira, externa, ocorre quando a fonte agressiva está em contato com a superfície do concreto e tende a entrar por sua rede de poros. A segunda, interna, ocorre quando a fonte agressiva já está contida no concreto, ou seja, faz parte de sua composição.

No caso do ataque interno, o agente agressivo pode ser encontrado nos agregados, na água de amassamento ou nos outros materiais constituintes do concreto. Segundo Gomides (2009) [2], a principal motivação para o estudo de agregados contaminados por sulfetos decorre da constatação da sua presença em sítios geológicos utilizados para a execução de usinas hidroelétricas no Brasil.

Apesar da carência técnica no que diz respeito à utilização de materiais contaminados por sulfetos, algumas normas estabelecem limites de teores a serem empregados, no entanto, não há um consenso sobre essa informação. Uma vez comprovada a existência de minerais contaminados por sulfetos, faz-se necessário o estudo das consequências do emprego desse material em estruturas de concreto.

Neste sentido, o objetivo desse estudo é apresentar as informações existentes no meio técnico sobre os fatores necessários para a ocorrência do ataque e avaliar, por meio de uma pesquisa experimental, o comportamento de compostos cimentícios em suas primeiras idades (até 56 dias), quando estes são dosados com diferentes teores de contaminação por enxofre.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Mecanismo de deterioração

O ataque interno de sulfatos é uma área de estudos relativamente incipiente, ainda mais quando comparada à mecanismos de deterioração por reação álcali-agregado (RAA) e até mesmo por ataque externo de sulfatos. Os estudos específicos nessa área começaram a surgir no início dos anos 80 na Europa e América do Norte (KHELIL *et al.*, 2014) [3].

Os mecanismos de degradação em estruturas de concreto sob ataque interno por sulfatos são causados basicamente por um fenômeno, a oxidação do mineral sulfetado. A oxidação por si só gera expansão e fissuração devido a tensão causada pela cristalização de novos produtos com volume superior aos que lhe deram origem, mas, além disso, os produtos gerados por esse fenômeno reagem com o aluminato tricálcico (C₃A) e com os compostos do cimento hidratado, silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂), formando novos cristais (COUTINHO, 2001) [1].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Existem algumas informações no meio técnico sobre os fatores que influenciam na ocorrência do ataque interno de sulfatos. Segundo Gomides (2009) [2], os principais fatores intervenientes sobre o processo de oxidação são: concentração de oxigênio, presença de umidade, superfície específica do sulfeto, teor de ferro contido no sulfeto, presença de bactérias, temperatura do ambiente, morfologia do sulfeto e pH do sistema.

Segundo Alves *et al.* (2001) [4], durante muitos anos se considerou apenas a formação de gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) e etringita ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) como resultado da reação entre os produtos da oxidação do mineral sulfetado e os produtos do cimento. Somente depois de algum tempo foi encontrado outro produto do ataque, a taumasita ($\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$).

A formação da etringita, designada no ataque por sulfatos como etringita tardia, ocorre quando o concreto é submetido a altas temperaturas, seja por suas reações químicas ou por condições térmicas de cura. Nesses casos os íons sulfato são liberados pela decomposição da etringita primária e ficam adsorvidos no C-S-H. Posteriormente, estes íons são dissolvidos, originando a etringita tardia (MEHTA e MONTEIRO, 2008) [5].

Como a formação da etringita tardia acontece após o endurecimento do concreto, ocorre o surgimento de tensões internas, causadas pela pressão exercida pelo crescimento dos cristais, e como consequência, surgem algumas manifestações patológicas, como expansões e fissuras.

Segundo Skalny *et al.* (2002) [6], a formação da gipsita ocorre em ambientes que possuam altas concentrações de sulfato, mais precisamente maiores que 3.000 ppm. Esse cristal é responsável por um aumento limitado do volume da peça e também pelo consumo de cálcio disponível na pasta de cimento.

Para Bonen (1993) apud Gomides (2009) [2], a formação da gipsita na interface pasta/agregado comprova a vulnerabilidade da zona de transição ao ataque químico, o que pode resultar em um acréscimo de microfissuras nessa zona e, conseqüentemente, acarretar a redução do módulo de elasticidade e da resistência do concreto.

No ataque de sulfatos com formação de taumasita, os cristais de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) são atacados. A substituição de C-S-H por taumasita faz com que ocorra perda de resistência e desagregação da pasta de cimento. Isso ocorre em decorrência da degradação do silicato de cálcio hidratado, principal agente ligante do cimento Portland (COUTINHO, 2001) [1].

Quanto aos fatores que propiciam a formação da taumasita podem ser citados a elevada umidade, baixas temperaturas (5 °C a 10 °C), fonte de silicatos de cálcio hidratado e sulfato (VEIGA, 2011) [7].

2.2 Uso de agregados contaminados em estruturas de concreto

O uso de agregados contaminados por sulfetos em muitos casos ainda não é recomendado. Hasparyk *et al.* (2003) [8], por exemplo, julgam os agregados contendo sulfetos como materiais inadequados para o emprego em estruturas de concreto, não sendo recomendado o uso.

Entretanto, em alguns casos o uso destes materiais faz-se necessário, seja por escassez de recursos considerados mais apropriados ou por uma simples questão de custo. Assim sendo, existem normatizações que estabelecem limites máximos de contaminação para o uso em estruturas de concreto. Segundo a Companhia Energética de Minas Gerais, CEMIG, (2007) [9] há algumas recomendações aplicadas no meio técnico:

- A Assembleia geral alemã para estudos de jazidas (1960) estabelece que o teor máximo de SO_3 no agregado deve ser de 1% em peso;
- Comitê Internacional de Grandes Barragens (1965): O teor de sulfatos e sulfetos deve ser determinado por método químico analítico e calculado em SO_3 . O valor não pode exceder 0,5% do peso dos agregados graúdos;
- A norma Britânica – British Standard nº 1047 para agregados de escória, contendo sulfeto, fixa o máximo em 0,7% da massa total, expresso em SO_3 ;
- O Regulamento Português do Betão (1971) estabelece para o concreto de cimento Portland as seguintes quantidades máximas de sulfeto com relação à massa de cimento: 0,2% de sulfeto para o concreto com adição



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

de pozolana, 0,5% para concreto simples, 0,2% para concreto armado e 0,05% para concreto protendido. Para o concreto com cimento de alto-forno não se tolera a presença de sulfeto no agregado;

- A norma francesa, AFNOR NF P 18-541 (1994) estabelece, para concretos hidráulicos, o limite máximo de enxofre, expresso em SO_3 , de 1% em relação à massa de agregado ou, se o agregado for contaminado por pirita, adota-se o valor de 0,75% de pirita em relação à massa de agregado.

Além dos limites já citados acima existem mais alguns, como:

- Segundo a norma brasileira, NBR 7211 (2009) [10], agregados que contenham sulfato (SO_4^{2-}) podem ser utilizados, desde que o teor total incorporado ao concreto por todos os seus componentes (água, agregados, cimento, adições e aditivos químicos) não exceda 0,2% da massa de cimento;
- O Instituto Americano de Concreto – ACI (201) [11] – estabelece como limite o teor de 0,5% de SO_3 em relação ao peso total de agregado.

Diante das recomendações das normas e recomendações técnicas citadas, cabe ressaltar que em sua grande maioria os teores são limitados em relação ao peso total dos agregados, com exceção da norma brasileira e do regulamento português do betão, os quais estabelecem valores em relação à massa de cimento. Essa consideração feita é relevante, visto que o mecanismo estudado é desencadeado por reações químicas entre o material contaminado por enxofre e os produtos hidratados do cimento. Dessa forma, a limitação de um teor com relação à massa de cimento estaria diretamente ligada à ocorrência/gravidade do ataque.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

Os materiais utilizados no estudo foram o cimento CP V – ARI, cinza volante, pirita e fíler calcário.

Pelo trabalho possuir uma vertente de análise química optou-se pela composição do sistema cimentício em laboratório, substituindo 35% do CP V – ARI por cinza volante, teor este compatível com o máximo, de 50%, estabelecido pela NBR 5.736 (1991) [12], para classificar a composição como um cimento do tipo CP IV.

O cimento CP V – ARI empregado possui massa específica de $3,13 \text{ g/cm}^3$ e área específica BET de $1,07 \text{ m}^2/\text{g}$. Já a cinza volante, proveniente da combustão do carvão mineral da jazida do vale do rio Tubarão, apresentou massa específica de $1,95 \text{ g/cm}^3$ e área específica BET de $1,09 \text{ m}^2/\text{g}$.

A Tabela 1 apresenta os resultados da análise química, por fluorescência de raios-X, do cimento Portland e da cinza volante.

Tabela 1 - Análise química, por fluorescência de raios-X, do cimento CP V – ARI e da cinza volante.

Materiais	Composição química (%)										
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂	Outros óxidos	P.F.
CP V – ARI	62,98	16,84	5,24	2,87	5,48	4,79	1,10	---	0,23	0,46	3,42
Cinza volante	1,60	57,80	26,30	6,20	0,30	0,80	3,00	0,60	1,30	0,40	1,61

Outros óxidos: $SrO + MnO + Tm_2O_3 + V_2O_5 + ZnO$

Cinza volante – Equivalente alcalino ($Na_2O_{equiv.} = Na_2O + 0,658.K_2O$): 2,57 %

Cinza volante – $SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 = 90,3 \%$

A pirita foi utilizada como contaminante a ser adicionada às pastas. O material é proveniente da região de Figueira – Paraná e constitui um resíduo do processo de beneficiamento do carvão mineral. A pirita tem massa específica de $4,95 \text{ g/cm}^3$ e, após a moagem, foi classificada como um material passante pela peneira com abertura de malha de 2,4 mm.

O fíler calcário foi empregado para compensação de massa nas pastas, sendo sua porcentagem variável de acordo com a quantidade de pirita adicionada à mistura. Como em cada grupo foi feita a adição de material contaminado, o fíler foi

empregado para que todas as pastas possuíssem o mesmo consumo de cimento, considerando este material como inerte. A massa específica do material carbonático é 2,84 g/cm³.

3.2 Pastas

O acompanhamento das reações decorrentes do ataque interno de sulfatos e as consequentes implicações nas propriedades mecânicas da matriz hidratada foram avaliadas por meio de estudo em pasta.

3.2.1 Contaminação

Para a contaminação das pastas foram adotados quatro teores de SO₃, sendo um deles a referência (0% de contaminação), dois recomendados por normas, 0,5% e 1,0% e um acima do permitido por elas, no teor de 5,0%.

Neste estudo o material contaminante utilizado contém pirita (FeS₂) na sua composição e, desta forma, os teores de SO₃ foram convertidos estequiometricamente em valores equivalentes de pirita, conforme resultados apresentados na Tabela 2, por meio da seguinte expressão: FeS₂ = 0,7492.SO₃

Tabela 2 – Teores de contaminação proporcionais em pirita.

Teor de SO ₃	Teor de pirita
0,0%	0,00%
0,5%	0,38%
1,0%	0,75%
5,0%	3,75%

Como descrito anteriormente, a grande maioria das normas limita o teor de utilização de materiais contendo sulfetos em relação à massa total de agregados. Como nas pastas não há agregado para a aplicação dos teores recomendados, foi adotado um traço de concreto base, para então determinar os teores com relação à massa de cimento.

O traço de concreto adotado foi 1,0:2,7:2,7:0,6, em massa. As porcentagens de contaminação foram aplicadas sobre a massa total de agregados (2,7+2,7) e foi determinada a contaminação proporcional com relação à massa de cimento, conforme resultados apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Teores contaminantes do concreto.

Grupos	Teor de pirita em relação à massa de agregado	Teor de pirita em relação à massa de cimento
Referência (0%) - A	0,00%	0,00%
0,5% de SO ₃ - B	0,38%	2,05%
1,0% de SO ₃ - C	0,75%	4,05%
5,0% de SO ₃ - D	3,75%	20,25%

Os teores acima apresentados são extremamente superiores aos teores recomendados pelas normas brasileira e portuguesa. Isso ocorreu pelo fato de terem sido adotados teores a serem aplicados sobre o peso total de agregados de um concreto base, o que tornou a contaminação, com relação à massa de cimento, mais severa.

A pasta de referência estudada é composta por cimento com a adição de 20,25% de fíler calcário sobre a massa do material ligante. A relação água/cimento utilizada na mistura da pasta foi de 0,6, mantida constante em todos os sistemas estudados.

Nas pastas contaminadas, a massa de fíler calcário foi gradativamente substituída por pirita, em função dos diferentes teores de contaminação, até que, na pasta do grupo com 5,0% de SO₃, todo o fíler calcário foi substituído por agente contaminante.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.2.2 Moldagem

Para os ensaios de resistência à compressão e à tração na flexão foram moldados corpos de prova prismáticos de dimensões 4 x 4 x 16 cm. Já para o ensaio de expansão volumétrica foram moldados corpos de prova, também prismáticos, mas com dimensões 2,5 x 2,5 x 28,5 cm. Por fim, ainda foram coletadas no momento da moldagem, do mesmo material utilizado em ambos os corpos de prova, pequenas amostras, de aproximadamente 10g, para o ensaio de DRX.

As pastas foram misturadas em misturador mecânico conforme descrito na NBR 13.276:2002 [13]. A metodologia de mistura foi a seguinte: adição de água na cuba do misturador e posterior lançamento do material ligante, previamente homogeneizado, à água durante 3 minutos, com o equipamento acionado na menor velocidade. Ao término do lançamento do material ligante, a pasta foi misturada por mais 3 minutos, na maior velocidade.

O adensamento para a retirada do ar aprisionado foi realizado com golpes de espátula e, ao término o preenchimento dos moldes, a seção superior da pasta foi nivelada. Após 48 horas, os corpos de prova foram retirados dos moldes e submetidos à cura úmida, em água saturada com cal, até as idades de ensaio.

Os ensaios de resistência à compressão e tração na flexão foram realizados aos 28 dias para a caracterização do material estudado. Já para a difratometria de raios-X, foram coletadas amostras para a realização do ensaio nas idades de 28 e 56 dias.

3.2.3 Consistência das pastas

Imediatamente após a mistura da pasta ter sido concluída, foi realizada, por meio do ensaio no mini tronco de cone de Kantro, a determinação de sua consistência. O ensaio consiste no preenchimento e nivelamento do molde tronco-cônico assentado sobre uma placa de vidro, ambos devidamente lubrificadas, e preenchimento com a pasta em teste. Posteriormente, o mini tronco é levantado verticalmente, o que permite o abatimento e espalhamento do material cimentício. Ao término do escoamento, são medidos, ortogonalmente, dois diâmetros horizontais sobre o disco formado. A média destes diâmetros representa o espalhamento da pasta e está relacionado à sua consistência (KANTRO, 1980) [14].

3.2.4 Massa específica no estado fresco

Após a mistura das pastas, foi realizado o ensaio de massa específica do material no estado fresco. O ensaio consiste no preenchimento, em 3 camadas, de um recipiente de volume conhecido e posterior adensamento com 10 golpes de espátula por camada. Por fim, o recipiente é pesado e a massa específica é obtida por meio da razão da massa de pasta e do volume do recipiente (NBR 13278 (2005)) [15].

3.2.5 Resistência à compressão e a tração na flexão

Os ensaios mecânicos foram realizados de acordo com as recomendações da norma NBR 13.279 (ABNT, 2005) [16]. O ensaio de resistência à tração na flexão, o primeiro a ser realizado, rompe, ao meio, o corpo de prova com dimensões 4,0 x 4,0 x 16,0 cm. A taxa de aplicação de carga para este ensaio foi de 50 ± 10 N/s, utilizando 5 corpos de prova para cada idade. Após o ensaio de tração na flexão, resultam 10 corpos de prova (metades resultantes do ensaio de tração na flexão), os quais foram submetidos ao ensaio de compressão axial sob taxa de carregamento de 500 ± 50 N/s.

3.2.6 Variação dimensional

Para a análise da variação dimensional dos corpos de prova prismáticos 2,5 x 2,5 x 28,5 cm foram realizadas medições da maior dimensão em um pórtilo padrão com relógio comparador, com precisão de 0,001 mm. As leituras foram realizadas sempre na mesma face e sentido de medição.

Pela sensibilidade do ensaio, optou-se pela realização diária de leituras nos primeiros 28 dias de idade e após isso, leituras semanais.

3.2.7 Difratometria de raios-X

A aquisição dos perfis difratométricos das pastas não ocorre nas idades de ensaio pré-estabelecidas e, portanto, é necessário paralisar as reações de hidratação nas referidas idades para a posterior exposição aos raios-X. Assim sendo, nas idades de ensaio, as amostras foram fragmentadas em pedaços com dimensão máxima de 5,0 mm

(aproximadamente), acondicionadas em recipiente polimérico e imergidas em álcool etílico p.a. durante 24 horas. Após este período, as amostras foram retiradas do álcool, secas em estufa a 40° C e novamente acondicionadas no recipiente polimérico com tampa, os quais foram estocados em dessecador contendo sílica gel até o momento da realização do ensaio (PAN *et al.*, 2002) [17].

4. RESULTADOS

4.1 Consistência das pastas

O grupo referência (0% de contaminação), sem adição de pirita, apresentou o maior espalhamento dentre os demais grupos. Observando a Figura 1 é possível perceber que o espalhamento foi decrescente com o aumento de adição de material contaminante, sendo igual a 130 mm para o grupo referência e de 80 mm para o grupo com 5,0% de SO₃.



Figura 1 – Espalhamento das pastas.

Este resultado permite concluir que a granulometria do material adicionado exerceu influência na consistência das pastas. A pasta sem adição, por ter somente cimento e fíler em sua composição, apresentou o maior espalhamento, e conforme foi feita a substituição de fíler pelo contaminante (pirita) o espalhamento foi diminuindo.

4.2 Massa específica no estado fresco

Ao contrário do espalhamento, o grupo referência (0%) apresentou a menor massa específica no estado fresco, sendo igual a 1.625 kg/m³. A Figura 2 na seqüência, indica o crescimento da massa específica ao longo da substituição de fíler por pirita.

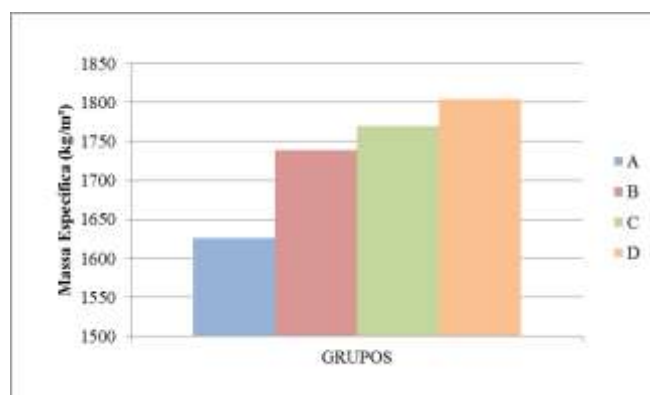


Figura 2 – Massa específica das pastas no estado fresco.

O crescimento das massas específicas no estado fresco ocorreu pela substituição de um material de massa específica igual a 2,84 g/cm³ (fíler) por um material de massa específica muito maior, 4,95 g/cm³ (pirita).

4.3 Resistência à compressão e à tração na flexão

Os ensaios de resistência à compressão e à tração na flexão foram realizados aos 28 dias para a caracterização dos materiais estudados. Ambos os grupos se encontravam na condição de cura submersa até a data da ruptura. A Figura 3 apresenta os valores de resistência à compressão para todos os grupos analisados.

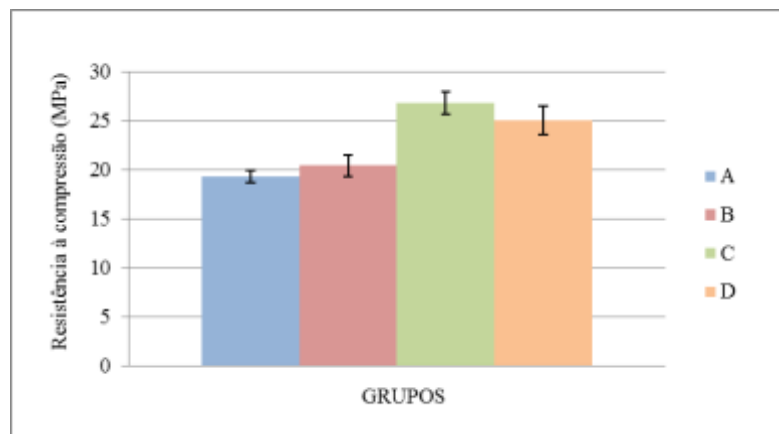


Figura 3 – Resistência à compressão das pastas.

Os grupos A e B, referência e 0,5 % de SO₃ respectivamente, obtiveram resistências estatisticamente iguais, segundo o teste de Tukey, com 95% de confiança, muito próximas a 20 MPa. O mesmo ocorreu com os grupos C e D (1% e 5% de SO₃) que obtiveram resistências próximas a 25 MPa.

A Figura 4 mostra os valores de resistência à tração na flexão obtidos para as pastas. Neste caso, percebe-se que estatisticamente todos os grupos apresentaram resistências iguais, entre 5 e 6 MPa.

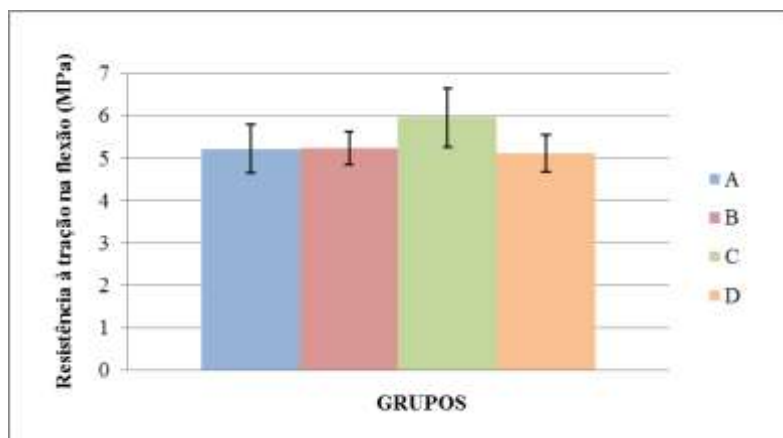


Figura 4 – Resistência à tração na flexão das pastas.

4.4 Variação Dimensional

A variação dimensional dos corpos de prova prismáticos nos primeiros dias de idade foi dada pelo processo de hidratação inicial. Entretanto, percebeu-se que o fenômeno de retração aconteceu de forma mais intensiva nos grupos A, B e C.

As Figuras 5 e 6 apresentam a variação dimensional dos corpos de prova até os 56 dias de idade, sendo o primeiro deles relacionado às amostras expostas ao 29º dia de idade ao ciclo de umedecimento e secagem e o segundo às amostras expostas ao tanque oxigenado.

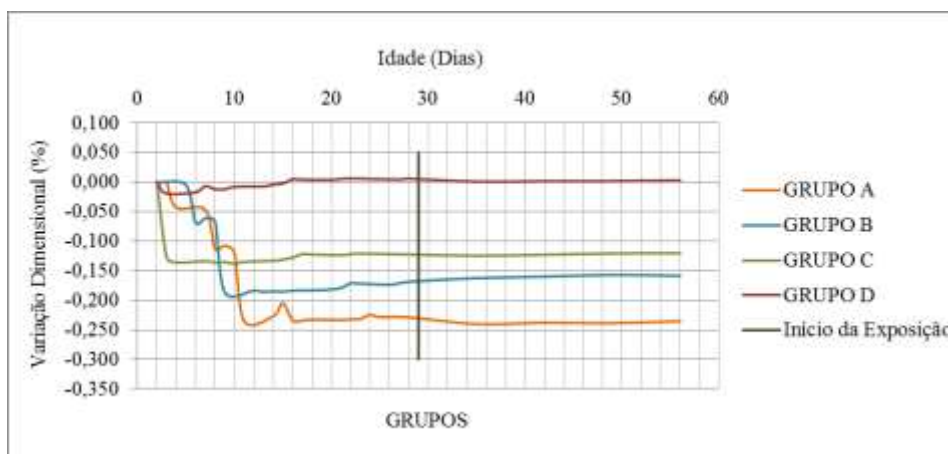


Figura 5 – Variação dimensional dos corpos de prova submetidos ao ciclo de umedecimento e secagem.

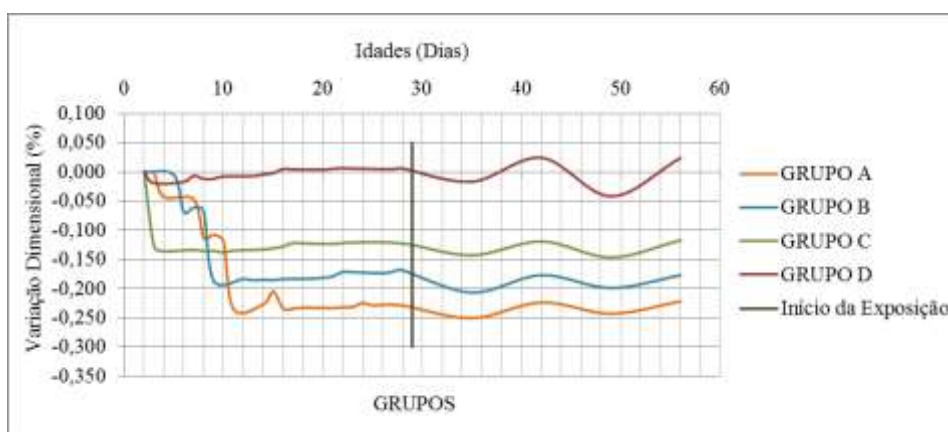


Figura 6 – Variação dimensional dos corpos de prova submetidos ao tanque oxigenado.

Analisados os gráficos percebe-se que até o 28º dia de idade, para o mesmo grupo, o comportamento foi o mesmo, visto que todos os corpos de prova encontravam-se na mesma condição, cura submersa.

Após essa idade, pela condição alternada de secagem e saturação, a variação dimensional ocorreu de forma mais intensa nas amostras submetidas ao ciclo de umedecimento e secagem.

A partir dos gráficos é possível perceber que o grupo D iniciou um processo expansivo antes dos demais grupos, compensando a retração inicial. O grupo C teve um comportamento similar, porém não chegou a compensar a retração inicial como no grupo D.

Comparando as técnicas de exposição, percebeu-se que o ciclo de umedecimento e secagem foi responsável por uma maior expansão no grupo D. Os demais grupos obtiveram resultados muito próximos em ambas às condições.

4.4 Difractometria de raios-X

A análise dos produtos formados após os diferentes ciclos de cura, na idade de 56 dias, foi realizada comparativamente às respectivas amostras com 28 dias, idade em que se iniciou a exposição das pastas à secagem/molhagem e submersão em água constantemente oxigenada, com o intuito de verificar se tais condições influenciam sobre a reação da pirita, responsável pela formação de compostos hidratados deletérios à matriz hidratada. A Figura 7 apresenta as interpretações obtidas para os quatro grupos estudados no 28º dia de idade. A Figura 8, por sua vez, apresenta, para os mesmos quatro grupos, as interpretações no 28º dia de idade e ao 56º dia de idade para as duas condições de exposição, ou seja, ciclo de umedecimento e secagem e o tanque oxigenado.

Os produtos formados na idade de 28 dias, independentemente da composição das diferentes pastas, são os mesmos, com diferenças salientes no que se refere à calcita e à pirita. A calcita (CaCO_3), constituinte do fíler calcário, possui

pico principal (maior intensidade) na região de $29^\circ 20'$ e, desta forma, conforme este é substituído pela pirita (Fe_2S), sua intensidade diminui, passando-se a destacar-se o pico principal da pirita, localizado em $56^\circ 20'$.

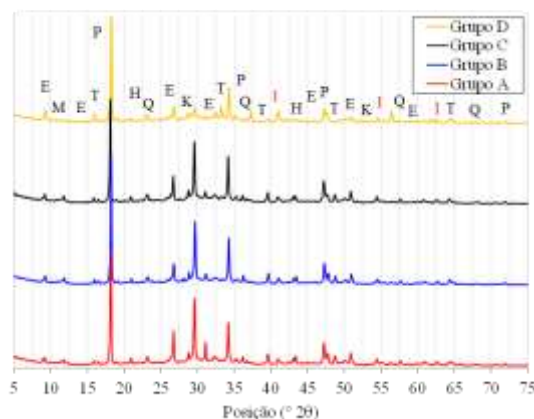


Figura 7 – Perfis Difratométricos aos 28 dias de idade. (T – Mulita; P – Portlandita; E – Etringita; K – Calcita; M – Monocarboaluminato de cálcio hidratado; Q – Quartz; H – Hematita; I - Pirita).

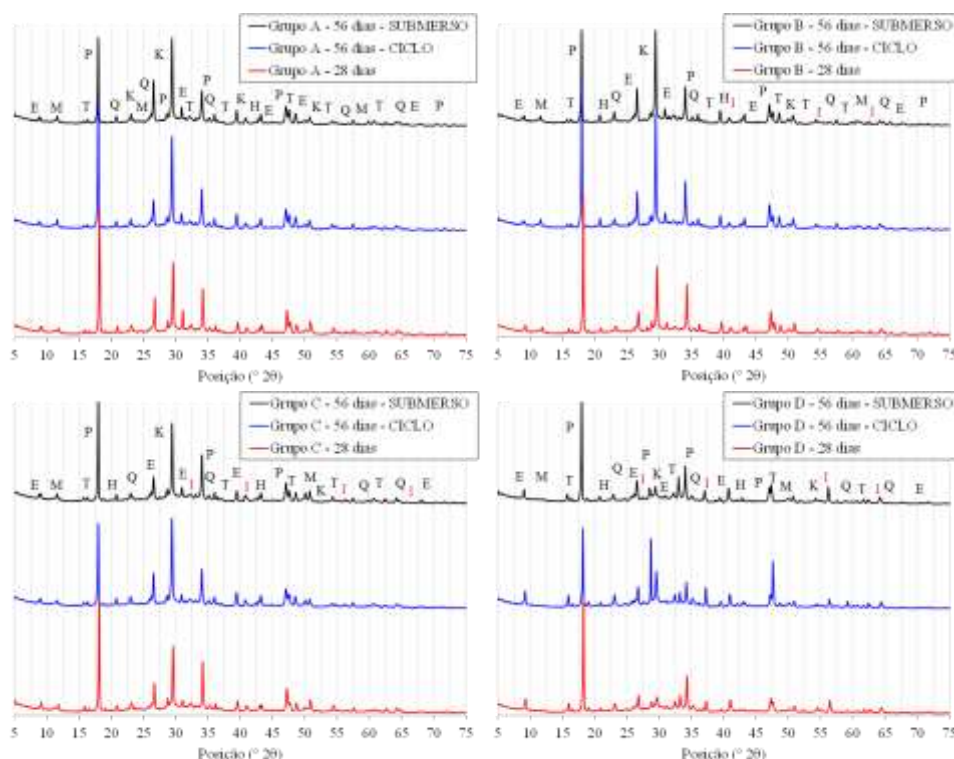


Figura 8 – Perfis Difratométricos comparativos. (T – Mulita; P – Portlandita; E – Etringita; K – Calcita; M – Monocarboaluminato de cálcio hidratado; Q – Quartz; H – Hematita; I - Pirita).

A partir dos perfis acima apresentados nota-se que não houve formação de produtos que configurassem o ataque interno por sulfatos, como a gipsita, a taumasita e a etringita em maiores proporções. Também não foi possível a identificação de uma exposição que acelerasse o ataque, já que nessa idade ele não ocorreu.

Vale ressaltar o aumento do pico de Portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), $28^\circ 20'$, que ocorreu com o grupo D na condição de umedecimento e secagem aos 56 dias.



5. CONCLUSÃO

Por meio do estudo das informações técnicas disponíveis e dos ensaios realizados percebeu-se a dificuldade no estabelecimento de um teor máximo de contaminante a ser utilizado em uma estrutura de concreto. São muitas variáveis envolvidas e o tempo de ocorrência do ataque é um fator determinante.

Algo que pôde ser percebido é que o estabelecimento de teor com relação à massa de cimento e não à massa de agregado é muito interessante, uma vez que a gravidade do ataque está diretamente relacionada à quantidade disponível de produtos hidratados do cimento Portland.

A análise das propriedades mecânicas do material, por meio da resistência à compressão e à tração na flexão, é uma ferramenta relevante, mas precisaria ser realizada em idades mais avançadas do material.

A variação dimensional nas barras indicou uma diferença comportamental já nas primeiras idades, sendo o grupo D, o de maior adição de contaminante, o responsável pela maior expansão obtida.

O estudo dos produtos formados através dos difratogramas corrobora com o a análise das propriedades mecânicas, ou seja, na idade analisada não se tem evidências do ataque interno de sulfatos, sendo necessária uma ampliação das idades ensaiadas.

A análise comparativa entre 28 e 56 dias não permite identificar, por meio de difratometria de raios-X, a formação de compostos hidratados deletérios, oriundos da reação do sulfato proveniente da pirita com as fases hidratadas do cimento Portland. Há indícios, por meio do ensaio de variação dimensional, que a presença de pirita tende a causar expansão da matriz hidratada, o que pode ser atrelado à formação de produtos expansivos, os quais deverão ser identificados com maior evidência nos perfis difratométricos quando formados em maiores teores.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à infraestrutura e ao apoio em recursos humanos e financiamento à COPEL GeT projeto P&D 6491-0301/2013, à ANEEL, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação Araucária, aos Institutos LACTEC e a Universidade Federal do Paraná – PPGCEC/UFPR.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Coutinho, J. S. “Ataque por Sulfatos”. Faculdade de Engenharia do Porto (FEUP). Portugal, 2001.
- [2] Gomides, M. J. “Investigação de agregados contendo sulfetos e seus efeitos sobre a durabilidade do concreto” Tese de Doutorado Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.
- [3] Khelil, N. *et al*, “Development of an accelerated test for Internal Sulfate Attack study” Université de Toulouse. France, 2014.
- [4] Alves, M. T. P. *et al*, “Um cimento mais sustentável frente a um ataque severo por sulfatos”, 3º Congresso Construção 2007, Coimbra, 2007, pp. 122-129.
- [5] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. “Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais” IBRACON. São Paulo, 2008.
- [6] Skalny, J. *et al*, “ Sulfate Attack on Concrete” Spon Press. London, 2002. p. 43 - 50.
- [7] Veiga, K. K. “Desempenho do cimento Portland branco com escória de alto-forno e ativador químico frente ao ataque por sulfato de sódio” Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2011.
- [8] Hasparyk, N. P. *et al*, “ A deterioração de estruturas de concreto contendo agregados com sulfetos” Simpósio Epusp sobre Estruturas de Concreto. (2003)
- [9] CEMIG “Comportamento dos Concretos e das Caldas de Injeção em presença de Rochas Sulfetadas” Projeto de Pesquisa P&E0122. UHE Irapé. 2007.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide to Durable Concrete. Detroit – USA, 1991. (ACI 201).
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5736: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1991.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2002.
- [14] Kantro, D. L. Influence of water reducing admixtures on properties of cement pastes - A miniaturized slump test. Cement Concrete Aggregates, 1980.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13278: Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.
- [17] Pan, Z. *et al*, “Hydration products of alkali-activated slag-red mud cementitious material. Cement and concrete research. Volume 32, pp. 357-362. 2002.



AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE TELHAS CERÂMICAS E DE FIBROCIMENTO QUANTO À AÇÃO DE GRANIZO E CAMINHAMENTO

A. G. FÜHR

Mestranda em Engenharia Civil
Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
engenhareria.afuhr@gmail.com

J. L. P DE SOUZA

Mestrando em Engenharia Civil
Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
jlpseengenharia@gmail.com

L.L.V. AMOR

Mestrando em Engenharia Civil
Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
engvargas@gmail.com

RESUMO

É crescente a preocupação com a qualidade das construções no setor da construção civil, principalmente quanto ao desempenho das edificações habitacionais. Visando esse atendimento, foi aprovada a norma de desempenho (ABNT NBR 15575:2013), que busca estabelecer os requisitos mínimos de qualidade e desempenho dessas edificações. Recentemente, tivemos em nosso país diversas chuvas de granizo que danificaram as coberturas de edificações, além de acidentes ao executar reparos nos telhados, colocando em questionamento a segurança dos usuários das edificações. Diante deste cenário, identifica-se que a norma de desempenho pode contribuir de forma significativa para evitar danos e acidentes, pois, para que o sistema de cobertura seja eficiente, é necessário que todos os componentes sejam executados de maneira adequada. Esse estudo tem por objetivo avaliar o desempenho das telhas quanto à ação de granizo e caminhamento, conforme os requisitos estabelecidos pela NBR 15575-5:2013. Foram utilizadas telhas cerâmicas e de fibrocimento no ensaio, admitindo-se serem as mais utilizadas nas construções atuais. As telhas cerâmicas apresentaram moedas e fissuras, no entanto, a norma permite falhas desde que não prejudiquem a estanqueidade. As telhas de fibrocimento não apresentaram fissuras, somente moedas. Os resultados dos ensaios foram considerados satisfatórios.

Palavras-chave: norma de desempenho, resistência estrutural, sistemas de cobertura.

ABSTRACT

It is growing concern about the quality of buildings in the construction sector, particularly for the performance of residential buildings. Aiming this service, it was recently approved the performance standard (NBR 15575: 2013), which seeks to establish the minimum quality and performance of these buildings. Recently, we had in our country several showers of hail that damaged the roofs of buildings, as well as accidents while performing repairs on roofs, putting into question the safety of users of the buildings. Given this scenario, it is identified that the performance standard can contribute significantly to prevent damage and accidents, therefore, that the cover system is efficient, it is necessary for all components to run properly. This study aims to evaluate the performance of the tiles on the hail and traversal action, as prescribed by NBR 15575-5: 2013. Ceramics and fiber cement tiles were used in the assay, assuming they are the most used in today's buildings. Ceramic tiles had dents and cracks, however, the standard allows failures do not adversely affect the tightness. Fiber cement tiles showed no cracks, dents only. The test results were satisfactory.

Keywords: performance standard, structural strength, roofing system.

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

O setor da construção civil tem buscado melhorar a qualidade das construções. Uma das principais iniciativas atualmente é a norma de desempenho, a ABNT NBR 15.575/2013. Essa norma foi desenvolvida com o objetivo de estabelecer exigências dos usuários para edificações habitacionais quanto ao seu comportamento em uso, através de definições de requisitos (qualitativos), critérios (quantitativos ou premissas) e métodos de avaliação que permitam a mensuração e conferência do cumprimento (ABNT, 2013).

Recentemente, eventos climáticos como chuvas de granizo causaram grandes prejuízos à sociedade brasileira. Em muitos casos, as coberturas das residências (telhados) são os mais afetados, pondo em questionamento sua resistência. Além dos prejuízos materiais, a vida e o bem-estar dos usuários das edificações são colocados em risco.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A norma de desempenho prevê requisitos para os sistemas de coberturas. Entre eles, existem requisitos de desempenho estrutural como resistência e deformabilidade, solicitações de montagem ou manutenção, solicitações dinâmicas, solicitações em forros e ação do granizo e outras cargas acidentais em telhados. A execução correta de todos os componentes do sistema de cobertura é importante para seu desempenho, no entanto, e considerando que grande parte das edificações possuem sistemas de coberturas compostas por telhas cerâmicas ou de fibrocimento, pretende-se neste artigo avaliar o desempenho estrutural de tais sistemas principalmente quanto a resistência ao caminhamento (relativo às solicitações de montagem e manutenção) e quanto à resistência ao impacto (relativo às ações de granizo e outras cargas acidentais) conforme estabelecido pela NBR 15.575-5 (ABNT, 2013).

Embora a norma de desempenho envolva outros requisitos para sistemas de coberturas estes não serão abordados neste trabalho. Os resultados deste estudo não podem ser extrapolados para todos os tipos e fabricantes das telhas citadas. Para atingir o objetivo proposto, serão feitos ensaios de acordo com a norma de desempenho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Recentemente diversos Estados Brasileiros registraram prejuízos devido à ação de granizo. Segundo notícia do Jornal NH [7], publicado em dezessete de setembro deste ano, cerca de 500 residências foram danificadas por queda de granizo em Novo Hamburgo-RS, também sendo registrados prejuízos em São Leopoldo, Campo Bom e outras cidades do RS. Segundo a reportagem, foram distribuídas lonas às famílias, fazendo menção aos telhados que foram danificados. Na notícia do G1 [8], publicado em vinte e dois de outubro deste ano, foi registrada uma forte chuva com granizo no Sul de Minas, destruindo telhados de várias casas em Jacutinga-MG. Em notícia mais recente do G1 [9], publicado em dois de dezembro deste ano, foi informado que a prefeitura de Guareí-SP estima que aproximadamente 1,5 mil famílias foram afetadas por chuvas de granizo e ressalta que quarenta e três pessoas ficaram feridas ao tentar consertar os telhados.

Embora esses eventos sejam tratados como inevitáveis desastres naturais, as normas técnicas vigentes delimitam as exigências para os sistemas de coberturas, principalmente telhas, a fim de evitar tais problemas. Deve-se citar a ABNT NBR 15310/2009 que determina requisitos para telhas cerâmicas, a ABNT NBR 13858-1/1997 e ABNT NBR 13858-2/2009 para telhas de concreto, ABNT NBR 14513/2008 e ABNT NBR 14514/2008 para telhas de aço, ABNT NBR 7581-1/2012 e ABNT NBR 7581-2/2014 para telhas de fibrocimento (com amianto), ABNT NBR 15210-1/2014 e ABNT NBR 15210-2/2013 para telhas de fibrocimento sem amianto e a ABNT NBR 15575-5/2013 para o sistema de cobertura.

É necessário esclarecer que os sistemas de coberturas são formados por diversos elementos e componentes com a função de assegurar a estanqueidade, proteger os demais sistemas da deterioração por agentes naturais e contribuir para o conforto termoacústico da edificação (ABNT, 2013). Podem ser compostos por cumeeira, telhas, base de apoio para as telhas (ripas) e estrutura de suporte e transferência da carga à estrutura da edificação (geralmente de madeira), beiral, calha e elementos de fixação (parafusos, suportes etc.).

Este estudo será focado nas telhas de fibrocimento e cerâmicas, visto que são as mais comuns nas edificações, e já que são os elementos do sistema de cobertura que podem estar mais vulneráveis devido à baixa resistência dos materiais empregados, conforme evidenciado empiricamente pelas notícias citadas. É importante citar que tais materiais podem variar em espessura e composição física e química, o que deve afetar a resistência mecânica do produto final (telha) [2] [3].

As telhas cerâmicas são compostas em grande parte por minerais argilosos como sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) e em menor proporção por hematita (Fe_2O_3), óxidos alcalinos ($\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$) entre outros. A hematita é a responsável pela cor avermelhada após a queima e maiores teores de sílica podem representar incremento da resistência de ruptura à flexão [10]. Já as telhas de fibrocimento podem ser compostas por matriz cimentícia e fibras, podem conter amianto ou fibras de polivinil álcool (PVA) ou polipropileno (PP) [11]. As telhas cerâmicas tem maior variação no formato, enquanto que as telhas de fibrocimento variam bastante em função do formato, dimensões e espessura.

2.1 Requisitos de desempenho em estrutural em sistemas de cobertura

O atendimento à norma de desempenho é obrigatório para edificações residenciais a serem construídas com projeto protocolado a partir de 19 de julho de 2013. No entanto, essa norma prevê um conjunto de requisitos e recomendações que podem melhorar a qualidade das edificações e evitar prejuízos e transtornos aos usuários. A norma estipula requisitos de desempenho para os diversos sistemas de acordo com uma finalidade, visto que as edificações são sistemas complexos, compostos por diversas partes e com finalidades distintas

A norma de desempenho (ABNT NBR 15575-5/2013) prevê 5 requisitos para desempenho estrutural aos sistemas de coberturas conforme descrito abaixo:

- Resistência e deformabilidade: Segurança contra ruína e avarias ou deformações que prejudiquem a função do sistema de cobertura ou sistemas a ele ligados. Deve atender às exigências de estado limite último (resistência mecânica) e estado de limite serviço (limitação de deslocamentos, fissuras etc.), especificados em projetos conforme NBRs relativas aos materiais e métodos a serem usados, e devem prever o risco de arrancamento por esforços de sucção do vento (cálculos em projeto, detalhes de fixação etc.);
- Solicitações de montagem ou manutenção: Suportar cargas de pessoas e objetos para montagem ou manutenção. Deve resistir à uma carga de 100kg aplicada em seção mais desfavorável em estrutura principal e secundária com deslocamento máximo de $L/300$ e $L/180$ respectivamente. Em coberturas acessíveis aos usuários deve suportar ação de três cargas de 100kg em triângulo equilátero com 45cm de lado;
- Solicitações dinâmicas em sistemas de coberturas acessíveis: Possibilitar o uso, prevendo-se resistência à impactos de corpo mole e duro (exigências similares a sistemas de pisos);
- Solicitações em forros: Possibilitar fixação de luminárias e outras cargas. Sendo a carga mínima de 3kg e deslocamento máximo de 5mm e $L(\text{vão do forro})/600$;
- Ação do granizo e outras cargas acidentais em telhados: Não sofrer ruptura ou traspasse com impactos de 1J (nível mínimo), 1,5J (nível intermediário) ou 2,5J (nível superior). São tolerados fissuras, lascamentos e outros danos, desde que não haja perda da estanqueidade. (ABNT, 2013).

Neste estudo será considerado que os sistemas de coberturas não estão acessíveis aos usuários e que determinações de projetos e forros não fazem parte do escopo. Portanto, foi definido, conforme consta nos objetivos e delimitações, que este trabalho considerará apenas os requisitos de solicitações de montagem e manutenção (resistência ao caminhamento, anexo G da ABNT NBR 15575-5/2013) e ação do granizo e outras cargas acidentais (resistência ao impacto, anexo C da ABNT NBR 15575-5/2013).

3. MATERIAIS E MÉTODO DE ENSAIO

As telhas cerâmicas utilizadas no ensaio foram do tipo romana, compostas por material argiloso. As telhas possuem 43cm de comprimento e 27cm de largura, e está representada na Figura 1.



Figura 1: Telha cerâmica utilizada na amostra

Seguiu-se as instruções do manual do fabricante, as telhas foram dispostas sobre ripas de madeira de 4x3 cm, espaçadas a cada 37cm, montadas sobre caibros de 10x13 cm a cada 90 cm e com 35% de inclinação, conforme Figura 2.



Figura 2 – Sistema de cobertura com telha cerâmica montada.

As telhas de fibrocimento ensaiadas não possuem amianto, e são compostas por cimento reforçado com fios sintéticos. Conforme descrito pelo fornecedor, possuem 6mm de espessura, 1,1m de largura, 1,83m de comprimento, 51mm de altura das ondas, 177mm de distância entre cristas de ondas, e pesam 24,4kg por peça (ou 18kg/m²). O fornecedor alega atender à exigência da ABNT NBR 15210/2014 quanto a resistência a flexão (3.300N/m) e quanto as tolerâncias dimensionais.

O fabricante sugere as seguintes orientações de montagem:

- Vão máximo não deve exceder 1,69m;
- Balanço (distância entre fim da telha e apoio) deve estar entre 0,25m e 0,4m;
- Inclinação superior a 9% ou 5°;
- Fixação com parafusos de 8mm de diâmetro na 2ª e 6ª crista;
- Recobrimento lateral de 1,25 onda.

Nas telhas de fibrocimento adotou-se o maior vão entre apoios, de 1,33m, e um balanço mínimo de 0,25m e telha de 1,83m. O sistema foi posicionado na mesma inclinação da telha cerâmica, ou seja, de 35%, já que a recomendação indicava apenas a inclinação mínima de 9%. Foi realizado primeiro o ensaio de caminhamento e depois o de corpo duro, conforme Figura 3.



Figura 3 – Sistema de cobertura com telha de fibrocimento pronta para ensaio

Os ensaios seguiram as especificações da ABNT NBR 15575/2013 e foram divididos em duas etapas. A primeira a ser realizada foi a avaliação da resistência à carga concentrada, relativa ao peso do telhadista na montagem ou manutenção da cobertura. O critério da norma é que as estruturas principais e secundárias suportem a ação de uma carga vertical de 1kN (100kg) aplicada na seção mais desfavorável, sem ocorrer falhas ou possuírem deslocamentos maiores que o valor do vão dividido por 300 para vigas principais e terças e vão dividido por 180 para vigas secundárias. Na segunda etapa do ensaio, foram avaliadas a resistência ao impacto, simulando a ação de granizo e outras pequenas cargas acidentais,

cujo critério é não permitir ruptura ou transpasse. Entretanto, a norma tolera ocorrência de falhas superficiais, como fissuras e lascamentos, desde que não impliquem em perda da estanqueidade.

O ensaio da carga concentrada (ou resistência ao caminhamento) é determinado pelo anexo G da ABNT NBR 15575-5/2013. É utilizado um suporte de madeira para transmitir a carga na vertical ao sistema, visto que o mesmo se encontra inclinado. Um cilindro hidráulico é utilizado para a aplicação da carga, uma célula de carga para aferição da carga e um aparelho para aferição do deslocamento abaixo da telha, conforme ilustra a Figura 4.



Figura 4 – Ensaio de resistência ao caminhamento em cobertura de telha cerâmica.

Os ensaios que representam a ação do granizo e outras cargas acidentais (ou resistência à impacto) foram realizados conforme anexo C da ABNT NBR 15575-5/2013, que especifica que o trecho do sistema de cobertura deve: ser representativo; ser ensaiado conforme uso; possuir tamanho mínimo de 1m² ou maior vão entre apoios e balanço; e ter impacto na posição mais desfavorável.

Os ensaios foram executados nas telhas conforme recomendações do fabricante (declividade, apoios, etc.). Foi utilizada esfera conforme norma, com 67,5g e realizou-se impactos a 1,5m (E=1J), 2,3m (E=1,5J) e 3,8m (E=2,5J).

No tocante ao ensaio das telhas cerâmicas, os pontos definidos para os 3 (três) diferentes impactos foram definidos de forma aleatória. Para os ensaios das telhas de fibrocimento, buscou-se centralizar ao máximo os pontos de impacto. Foi definido que os impactos seriam na parte superior da 2ª onda entre a 4ª e a 5ª onda da telha, com o objetivo de comparar possíveis desempenhos diferentes, já que as telhas apresentam variações quanto à espessura. As cargas de 1 e 1,5J foram aplicadas nos pontos superior e inferior da telha, e a carga de 2,5J foi aplicada no centro, buscando-se atingir o ponto mais vulnerável com a maior carga.

Antes dos ensaios observou-se variação das espessuras de material em diferentes partes das telhas. As telhas cerâmicas apresentam maior espessura na parte alta da onda e menor espessura na parte plana. Nas telhas de fibrocimento, foi constatada maior espessura nas cristas e menor espessura na lateral da onda.

4. RESULTADOS

Os resultados registrados foram referentes à ocorrência de fissuras, lascamentos, desagregações, transpassamento ou outras avarias ocorridas nos ensaios para cada energia de impacto. O sistema de cobertura com telhas cerâmicas, quanto à resistência ao caminhamento, não apresentou falhas em nenhum dos dois pontos ensaiados até a carga de 1kN (carga exigida pela norma). Os resultados estão descritos abaixo em gráfico de carga e deformação (Figura 5).

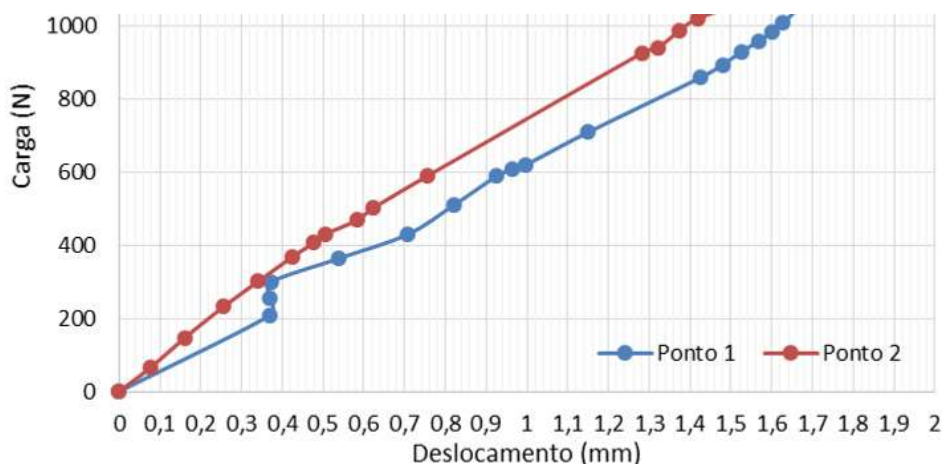


Figura 5 – Gráfico do deslocamento em função da carga

No ensaio de resistência ao caminhamento, as telhas de fibrocimento também não apresentaram nenhuma falha, mesmo aplicando cargas maiores à exigência da norma (1kN). Resistiu a carga de 4,5kN (até onde o ensaio pode ser realizado) sendo registrado na telha o deslocamento de 29mm na aplicação da carga e mantendo 8mm após a aplicação. Em ambos os casos (telhas cerâmicas e fibrocimento) conclui-se o atendimento à norma nesse requisito.

Quanto à resistência à ação de granizo, as telhas cerâmicas apresentaram falhas nos impactos de 1,5 e 2,5J, no entanto, não o suficiente para representar perda da estanqueidade, atendendo ao requisito da norma. A Figura 6 e a Tabela 1 demonstram os resultados.



Figura 6 – Imagens das amostras com marcas indicando os impactos e fissuras

Tabela 1 – Resultados do ensaio de resistência à impacto – telhas cerâmicas

Amostra	Energia (J)		
	1,0	1,5	2,5
Telha 1	Não apresentou falha	Não apresentou falha	Não apresentou falha
Telha 2	Não apresentou falha	Fissura na parte inferior da telha	Fissura na parte superior e inferior da telha
Telha 3	Não apresentou falha	Fissura na parte inferior da telha	Fissura na parte superior e inferior da telha
Telha 4	Não apresentou falha	Fissura na parte inferior da telha	Fissura somente na parte inferior da telha
Telha 5	Não apresentou falha	Fissura na parte inferior da telha	Fissura na parte superior e aumento das fissuras na parte inferior

As telhas de fibrocimento, no ensaio de resistência à ação de granizo e outras cargas acidentais, não apresentaram nenhuma fissura. No impacto de 1,5J e 2,5J, verificou-se a presença de moossa, no entanto, no impacto de 1,5J as moossas são pouco visíveis. Logo, o requisito da norma foi atendido. A Figura 7 e a Tabela 2 apresentam os resultados.



Figura 7 – Imagens das amostras com marcas indicando os impactos.

Tabela 2 – Resultados do ensaio de resistência à impacto – telhas de fibrocimento

Amostra	Energia (J)		
	1,0	1,5	2,5
Telha 1	Não apresentou falha	Mossa	Mossa
Telha 2	Não apresentou falha	Mossa	Mossa

Ao término dos ensaios, as falhas observadas nas telhas de fibrocimento foram semelhantes nos diferentes pontos de impactos (onda superior e inferior). No entanto, nas telhas cerâmicas, observou-se maior incidência de fissuras na parte plana da telha. As fissuras observadas na parte inferior da telha, apareceram somente na parte plana.

5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tanto as telhas cerâmicas quanto as de fibrocimento foram aprovadas nos requisitos de resistência ao caminhamento e ação de granizo e outras cargas acidentais. No ensaio de resistência ao caminhamento não houve nenhuma falha nos dois tipos de telhas. No ensaio de resistência à ação de granizo e outras cargas acidentais nas telhas cerâmicas, apesar das fissuras, a amostra não sofreu ruptura ou traspassamento. Visualmente, não houve perda da estanqueidade. Nas telhas de fibrocimento também não houve falhas que pudessem prejudicar a estanqueidade das telhas.

Houve mais falhas nas telhas cerâmicas do que nas telhas de fibrocimento. As telhas cerâmicas, com o impacto de 2,5J, apresentaram diversas fissuras na parte superior e inferior. Já as telhas de fibrocimento não apresentaram nenhuma fissura, apenas leve moossa. Desta forma, os ensaios indicam a possibilidade das telhas de fibrocimento serem mais resistentes do que as telhas cerâmicas no requisito resistência à ação de granizo e outras cargas acidentais.

A ABNT NBR 15575-5/2013 não solicita o teste de estanqueidade, mas julga-se importante a realização desse ensaio após o ensaio de resistência à ação de granizo e outras cargas acidentais. O ensaio seria de fundamental importância para garantir que as fissuras não prejudiquem a estanqueidade das telhas.

No ensaio de caminhamento, os dois tipos de telhas não apresentaram nenhuma falha quando aplicada a carga indicada pela norma, 1 kN (100 kg). Não foi possível aumentar a carga até as telhas romperem, por limitação do equipamento. No entanto, constatou-se que as telhas suportam cargas superiores à especifica pela norma.

Observa-se a importância da realização do ensaio de resistência à flexão antes de montar as amostras. Pois, nas telhas cerâmicas, verificou-se variação das falhas em diferentes pontos das telhas. Através de verificações preliminares como a resistência à flexão e a conferência de medidas é possível analisar a uniformidade do material e se atende ao não à respectiva norma técnica.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15575-5: Edificações Habitacionais - Desempenho – Parte 5: Requisitos para os sistemas de cobertura. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15310: Componentes Cerâmicos – Telhas – Terminologia, requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2009.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 7581-1: Telha ondulada de fibrocimento – Parte 1: Classificação e Requisitos. Rio de Janeiro, 2012.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 7581-2: Telha ondulada de fibrocimento – Parte 2: Ensaio. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15210-1: Telha ondulada de fibrocimento sem amianto e seus acessórios – Parte 1: Classificação e Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15210-1: Telha ondulada de fibrocimento sem amianto e seus acessórios – Parte 2: Ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [7] JORNAL NH – Chuva e queda de granizo atingem ao menos 500 casas em Novo Hamburgo. Publicado em 17/09/2015.
- [8] PORTAL G1. Chuva de granizo derruba árvores e destelha casas no Sul de Minas. Publicado em 22/10/2015.
- [9] PORTAL G1. Após chuva de granizo, 43 moradores caem de telhados ao fazer consertos. Publicado em 02/12/2015.
- [10] VIEIRA, C. M. F.; SOARES, T. M.; MONTEIRO, S. N. Massas cerâmicas para telhas: características e comportamento de queima (Ceramic bodies for roofing tiles: characteristics and firing behavior). Cerâmica, v. 49, p. 245-250, 2003.
- [11] PORTAL ITAMBÉ. Norma melhora instalação de telhas de fibrocimento. Disponível em <http://cimentoitambe.com.br/normas-instalacao-telhas-fibrocimento>. Acesso em 12 dez 2015.



**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO QUANTO À ADERÊNCIA DE DIFERENTES
TRATAMENTOS SUPERFICIAIS DO SUBSTRATO DE CONCRETO PARA USO DE
CHAPISCO INDUSTRIALIZADO**

A. C. ANDRADE

Arquiteta e Urbanista
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
RS, Brasil
amandacoffiandrade@gmail.com

C. M. B. P. ZACCOLO

Arquiteta e Urbanista
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
RS, Brasil
claudiapoli@gmail.com

L. J. RIETH

Arquiteta e Urbanista
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
RS, Brasil
larart_arq@hotmail.com

RESUMO

O presente artigo é resultado de um trabalho experimental desenvolvido no Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído (LAMTAC), do Núcleo Orientado para Inovação da Edificação (NORIE), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), com o intuito de averiguar a influência de cinco tratamentos superficiais executados nos substratos de estruturas de concreto com resistência à compressão de 35 MPa, na aderência do chapisco colante aplicado com desempenadeira. Os procedimentos para determinar a resistência potencial de aderência à tração foram realizados de acordo com a NBR 15258 [11]. De forma suplementar foi analisada a argamassa de chapisco quanto ao seu coeficiente de capilaridade e absorção, densidade da massa aparente no estado endurecido, seu módulo de elasticidade dinâmico e sua resistência à tração na flexão e à compressão. Todos os tratamentos obtiveram bons resultados, alcançando a resistência à tração mínima exigida pela NBR 13281 [13], demonstrando, inclusive, que não há necessidade de tratar a superfície do substrato de concreto quando da utilização desse tipo de chapisco. Porém, o tratamento apicoado demonstrou-se ainda mais eficaz, aumentando, consideravelmente, a aderência do chapisco à base.

Palavras-chave: Concreto, chapisco, tratamentos superficiais.

ABSTRACT

This paper is the result of an experimental study developed in the Laboratory of Materials and Technology of the Built Environment (LAMTAC) from Oriented Center of Innovation Building (NORIE) of the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), in order to investigate the influence of five substrate treatments in structural concrete substrates with compressive strength of 35MPa, in the adhesive slurry mortar adherence applied with trowel. The procedures to determinate the bond tensile strength were performed according to NBR 15258 [11]. Supplementary was analyzed slurry mortar as its water absorption coefficient due to capillary action, specific gravity in the hardened stage, its elasticity modulus and its flexural and the compressive strength in the hardened stage. All the treatments obtained good results, reaching the minimum tensile strength required by NBR 13281 [13], including demonstrating that there is no need to treat the concrete substrate surface when using this type of slurry mortar. However, the milling treatment was demonstrated even more effective, increasing considerably the adherence of slurry mortar to the base.

Keywords: Concrete, slurry mortar, substrate treatment.

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de concretos, com resistência acima de 30 MPa, permite a elaboração de projetos com uma maior esbeltez em seus traços arquitetônicos. Projetos desse tipo, todavia, apresentam maiores desafios quanto aos demais sistemas construtivos. Concretos com maior resistência têm sua porosidade reduzida, o que acaba contribuindo para a redução dos índices de aderência em sua superfície [1]. Outro fator relevante é a oscilação tanto da mão de obra quanto dos materiais, ocasionando a ocorrência de manifestações patológicas, tais como fissuração e descolamentos por deficiência na aderência. Revestimentos argamassados e cerâmicos são os maiores prejudicados pelo descolamento da camada de chapisco, devido à baixa aderência ao substrato. É nesse sentido que o presente trabalho se justifica, pois visa medir alguns tipos de tratamento superficiais do concreto como um fator auxiliar para o aumento de sua aderência ao chapisco.

Diversos tipos de chapisco utilizados e sua combinação com os materiais aplicados na construção civil, como diferentes aplicações (liso e “dentado”), para entender suas influências na aderência ao substrato, foram analisados em estudo anterior [1]. Assim como [2] realizou a verificação da influência da rugosidade gerada pelo tratamento superficial do substrato de concreto na aderência do revestimento em argamassa com a utilização de chapisco industrializado e convencional.

Com o objetivo de entender se os diferentes tratamentos superficiais mais utilizados em obra influenciam na aderência do chapisco industrializado desempenado, o presente trabalho testou a resistência à aderência de cinco diferentes tipos de tratamentos superficiais no substrato de concreto com resistência de 35MPa: apicoado, lixado mecanicamente, estriado, escovado e, também, será testado o substrato sem tratamento algum, a fim de entender se a realização ou não de tratamento, realmente, influi na aderência. Complementarmente, foram realizados testes para auferir a resistência do concreto. No chapisco, houveram testes de absorção de água e coeficiente de capilaridade, densidade de massa aparente no estado endurecido, módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica e resistência à tração na flexão e à compressão. Na argamassa, os testes foram somente de resistência à tração na flexão e à compressão.

2. METODOLOGIA

Para o cumprimento desses ensaios, foram confeccionadas dez placas de concreto (25cm x 35cm x 4cm), com 35MPa cada, moldadas de acordo com a NBR 5738 [3]. Nelas, foram feitos cinco tratamentos superficiais, utilizando duas placas para cada tratamento, a saber: sem tratamento superficial, tratamento escovado com escova de aço, tratamento apicoado com martelo manual, tratamento lixado mecanicamente e tratamento estriado com ranhuras feitas com a serra elétrica, conforme Figura 1. O ensaio de resistência do concreto foi realizado de acordo com a NBR 5739 [4], e o tratamento nas suas superfícies conforme a norma europeia EN 1504-10:2008 [5]. Os dois corpos de prova, após 28 dias, apresentaram resistência à compressão de 35MPa e 37MPa.



Figura 1: Confeção das placas – Fonte: dos autores

Após a execução de cada tratamento superficial, realizou-se o molhamento da superfície e utilizou-se o chapisco industrializado do tipo chapisco colante, cor cinza, lote JND 52, Quartzolit. O chapisco foi aplicado com a desempenadeira metálica denteada 6mm x 6mm x 6mm, ficando com espessura média de 5mm. Foram utilizados 10kg de chapisco e 1,75 litros de água, ou seja, relação água/material seco menor que 0,50 (Figura 2). Após três dias da

aplicação do chapisco, com a utilização da caixa de queda, as placas foram revestidas com argamassa, no traço de 1:1:4 (cimento, areia e água), com cimento CP-IV e cal, numa camada com espessura de 20mm. Para garantir a espessura constante de 20mm do revestimento, foi empregado um gabarito metálico fixado nas laterais da placa de concreto. Especificamente, foram utilizados 6,38 quilos de cimento e de areia e 12,96 litros de água, de acordo com a consistência padrão de $255\text{mm} \pm 10\text{mm}$, resultando, após 30 golpes, em 260 mm, 255 mm e 260 mm (Figura 3). O índice de consistência das argamassas de chapisco e de revestimento obedeceu à NBR 13276 [6]. As placas foram levadas à câmara seca com temperatura controlada a 10°C , até sua cura.



Figura 2: Aplicação do chapisco industrializado – Fonte: dos autores



Figura 3: Aplicação da argamassa – Fonte: dos autores

Juntamente com o preparo das placas, foram moldados, também, três corpos de prova, prismáticos, de $4\text{cm} \times 4\text{cm} \times 16\text{cm}$, do chapisco utilizado, para a realização posterior dos ensaios de caracterização: ensaios de absorção de água e coeficiente de capilaridade, de acordo com a NBR 15259 [7]; densidade de massa aparente no estado endurecido, de acordo com a NBR 13280 [8]; módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica, de acordo com a NBR 15630 [9]; e resistência à tração na flexão e à compressão, de acordo com a NBR 13279 [10]. Para a argamassa de revestimento, foram moldados três corpos de prova, também prismáticos e nas mesmas dimensões, para a realização desse mesmo ensaio de resistência à tração na flexão e à compressão. Os dados obtidos na caracterização das argamassas de chapisco e de revestimento estão expostos no Anexo desse documento.

Após 28 dias de sua cura, cada placa foi perfurada em seis pontos, com a serra-copo diamantada de 57mm, para a obtenção de 12 corpos de prova de 50mm de diâmetro para cada tratamento. Posteriormente, a pastilha metálica foi aplicada com cola Poxipol 10 min, nos corpos de prova, onde foram realizados os testes de aderência com o aderímetro, em conformidade com a NBR 15258 [11] (Figura 4). Os limites mínimos de resistência de aderência à tração são estabelecidos pela NBR 13281 [12].



Figura 4: Ensaio de resistência de aderência à tração – Fonte: dos autores

Todos os ensaios, métodos e materiais utilizados para a execução desse programa experimental foram realizados e disponibilizados pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), no Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído (LAMTAC) do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação (NORIE).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O procedimento experimental foi constituído pelas etapas de separação dos materiais, consulta às normas técnicas, conferência das dosagens, planejamento e execução dos ensaios e, por fim, anotações e análises dos resultados obtidos. A seguir, são expostos os resultados obtidos nos ensaios de resistência à tração, em consonância com a NBR 15258 [11], das placas com os diferentes tratamentos. São apresentados, também, os resultados dos ensaios de caracterização da argamassa de chapisco e a influência desses com os resultados de aderência.

3.1 Aderência da superfície de concreto sem tratamento para uso de chapisco industrializado

O Quadro 1 apresenta os resultados referentes a aderência à tração referentes a superfície sem tratamento.

Quadro 1 – Resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração

	CP (n°)	Carga (N)	Seção (mm ²)	Resistência potencial aderência (MPa)	Forma de ruptura (%)						Profundidade de ruptura (mm)		
					Concreto	Concreto/chapisco	Chapisco	Chapisco/argamassa	Argamassa	Argamassa/cola		Cola/pastilha	Falha na pastilha
Sem tratamento	1	1845	1963	0,94			40		60				16,33
	2	1826	1963	0,93				100					17,96
	3	1610	1963	0,82			15	85					17,51
	4	903	1963	0,46			45	55					18,53
	5	1512	1963	0,77			10	90					18,40
	6	903	1963	0,46			5	95					18,86
	7	883	1963	0,45				100					19,57
	8	1649	1963	0,84			10	90					15,72
	9	1394	1963	0,71				85	15				18,64
	10	1767	1963	0,90						100			0,00
	11	1433	1963	0,73			20	80					19,97
	12	1354	1963	0,69			35	65					20,80
Resistência potencial média				0,81									

Para o cálculo da resistência potencial média tais resultados foram descartados, pois se afastaram $\pm 30\%$ da média.

As placas de superfície sem tratamento tiveram a maioria das rupturas na interface chapisco/argamassa. Seu resultado de resistência potencial média foi de 0,81MPa, o que se considera satisfatório, alcançando a resistência à tração mínima exigida pela NBR 13281 [12], que é de 0,30MPa, para a classificação A3. Além disso, a Norma aponta que oito entre doze amostras devem apresentar valor superior ao requerido, ou seja, a amostra atingiu essa exigência.

3.2 Aderência da superfície de concreto escovada para uso de chapisco industrializado

Quadro 2 – Resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração

CP (n°)	Carga (N)	Seção (mm ²)	Resistência potencial aderência (MPa)	Forma de ruptura (%)								Profundidade de ruptura (mm)		
				Concreto	Concreto/chapisco	Chapisco	Chapisco/argamassa	Argamassa	Argamassa/cola	Cola/pastilha	Falha na pastilha			
Escovado	1	648	1963	0,33			10	90						13,91
	2	1610	1963	0,82			15	85						16,49
	3	1394	1963	0,71			5	95						16,22
	4	1551	1963	0,79				100						15,25
	5	1040	1963	0,53			50	50						16,76
	6	1394	1963	0,71			3	97						18,60
	7	1629	1963	0,83						100				0,00
	8	1060	1963	0,54			40	40	20					24,06
	9	1237	1963	0,63						100				0,00
	10	1217	1963	0,62						100				0,00
	11	1158	1963	0,59				50	50					23,43
	12	1060	1963	0,54						85	15			0,00
Resistência potencial média				0,65										

Para o cálculo da resistência potencial média estes resultados foram descartados, pois se afastaram $\pm 30\%$ da média.

As placas de superfície escovada apresentaram a maioria das rupturas na interface chapisco/argamassa. Seu resultado de resistência potencial média foi de 0,65MPa, o que se considera satisfatório, alcançando a resistência à tração mínima exigida pela NBR 13281 [12], que é de 0,30MPa, para a classificação A3. Da mesma forma que no item anterior, essa amostra também atingiu a exigência da norma de que oito entre doze amostras devem apresentar valor superior ao requerido

3.3 Aderência da superfície de concreto apicoada para uso de chapisco industrializado

Quadro 3 – Resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração

CP (n°)	Carga (N)	Seção (mm ²)	Resistência potencial aderência (MPa)	Forma de ruptura (%)								Profundidade de ruptura (mm)		
				Concreto	Concreto/chapisco	Chapisco	Chapisco/argamassa	Argamassa	Argamassa/cola	Cola/pastilha	Falha na pastilha			
Apicoado	1	1570	1963	0,80	10	90								21,83
	2	1865	1963	0,95						100				0,00
	3	1767	1963	0,90			15	85						18,37
	4	1433	1963	0,73	90	10								20,94
	5	1394	1963	0,71				100						18,22
	6	1158	1963	0,59			25	25	50					17,39
	7	2886	1963	1,47	75		15	10						20,50
	8	1472	1963	0,75	75		10	15						20,47
	9	2768	1963	1,41	40		60							19,21
	10	1708	1963	0,87	30		50	20						20,84
	11	1708	1963	0,87						100				0,00
	12	1649	1963	0,84	90	10								18,81
Resistência potencial média				0,82										

Para o cálculo da resistência potencial média tais resultados foram descartados, pois se afastaram $\pm 30\%$ da média.

As placas de superfície apicoada, diferentemente das demais placas, tiveram a maioria das rupturas no concreto, alcançando altos valores aplicados de tensão. Seu resultado de resistência potencial média, no entanto, foi de 0,82MPa, apesar de apresentar altos valores aplicados de tensão, devido ao descarte dos resultados variantes a $\pm 30\%$ da média, o que coloca esse resultado na média dos outros tratamentos, atingindo, da mesma forma, a resistência à tração mínima exigida pela NBR 13281 [12], que é de 0,30MPa, para a classificação A3.

3.4 Aderência da superfície de concreto lixada mecanicamente para uso de chapisco industrializado

Quadro 4 – Resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração

	CP (n°)	Carga (N)	Seção (mm²)	Resistência potencial aderência (MPa)	Forma de ruptura (%)							Profundidade de ruptura (mm)	
					Concreto	Concreto/chapisco	Chapisco	Chapisco/argamassa	Argamassa	Argamassa/cola	Cola/pastilha		Falha na pastilha
Lixado mecanicamente	1	1845	1963	0,94			50	50					18,53
	2	1727	1963	0,88				100					17,76
	3	0	1963	0,00								100	0,00
	4	1080	1963	0,55				100					16,78
	5	1512	1963	0,77				100					15,38
	6	1904	1963	0,97			30	70					18,46
	7	982	1963	0,50			15	85					20,53
	8	1197	1963	0,61			10	90					19,51
	9	1021	1963	0,52						85	15		0,00
	10	1217	1963	0,62						100			0,00
	11	1237	1963	0,63				100					18,90
	12	903	1963	0,46						100			0,00
Resistência potencial média				0,64									

- Para o cálculo da resistência potencial média estes resultados foram descartados, pois se afastaram $\pm 30\%$ da média.
Resultado descartado, devido à falha na pastilha.

As placas de superfície lixada mecanicamente tiveram a maioria das rupturas na interface chapisco/argamassa. Seu resultado de resistência potencial média foi de 0,64MPa, considerado satisfatório, alcançando a resistência à tração mínima exigida pela NBR 13281 [12] que é de 0,30MPa, para a classificação A3. O resultado do CP n°3 foi descartado, pois houve falha na pastilha.

3.5 Aderência da superfície de concreto estriada para uso de chapisco industrializado

Quadro 5 – Resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração

	CP (n°)	Carga (N)	Seção (mm²)	Resistência potencial aderência (MPa)	Forma de ruptura (%)							Profundidade de ruptura (mm)	
					Concreto	Concreto/chapisco	Chapisco	Chapisco/argamassa	Argamassa	Argamassa/cola	Cola/pastilha		Falha na pastilha
Estriado	1	1433	1963	0,73				100					16,83
	2	1394	1963	0,71				100					17,92
	3	1217	1963	0,62						100			0,00
	4	1335	1963	0,68						100			0,00
	5	1296	1963	0,66				100					18,03
	6	1767	1963	0,90			20	80					18,58
	7	1413	1963	0,72						100			0,00
	8	1590	1963	0,81			15	85					16,01
	9	1708	1963	0,87						100			0,00
	10	1433	1963	0,73						100			0,00
	11	1197	1963	0,61				100					15,67
	12	1080	1963	0,55			10	40	50				15,42
Resistência potencial média				0,72									

As placas de superfície estriada tiveram a maioria das rupturas na interface chapisco/argamassa. Seu resultado de resistência potencial média foi satisfatório, com 0,72MPa. Sendo assim, alcançou o valor de 0,30MPa de resistência à tração mínima, conforme exigido, para a classificação A3, pela NBR 13281 (2005).

3.6 Médias, desvio padrão e coeficiente de variação

Quadro 6 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração

CP (n°)	Carga (N)	Seção (mm ²)	Resistência potencial aderência (MPa)	Forma de ruptura (%)								Profundidade de ruptura (mm)
				Concreto	Concreto/chapisco	Chapisco	Chapisco/argamassa	Argamassa	Argamassa/cola	Cola/pastilha	Falha na pastilha	
Média	1440	1963	0,73	6,83	1,83	10,47	50,12	4,08	24,50	0,50	1,67	13,69
Desvio padrão			0,13									
Coeficiente de variação			17,36%									

As amostras apresentaram, em média, um rompimento de 50,12% na interface chapisco/argamassa; 24,50% na interface argamassa/cola; 10,47% no chapisco; 6,83% no concreto; 4,08% na argamassa. Em 1,67%, ocorreu falha na pastilha; 1,83% romperam na interface concreto/chapisco; e 0,50% na interface cola/pastilha. No gráfico a seguir (Figura 1), é possível verificar o comportamento das rupturas em suas médias.

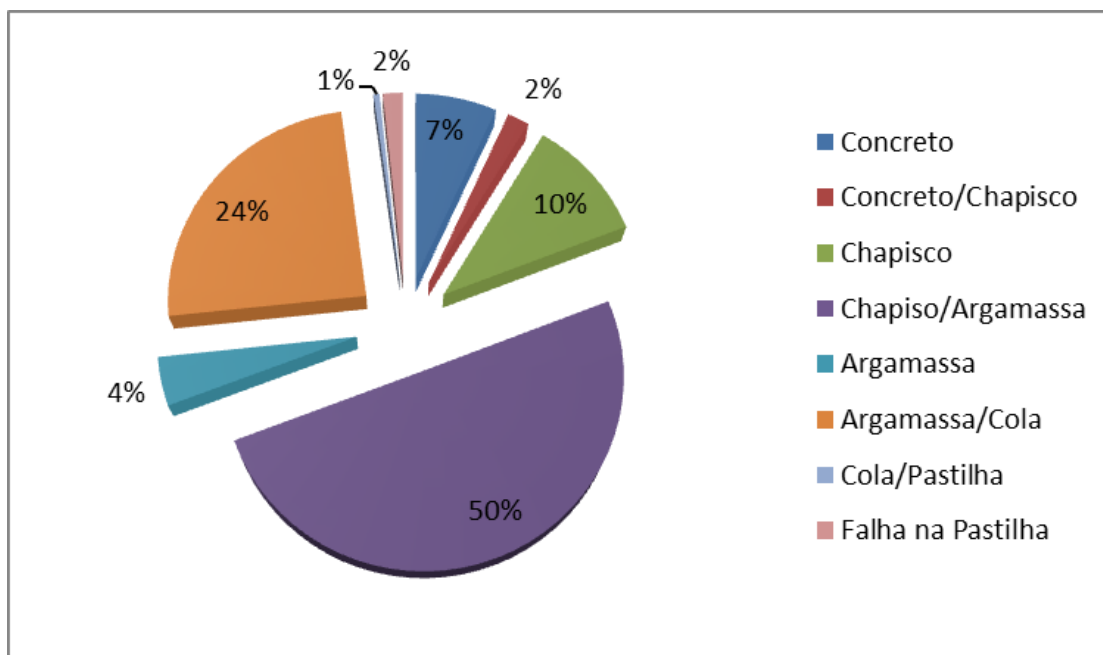


Figura 1: Forma de ruptura – Ensaio de resistência de aderência à tração – Fonte: dos autores

É importante salientar que, como o intuito desse programa experimental era testar a qualidade do chapisco industrializado, utilizou-se uma argamassa de revestimento “fraca”, ou seja, traço 1:1:4, para que o resultado não fosse influenciado pela aderência desta. Assim, percebe-se que a maioria dos rompimentos ocorreu na interface chapisco/argamassa ou na interface argamassa/cola, ou seja, o chapisco manteve-se aderido ao concreto, independentemente do tratamento superficial dado. Como a placa sem tratamento apresentou, também, a maioria dos rompimentos nessas interfaces, os resultados mostraram que a realização de um tratamento superficial, no concreto, pode não ter utilidade, quando da utilização desse tipo de chapisco.

O mesmo não ocorre com as placas que foram apicoadas, pois, nelas, os rompimentos ocorreram, em sua maioria, no concreto, o que demonstra que, nesse tratamento, a aderência entre chapisco e concreto foi maior do que nos outros tratamentos, o que, também, pode ser conferido nos altos valores de tensão no rompimento, conforme Figura 2. Com isso, é possível concluir que o tratamento apicoado apresentou-se com maior eficiência quanto ao aumento de aderência do chapisco ao substrato.

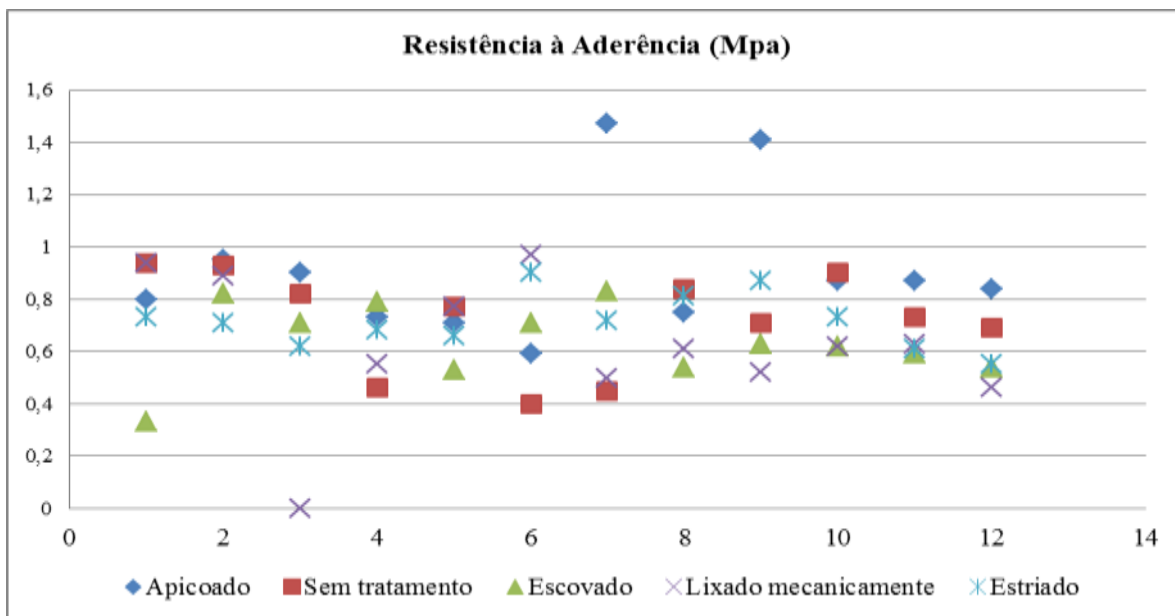


Figura 2: Resistência de aderência à tração (MPa) – Fonte: dos autores

Referente à resistência potencial de aderência, verificou-se que o desvio padrão foi 0,13 e o coeficiente de variação foi 17,36%, para uma tensão média de 0,73 MPa. Salienta-se que, para esse cálculo, foram descartados todos os resultados que se afastaram $\pm 30\%$ da média de cada tratamento, como forma de validar os mesmos. Os resultados desse ensaio não representam o desempenho do sistema construtivo. De acordo com a Tabela 7 da NBR 13281 [12], tal resultado foi considerado satisfatório, atingindo a classe A3. Na Figura 3, verificam-se as resistências potenciais médias de cada tratamento.

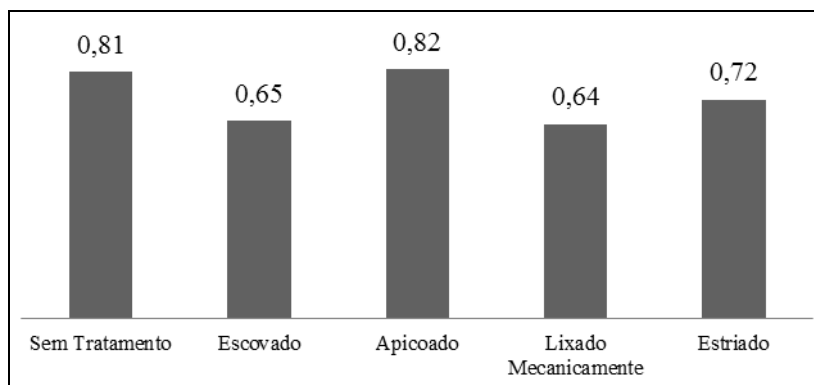


Figura 3: Resistência potencial média – Ensaio de resistência de aderência à tração – Fonte: dos autores

No Quadro 7, apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização da argamassa de chapisco e a devida classificação, de acordo com a NBR 13281[12].

Quadro 7 – Resultados dos ensaios de caracterização da argamassa de chapisco

Ensaio	Norma NBR	Resultados	CI
Densidade de massa aparente no estado endurecido	13280/2005	1316,82kg/m ³	M2
Resistência à tração na flexão	13279/2005	5,29MPa	R6
Resistência à compressão		13,73MPa	P6
Absorção por capilaridade A10	15259/2005	0,07g/cm ²	-
Absorção por capilaridade A90		0,18g/cm ²	-
Coefficiente de capilaridade - C		1,80g/dm ² .min ^{1/2}	C2

CI = Classificação conforme NBR 13281/2005

Pela pouca quantidade de resultados com rompimentos na interface concreto/chapisco, percebe-se a boa aderência que ocorreu entre o chapisco e o concreto. Isso se deve, provavelmente, ao chapisco utilizado para todos os ensaios e à sua forma de aplicação: chapisco colante aplicado com desempenadeira. Esse material possui propriedades superiores ao chapisco convencional, em função da dosagem controlada e da presença de aditivos. Ao ser aplicado com a desempenadeira contribuiu para uma maior coesão entre os materiais, na medida em que, ao produzir as reentrâncias, aumentou a superfície de aderência. Outro fator observado é que a absorção por capilaridade é muito baixa, conforme Figura 4, o que pode influenciar a alta aderência.



Figura 4: Absorção por capilaridade aos 90 minutos – Fonte: dos autores

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos dados obtidos, constatou-se que não há necessidade de executar nenhum tratamento na superfície do concreto, quando da utilização do chapisco industrializado. Contudo, o tratamento apicoado apresentou um aumento de resistência potencial de 12,64% em relação à média dos outros e, nesse tratamento, 43% das amostras romperam na superfície do concreto ou na interface deste com o chapisco, o que demonstra que o tratamento apicoado aumenta, consideravelmente, a aderência do chapisco ao concreto. Sugere-se um estudo aprofundado sobre esse tratamento e sua influência na aderência do revestimento argamassado.

Quanto à argamassa do chapisco, averiguou-se que o modo de aplicação, com desempenadeira denteada, é um fator que aumenta a ancoragem mecânica do revestimento, auxiliando na aderência do mesmo. O baixo coeficiente de capilaridade é uma condição que, também, contribui para o aumento da aderência. Porém, como desvantagem, é importante citar o consumo elevado e o custo do material, que se tornam empecilhos para a sua utilização em todas as superfícies, ficando restrito, por esse motivo, às superfícies de concreto.

Portanto, com esse estudo, conclui-se que a qualidade da argamassa de chapisco colante, quando respeitada a relação água/cimento recomendada pelo fabricante, é um revestimento de excelente aderência, não sendo necessário nenhum tratamento superficial no concreto. Não havendo, desta forma, empecilhos para uso de revestimento argamassa sobre paredes de concreto, ao se utilizar o chapisco colante..

5. ANEXO: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA EXECUÇÃO DAS PLACAS PARA OS TESTES DE ADERÊNCIA

5.1 Ensaio densidade de massa aparente no estado endurecido, conforme a NBR 13280 [8], no chapisco

Quadro 1 – Resultados obtidos no ensaio de densidade de massa aparente no estado endurecido

	Massa	Dimensões			Volume	Densidade
	m	L	h	c	v	ρ
	g	Cm	cm	cm	cm ³	kg/m ³
CP1	468,71	16,66	4,63	4,55	350,96789	1335,48
CP2	458,68	16,66	4,62	4,5	346,3614	1324,28
CP3	463,47	16,68	4,6	4,68	359,08704	1290,69
MÉDIA						1316,82

5.2 Ensaio módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica, conforme a NBR 15630 [9], no chapisco

Quadro 2 – Resultados obtidos no ensaio de módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica

	1		2		3		média		Densidade p	Módulo Dinâmico Ed	Módulo Dinâmico Ed
	Tempo	Velocidade	Tempo	Velocidade	Tempo	Velocidade	Tempo	Velocidade			
	t	v	t	v	t	v	t	v			
	µs	mm/µs	µs	mm/µs	µs	mm/µs	µs	mm/µs			
CP1	51.3	3.235	50.9	3.261	50.8	3.267	51	3.25433333	0.0013355	0.012729474	1.27295E-05
CP2	51.2	3.242	51.8	3.204	50.8	3.267	51.266667	3.23766667	0.0013243	0.01249376	1.24938E-05
CP3	50.8	3.267	50.8	3.267	50.8	3.267	50.8	3.267	0.0012907	0.012398413	1.23984E-05

5.3 Ensaio absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade, conforme a NBR 15259 [7], no chapisco

Quadro 3 – Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade.

	Dimensões			Massa (antes)	Massa (10min)	Massa (90 min)	Absorção de água por capilaridade	Absorção de água por capilaridade	Coeficiente de capilaridade
	L	H	c	m0	m10	m90	At10	At90	At90
	Cm	Cm	cm	g	g	g	g/cm ²	g/cm ²	g/dim ² . min ^{1/2}
CP1	16,7	4,63	4,55	452,39	453,39	455,29	0,0625	0,18125	1,9
CP2	16,7	4,62	4,5	443,66	444,77	446,49	0,069375	0,176875	1,72
CP3	16,7	4,6	4,68	446,87	447,92	449,68	0,065625	0,175625	1,76
MÉDIA							0,07	0,18	1,79

5.4 Ensaio resistência à tração na flexão e à compressão, conforme a NBR 13279 [10], no chapisco

Quadro 4 – Resultados obtidos no ensaio de resistência à tração na flexão e à compressão

ENSAIO TRAÇÃO NA FLEXÃO						ENSAIO COMPRESSÃO					
	Dimensões			Carga aplicada	Resistência à tração na flexão		Dimensões			Carga aplicada	Resistência à compressão
	L	H	c	Ff	Rf		l	h	c	Fc	Rc
	mm	Mm	mm	N	Mpa		mm	mm	mm	N	MPa
CP1	167	46,3	45,5	23100	5,414	CP1	167	46,3	45,5	21000	13,13
CP2	167	46,2	45	21400	5,016	CP2	167	46,2	45	21900	13,69
CP3	167	46	46,8	23200	5,438	CP3	167	46	46,8	23000	14,38
MÉDIA					5,289	MÉDIA					13,73

5.4 Ensaio resistência à tração na flexão e à compressão, conforme a NBR 13279 [10], na argamassa

Quadro 5 – Resultados obtidos no ensaio de resistência à tração na flexão e à compressão

ENSAIO TRAÇÃO NA FLEXÃO NBR 13279						ENSAIO COMPRESSÃO NBR 13279					
	Dimensões			Carga aplicada	Resistência à tração na flexão		Dimensões			Carga aplicada	Resistência à compressão
	l	h	c	Ff	Rf		l	h	c	Fc	Rc
	mm	mm	mm	N	Mpa		mm	mm	mm	N	MPa
CP1	167	46,3	45,5	9000	9,77	CP1	167	46,3	45,5	8500	5,31
CP2	167	46,2	45	6900	7,47	CP2	167	46,2	45	9000	5,63
CP3	167	46	46,8	9400	10,13	CP3	167	46	46,8	9100	5,69
MÉDIA					9,12	MÉDIA					5,54



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] RUBIN, A.P, *et al.* Resistência de aderência de diferentes tipos de chapiscos. UFRGS. Porto Alegre, 2012. Artigo acadêmico.
- [2] PRETTO, M.E.J. *Influência da rugosidade gerada pelo tratamento superficial do substrato de concreto na aderência do revestimento em argamassa.* 2007. 180 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 2007.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.* Rio de Janeiro, 2015.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739: concreto – ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.* Rio de Janeiro, 2007.
- [5] EN 1504-10:2008 (1. ed.) Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controle da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 10: Aplicação de produtos e sistemas e controlo da qualidade da obra. IDT Termo de Homologação nº 2008/0105, 2008-04-03.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13276: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – preparo da mistura e determinação do índice de consistência padrão.* Rio de Janeiro, 2005.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15259: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade.* Rio de Janeiro, 2005
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13280: argamassa para assentamento de paredes e de revestimento de paredes e tetos – determinação da densidade de massa aparente no estado endurecido.* Rio de Janeiro, 2005.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15630: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica.* Rio de Janeiro, 2008.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13279: argamassa para assentamento de paredes e de revestimento de paredes e tetos – determinação da resistência à tração na flexão e à compressão.* Rio de Janeiro, 2005.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS *NBR 15258: argamassa para revestimento de paredes e tetos – determinação da resistência potencial de aderência à tração.* Rio de Janeiro, 2005.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13281: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – requisitos.* Rio de Janeiro, 2005.



**AVALIAÇÃO DO RECALQUE DA PONTE SOBRE O IGARAPÉ SANTANA, NO
MUNICÍPIO DE TUCURUÍ-PA.**

P. MILHOMEM

Profissão: Estudante
Instituição: UFPA
Estado; País: Pará, Brasil
e-mail: patriciamotamilhomem@gmail.com

M. SOUZA

Profissão: Estudante
Instituição: UFPA
Estado; País: Pará, Brasil
e-mail: micheli-sousa@hotmail.com

P. COSTA

Profissão: Estudante
Instituição: UFPA
Estado; País: Pará, Brasil
e-mail: patrick.silva.costa@hotmail.com

A. NETO

Profissão: Professor
Instituição: UFPA
Estado; País: Pará, Brasil
e-mail: aaraon@ufpa.br

M. FERREIRA

Profissão: Professor
Instituição: UFPA
Estado; País: Pará, Brasil
e-mail: mpinaf@gmail.com

RESUMO

As manifestações patológicas que surgem nas estruturas são indicadores de problemas que podem ser decorrentes na elaboração ou execução do projeto, como também, má utilização da estrutura e falta de manutenção preventiva. Tais patologias são objetos de estudos quando pretende-se obter uma solução adequada para o problema. Desta forma, este trabalho apresenta as patologias observadas na Ponte sobre o Igarapé Santana, localizada no município de Tucuruí-Pa. Onde pela magnitude dos problemas percebe-se visualmente que a estrutura encontra-se comprometida, além de, por meio de estudos, avaliar tecnicamente a diferença de cota entre os pontos iniciais e finais da ponte, atualmente, com mais de 20 cm, recalque ocasionado pelas fissuras, trincas, rachaduras, fendas e brechas nos bolsacretos decorrentes de infiltrações. A partir desta análise buscou-se listar os motivos que levaram ao deslocamento vertical, além de outras patologias observadas, como corrosão da estrutura metálica. Em seguida propor contribuições técnicas, se ainda for viável, afim de que esta imperfeição seja corrigida pelo órgão competente do município, já de uma vez que a ponte é de extrema importância para a região estabelecendo continuidade a via da orla da cidade, são aproximadamente 13 anos de uso sem grandes reformas ou intervenções.

Palavras-chave: Fundação, manifestações patológicas, recalque, técnicas de reparo.

ABSTRACT

The pathological manifestations that arise in the structures are indicators of problems that may be arising from the elaboration or execution of the project, but also, error in the use of structure and lack of preventive maintenance. Such pathologies are objects of study when it is intended to obtain an adequate solution to the problem. Thus, this work presents the pathologies observed in the bridge over the Igarapé Santana, located in the municipality of Tucuruí-Pa. Where through the magnitude of the problems we can see that the structure is compromised, as well as through study, It perceives que there is height difference between the start and end points of the bridge, currently has more than 20 cm, settlement caused by fissures, cracks, crevices is gaps in bolsacretos due to infiltration. From this analysis we tried to list the reasons that led to vertical displacement, and other pathologies observed, as corrosion stringer, then propose technical contributions in order that these shortcomings be remedied by the municiple. because the bridge is of utmost



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



importance to the region by establishing continuing the path of the edge of town, have approximately 13 years of use without major reforms or interventions.

Keywords: Foundation, pathological manifestation, settlement, repair techniques.

1. INTRODUÇÃO

O estudo das patologias em edificações começou a ganhar importância à medida que foi se intensificando problemas no comportamento da estrutura. Pode-se dizer que a vida útil de um material tem sua durabilidade diretamente ligada a sua conservação e manutenção, uma vez que está submetido a ações direta ou indiretamente do meio em que está exposto e a partir dessas ocorrências, deve-se diagnosticar a natureza, a origem e os mecanismos dessas patologias [1].

Os problemas patológicos construtivos são evolutivos e tendem a se agravar com o passar do tempo. Por exemplo: uma fissura de momento fletor pode dar origem à corrosão de armadura, flechas excessivas em vigas e lajes, podem acarretar fissuras em paredes e deslocamentos em pisos rígidos apoiados sobre elementos fletidos [2].

O sucesso de uma obra de fundações e contenções depende de três fatores: projeto, materiais e execução. Torna-se, portanto, muito importante conhecer os itens que devem ser controlados em cada uma dessas etapas, para que a obra não apresente patologias como deformações e até mesmo rupturas durante e após a sua conclusão [3].

A escolha do tipo de fundação adequada para a estrutura, e as cargas que deverão ser transferidas ao solo com segurança, representam a maior dificuldade na elaboração de um projeto geotécnico. Uma fundação adequadamente definida e projetada deve suportar as cargas atuantes, distribuindo-as eficientemente sobre a superfície de contato na qual se apoia. Esta distribuição não deve gerar tensões maiores que as admissíveis pelo solo, evitando assim a ruptura na massa do solo subjacente, inclinações e recalques significativos à estrutura.

Toda edificação está sujeita a deslocamentos verticais (recalques), durante ou mesmo após a sua conclusão, por um determinado período de tempo, até que o equilíbrio entre o carregamento aplicado e o solo seja atingido. Esses movimentos podem provocar a ocorrência de falhas, evidenciadas pelos desnivelamentos de pisos, trincas e desaprumos da construção [4].

É muito comum observar deformações decorrentes da má qualidade das fundações que surgem por meio de danos, os quais podem ser verificados nos elementos de fundação, pela deterioração dos materiais que as compõem e, na obra como um todo, pelos recalques e desaprumos. Como os danos nas peças de fundação são mais complicados de serem detectados, pelo fato da fundação estar soterrada, a prática de averiguar o desempenho das fundações consiste, comumente, em monitorar os recalques medidos na estrutura [5].

A NBR 6122:2010 estabelece que nas obras em que as cargas mais importantes são verticais, a medição dos recalques constitui o resumo fundamental para a observação do comportamento da obra. A norma acrescenta que tal medida tem como objetivo permitir a comparação de valores calculados, visando o aperfeiçoamento dos métodos de previsão de recalques [6].

Para controle do deslocamento vertical, a Topografia, ciência aplicada de fundamental importância. Baseada na geometria e na trigonometria, tem como característica determinar analiticamente as medidas de área, perímetro, localização, orientação, variações no relevo, e ainda representá-las graficamente em cartas ou plantas topográficas, a mesma dispõe de uma ampla utilização de equipamentos como: teodolito, mira, nível topográfico, GPS, baliza topográfica. A estação total que permite que todos os dados coletados no campo sejam gravados e depois descarregados em ambiente computacional permite determinar o valor da cota/altitude baseada em métodos trigonométricos que permitem obter o desnível entre pontos. Conhecendo-se um valor de referência inicial é possível calcular as demais cotas ou altitudes. Estes métodos são denominados de nivelamento. Existem diferentes métodos que permitem determinar os desníveis, com precisões que variam de alguns centímetros até sub-milímetro, aplicação de cada um deles dependerá da finalidade do trabalho.

Portanto, o objetivo deste estudo é investigar as patologias observadas na ponte sobre o Igarapé Santana no Município de Tucuruí – Pa, através do levantamento planialtimétrico para verificar sua intensidade, constatando-se que várias patologias, como fissuras, trincas, rachaduras e brechas, foram possivelmente ocasionadas pelas infiltrações entre as peças de bolsacreto, causando movimentação da fundação, atuação de sobrecargas, modificação excessiva da estrutura e umidade vinda do solo.

2. DESCRIÇÃO DO ARRANJO ESTRUTURAL DA PONTE

A ponte averiguada encontra-se no município de Tucuruí - PA, localizada sobre o Igarapé Santana, às margens do Rio Tocantins. Seu arranjo estrutural dá-se apoiada sobre uma viga travesseiro que por sua vez esta ancorada sobre estrutura de concreto moldados “*in loco*” com emprego de geofornas têxteis (bolsacreto), sobreposto um a outro em formato de escada dando origem a fundação e a base de sustentação sem provimento de armação. A ponte possui 18,30 metros de comprimento de vão livre e 12 metros de largura. A altura total em média de 9,5 metros até a base, Figura 1.



Figura 1: Elementos construtivos da ponte.

A superestrutura é composta por quatro vigas isostáticas metálicas travadas por vigas transversinas, que apoiam um tabuleiro composto por uma laje com 27 centímetro de espessura. Foi utilizada aparelhos de apoio entre a infraestrutura e superestrutura, elemento este constituído de elastômero (borracha sintética), denominada comercialmente de neoprene, Figura 2.



Figura 2: Superestrutura da ponte, vista inferior.

3. PROCEDIMENTO DA VISTORIA

Com o objetivo de mapear as patologias existentes no local, realizou-se uma pesquisa de campo para avaliação das possíveis causas e soluções para os problemas patológicos identificados. De acordo com a Secretaria de Obras do

município, ao longo dos 13 anos de uso da estrutura não houve a realização de grandes manutenções ou intervenções na ponte.

Para verificar as anomalias existentes no local, utilizou-se como material o levantamento planialtimétrico realizado pela equipe de topografia da Secretaria de Obras do município, e o método de análise não-destrutiva. Através da vistoria *in loco* e de posse dos dados coletados no local pôde-se avaliar o deslocamento vertical e suas causas, ao identificar-se as causas, foi possível, então, propor a solução mais adequada para os problemas ponderados. Em função de intervenientes como dificuldade na obtenção de determinadas informações necessárias, esse trabalho está sendo apresentado com base em uma análise qualitativa.

O levantamento topográfico de nivelamento trigonométrico segundo a NBR 13133 [7], é aquele em que se realiza a medição da diferença de nível entre pontos da estrutura, indiretamente, a partir da determinação do ângulo vertical da direção que os une e da distância entre estes. Fundamentando-se na relação trigonométrica entre o ângulo e a distância medidos, levando em consideração a altura do centro vertical da estação ao plano da ponte e a altura sobre a superfície da ponte do sinal visado [8], Figura 3.

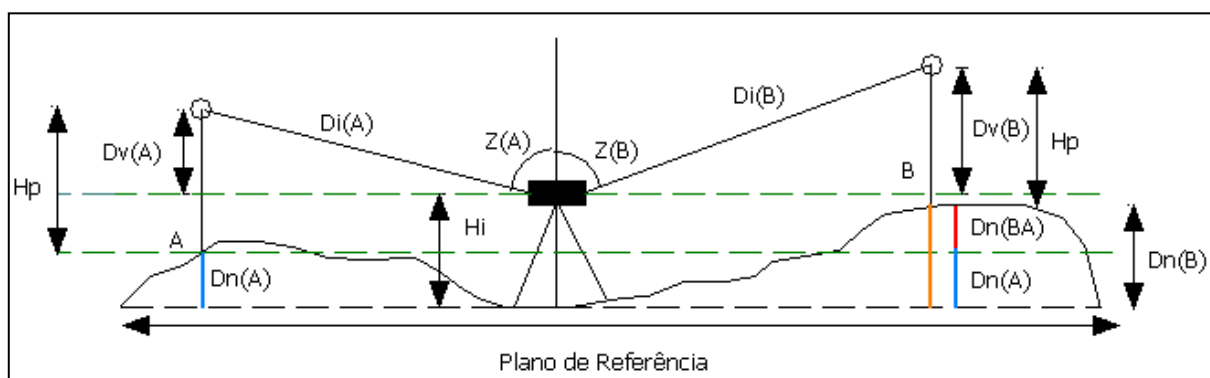


Figura 3: Representação esquemática do nivelamento trigonométrico.
Fonte: Fagion, 2003.

A Equação 01 apresentada abaixo corresponde a determinação da diferença de nível entre dois pontos topográficos deste método, descrito na Figura 3.

$$Dn(BA) = [Di_B \cdot \cos(Z_B)] - [Di_A \cdot \cos(Z_A)] \quad (01)$$

Onde:

- Dn(BA)=Diferença de nível entre o ponto B e o ponto A;
- Di(A) = Distância inclinada entre a estação total e o ponto A;
- Di(B) = Distância inclinada entre a estação total e o ponto B;
- Z(A)=Ângulo zenital do ponto A;
- Z(B)=Ângulo Zenital do ponto B.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Através da vistoria realizada na Ponte sobre o igarapé Santana, várias patologias foram encontradas e mapeadas, dentre elas, fissuras, trincas, rachaduras e brechas ocasionadas por diversos fatores, principalmente, pela instabilidade dos elementos de transição entre a estrutura da ponte e o terrapleno que têm dupla função (bolsacretos), de suporte da ponte e de proteção do aterro contra a erosão gerada pelas enchentes do Rio Tocantins.

A manifestação reconhecível de ocorrência de movimento das fundações é o aparecimento de fissuras nos elementos estruturais. Toda vez que a resistência dos componentes da edificação ou conexão entre elementos for superada pelas tensões geradas por movimentação, ocorrem fissuras [9].

A Figura 4 faz referência as patologias estruturais relativas ao concreto, presente em toda a extensão da fundação da ponte em que se determinou o recalque.



Figura 4. Vista das trincas e brechas nas peças estruturais

Um dos principais motivos que levou ao acentuado recalque analisado, foi a utilização dos bolsacretos, elementos estruturais de grande importância da ponte. Os bolsacreto foram empregados em parte, indevidamente, uma vez que são utilizados para a canalização de canais, contenção de taludes, proteção de margens, entre outras aplicações para garantir a estabilidade de encostas.

Na ponte em estudo, foi empregado os bolsacretos para proteger o aterro contra a erosão gerada pelas enchentes do Rio Tocantins, como também, para sustentar a superestrutura e levar os esforços até a fundação, atuando como os “pilares” da mesma não garantindo nenhuma estabilidade. Com o passar dos anos e sem a manutenção adequada, surgiu infiltrações entre as peças que só aumentaram com o tempo, ocasionando a abertura de trincas até brechas entre as peças levando ao tombamento destas, deixando a estrutura ainda mais instável o que contribuiu diretamente para o aumento do deslocamento vertical, Figura 5. O recalque não foi mais acentuado devido os blocos de rochas presentes embaixo da ponte terem ajudado em sua sustentação.



Figura 5. Tombamento dos bolsacretos.

Outro motivo que possa ter contribuído para a presente situação foi a possível utilização de aterro mau compactado, percebe-se também na Figura 5 que o material do talude não apresenta consistência, conseqüentemente, pouca resistência ao deslizamento das peças.

Muitos dos problemas encontrados em aterros são: A menor inclinação dos aterros ocasiona uma maior penetração da água de chuvas dentro do solo, com conseqüente acréscimo da poro-pressão e diminuição da estabilidade ao

escorregamento. A compactação é freqüentemente deficiente na borda, o que causa a criação de uma camada superficial de material fofo, mais permeável e com menor resistência [10].

Para determinar o recalque, contou-se com o apoio da equipe de topografia da Secretaria Municipal de Obras, Urbanismo e Habitação de Tucuruí, estes definiram o ponto de RN (Referência de Nível) como cota 50,00 na pista de rolamento e registraram vários pontos localizados sobre o plano da ponte, conforme Figura 6. Os pontos foram determinados por meio da Estação Total marca TOPCON Green Label modelo GTS-105N.

O RN é um marco numérico de comparação a partir de um ponto estabelecido que pode ser transferido e relacionado a outros pontos de um terreno ou obra, sejam eles mais altos ou mais baixos. De acordo com a NBR 13133 [7], as referências de nível do apoio topográfico altimétrico, sempre que possível, devem estar vinculadas às referências do nível do apoio geodésico de alta precisão.

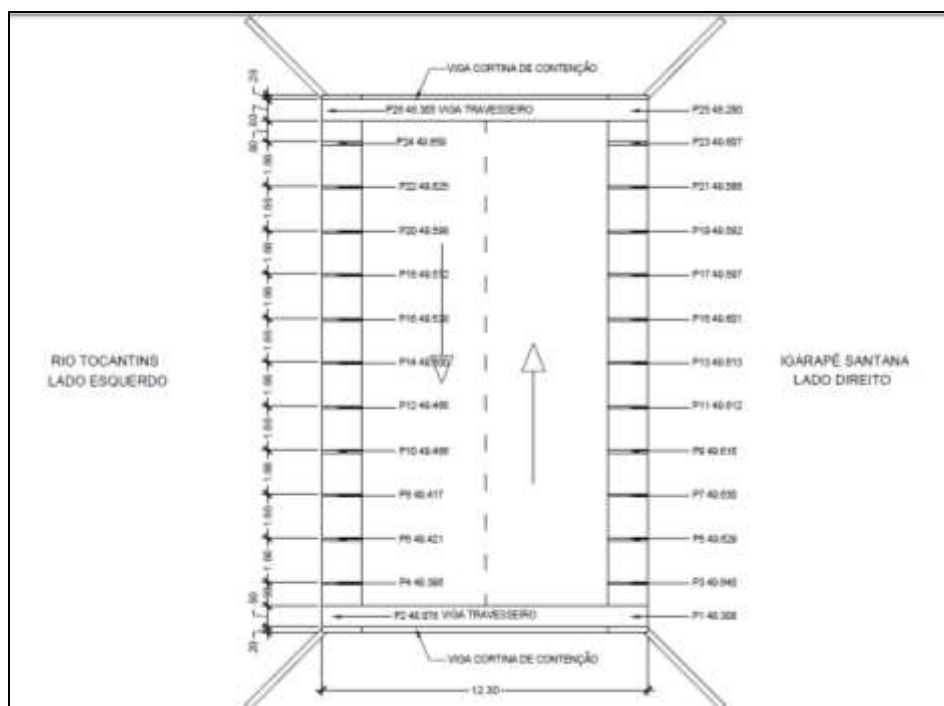


Figura 6. Cotas planialtimétricas sobre o tabuleiro da ponte.

Após a coleta de dados com a estação total realizou-se a análise e avaliação altimétrica da carga vertical por nivelamento trigonométrico da ponte sobre o Igarapé Santana. Abaixo na Tabela 1 apresenta-se uma relação topográfica entre os pontos coletados, sendo os pontos: P01, P03, P05, P07, P09, P11, P13, P15, P17, P19, P21, P23 e P25 referentes ao lado direito da ponte e os pontos: P02, P04, P06, P08, P10, P12, P14, P16, P18, P20, P22, P24 e P26 referentes ao lado esquerdo, conforme ilustrado na figura acima (Figura 6). Da análise entre os pontos, obtivemos as diferenças de cotas que determinou os seguintes recalques também expressos na Tabela 01 a seguir.

Tabela 1. Cálculo dos recalques, entre valores encontrados na superfície da ponte.

Pontos	Cota do lado direito (m)	Cota do lado esquerdo (m)	Recalque (m)
P1-P2	48,308	48,076	0,232
P3-P4	49,640	49,396	0,244
P5-P6	49,629	49,421	0,208
P7-P8	49,630	49,417	0,213
P9-P10	49,616	49,466	0,150
P11-P12	49,612	49,466	0,146
P13-P14	49,613	49,500	0,113
P15-P16	49,601	49,538	0,063
P17-P18	49,597	49,572	0,025

P19-P20	49,592	49,598	-0,006
P21-P22	49,586	49,625	-0,039
P23-P24	49,607	49,659	-0,052
P25-P26	48,280	48,305	-0,025
Média	49,409	49,311	0,098

A constatação do recalque se deu pela diferença de cota entre o lado direito e lado esquerdo da ponte, a escolha da ordem dos lados foi devido o lado direito (Igarapé Santana) está com as cotas mais elevadas, ou seja, apresenta recalque menor que o lado esquerdo (Rio Tocantins). Os valores negativos na tabela significam que o maior deslocamento vertical está do lado direito.

Considerando que estas cotas são harmônicas no projeto, assim, a média das cotas do lado direito foi 49,409 m e do lado esquerdo 49,311 m, sendo a diferença média de cotas de 0,098 m ou 9,8 cm, no entanto, percebe-se que a diferença entre o ponto P3 e P4 no tabuleiro da ponte há recalque com mais de 24 cm, este ponto está situado no início da ponte, conforme ponto de referência adotado, através da visita *in loco* confirma-se que foi a região mais recalçada, Figura 7.



Figura 7. Localização dos Pontos: P3 e P4 no tabuleiro da ponte.

Outra análise realizada foi a determinação do recalque geral da ponte, ou seja, entre o início e o final da mesma através da diferença entre os pontos P25 – P01 (lado direito) e entre P26 – P02 (lado esquerdo) organizados na Tabela 02.

Tabela 2. Cálculo do recalque geral da ponte.

Pontos	Cota (m)	Cota (m)	Recalque (m)
P25 – P01	48,280	48,308	-0,028
P26 – P02	48,305	48,076	0,229

Estas diferenças de cotas caracteriza um recalque da estrutura de fundação da ponte o qual é objeto de estudo da estrutura. Os valores da Tabela 02 significam que no lado direito (P25-P01) o ponto P25, final da ponte, é a região mais rebaixada 2,8 cm em comparação com o início da ponte. Analisando o lado esquerdo (P26-P02) percebe-se o contrário, onde o início da ponte é a região mais recalçada aproximadamente 23 cm. A Figura 8 exemplifica melhor a situação.



Figura 8. Tabuleiro da ponte onde foram realizadas as medições topográficas.

Nova patologia encontrada foi o início da corrosão em alguns trechos da estrutura metálica da ponte. Uma das causas para tal ocorrência pode ser a exposição da estrutura a água pluviais, como também a constante umidade do ar, haja vista que se encontra as margens do Rio Tocantins, outro fator que contribui para tal é a falta de manutenção uma vez que são mais de 13 anos de construída sem nenhum reparo. Na Figura 9 percebe-se alguns trechos da viga metálica com corrosão.



Figura 9. Corrosão da estrutura metálica.

5. CONCLUSÃO

De acordo com o que foi constatado por análises visuais *in loco* e no levantamento planialtimétrico realizado, observa-se que as patologias estudadas afetaram a estrutura drasticamente, devido ao acentuado recalque apresentado e a instabilidade dos bolsacretos que sustentam a superestrutura da ponte, sua recuperação torna-se inviável. Uma vez que a ponte necessita de elementos estruturais eficazes que garantam a transmissão das cargas permanentes e variáveis até a fundação, o que não é possível obter com os elementos estruturais existentes, pois, as patologias verificadas causaram danos na estrutura que tornam a sua recuperação difícil e onerosa.

O tipo de fundação utilizado no projeto não é adequado à construção de pontes, pois, esse método construtivo é utilizado como estrutura de contenção, sem comprovação científica de que utilizado como método de transferência das forças atuantes na ponte até as camadas de solo seja indicada. A instabilidade dos bolsacretos, gerada pelas trincas, brechas e rachaduras, ocasionou, portanto, o recalque acentuado verificado no tabuleiro da ponte.

Além disso, percebe-se a importância de um programa de inspeção e manutenção em estruturas. Visto que o estado atual de inviabilidade para recuperação da ponte, também está ligada ao agravamento de patologias que poderiam ser solucionadas por meio de intervenções, se identificadas anteriormente e, principalmente, se tivessem utilizado estruturas adequadas para sustentação da mesma, como exemplo, as estruturas convencionais de concreto armado.

Portanto, a melhor alternativa para evitar os estados patológicos extremos é a prevenção. Prevenção gerada por elaboração de projeto e execução de acordo com as normas vigentes, além de um programa de manutenção estrutural com a função de facilitar a identificação dos estados de deterioração estrutural e, portanto, a redução de custos dos tratamentos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. AGRADECIMENTOS

Agradecemos a toda equipe de topografia da Secretaria Municipal de Obras de Tucuruí, sem eles não seria possível a realização desse estudo.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Silva, C. F. C. da; “Análise das Manifestações Patológicas de uma Edificação Residencial”. Monografia (Título de Especialista em Inspeção, Manutenção e Recuperação de Estruturas). Escola Politécnica – Programa de Pós-Graduação em Engenharia. Universidade de Pernambuco, Recife, 2008. Disponível em: <<http://www.posgraduacao.poli.br/monografias/Monografia%20estudo%20de%20caso%20-%20final.pdf>>. Acesso em: 20 de nov. 2015.
- [2] Helene, P. “Manual para Reparo Reforço e proteção de Estruturas de Concreto”. São Paulo, Ed. Pini, 1992.
- [3] Joppert Jr., Ivan. “Fundações e contenções de edifícios – qualidade total na gestão do projeto e execução”. São Paulo, Ed. Pini, 2007.
- [4] Caputo, H. P. “Mecânica dos solos e suas aplicações”. 6. ed. Rio de Janeiro, LTC, v. 2, 2012.
- [5] Filho, J.A.G. “Desempenho de Obras Geotécnicas”. Recife, Ed. Universitária da UFPE, 528 p, 2006.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 6122: Projeto de Execução de Fundações”. Rio de Janeiro, 1994.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 13133: Execução de levantamentos topográficos”. Rio de Janeiro, 1994.
- [8] Faggion, P. L. et al. Desníveis de Primeira Ordem com Estação Total. Série em Ciências Geodésicas, Curitiba, v. 3, p. 155-166, 2003.
- [9] Milititskuy, Jarbas. Consoli, Nilo Cesar. Schinaid, Fernando. – “Patologia das Fundações”. Editora PINI, São Paulo, Maio, 2007
- [10] Lemes, M. R. T. Revisão dos efeitos da vegetação em taludes (Dissertação). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 140p., 2001.



**AVALIAÇÃO PÓS-OCUPAÇÃO COMO FERRAMENTA PARA RETROALIMENTAÇÃO
DE CICLOS DE PROCESSO DE PRODUÇÃO – ESTUDO DE CASO EM NÚCLEO
HABITACIONAL DE INTERESSE SOCIAL EM SANTA MARIA/RS**

G. CECHIN

Engenheira Civil
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
gabrielacechin@gmail.com

J.M. SOARES

Professor Associado
Universidade Federal de Santa Maria
Rio Grande do Sul; Brasil
jmario@ufsm.br

RESUMO

Este trabalho objetivou a Avaliação Pós-Ocupação (APO) de um Loteamento de Habitações de Interesse Social (HIS) na cidade de Santa Maria/RS, construído com alvenaria tradicional de blocos cerâmicos, considerando aspectos relacionados à qualidade do ambiente construído, fatores técnicos, funcionais e comportamentais. A metodologia consistiu em aplicação de questionário para analisar o grau de satisfação dos usuários em relação aos diversos itens que compõem a moradia e também dos serviços urbanos relacionados ao loteamento e de vistorias técnicas nas 109 unidades selecionadas a partir de critério estatístico. As unidades possuem área total de 35,00 m² e foram construídas entre 2008 e 2012 com a utilização de bloco cerâmico, sem revestimento interno, piso original cimentado e sem execução de forro. Em 20% das unidades vistoriadas tecnicamente foram identificadas manifestações patológicas, sendo que os principais problemas identificados estão relacionados aos isolamentos térmico e acústico da residência, infiltração de água pluvial através da porta de entrada e janelas, bem como fissuras nas paredes. Isto ocorre, principalmente, devido à baixa qualidade dos projetos e materiais utilizados e deficiente fiscalização na execução. Os moradores, apesar da precariedade e contestação, estão satisfeitos com a construção devido às condições anteriores de moradia (sub-moradias e pagamento de aluguel). A partir dos resultados, estudos são necessários para retroalimentação de projetos similares e atendimento de requisitos, principalmente relacionados com a qualidade dos projetos, materiais e execuções e, conseqüentemente, da vida útil das construções.

Palavras-chave: Avaliação Pós-Ocupação, Habitação de Interesse Social, Conjuntos Habitacionais, Patologias.

ABSTRACT

This study aimed to do a Post Occupancy Evaluation (POE) of a Social Interested Housing (HIS) in the city of Santa Maria / RS, built with traditional masonry ceramic blocks, considering aspects related to the quality of the built environment, technical, functional and behavioral factors. The methodology consisted of a questionnaire application to analyze the satisfaction level of users with the various items that compose the house and also the urban services related to housing development and technical inspections in 109 selected units from statistical criterion. The units have a total area of 35.00 m² and were built between 2008 and 2012 with the use of ceramic block without internal mortar coating, original floor cemented and without ceiling. In 20% of the units technically inspected pathological manifestations have been identified, and the main problems identified are related to thermal and acoustic insulation of the house, rainwater infiltration through the front door and windows and cracks in the walls. This occurs mainly due to the low quality of the design and the materials and faulty supervision in the execution. The inhabitants, despite the precariousness and contestation, are satisfied with the construction due to previous housing conditions (sub-housing and rent payment). Based on the results, studies are needed to feedback from similar designs and service requirements, mainly related to the quality of designs, materials and executions and consequently the buildings service life.

Key-words: Post Occupancy Evaluation, Social Interested Housing, Housing Estates, Pathologies



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

É bastante comum ser citado que a precária situação das cidades brasileiras é decorrência do crescimento acelerado das metrópoles. Porém, o surgimento de favelas, transporte precário, falta de saneamento, violência e demais desequilíbrios sociais são resultantes da condição de subdesenvolvimento do nosso país. Isto é, as cidades brasileiras refletem, espacialmente e territorialmente, a falta de ajustes estruturais e históricos vinculados às formas peculiares da formação nacional dependente e do subdesenvolvimento [1].

No Brasil, há um *déficit* de moradia para a população, sendo que o governo, conseqüentemente, necessita injetar recursos na construção civil. Este fato teve início a partir da libertação dos escravos, os quais ficaram refugiados na vida urbana, longe dos opressores, a fim de constituir aglomerados periféricos de sub-habitações em grandes cidades, originando o grande problema habitacional [2]. Em decorrência deste fato, surgiram Programas de Habitação de Interesse Social, por meio do Apoio do Poder Público para construção habitacional para famílias de baixa renda, os quais objetivam viabilizar o acesso à moradia adequada aos segmentos populacionais de determinada renda familiar mensal em localidades urbanas e rurais. Em contrapartida, grande parte das habitações construídas nestes Programas resulta em um produto final voltado ao custo, sendo priorizado o lucro e quantidade em detrimento da qualidade, segurança, durabilidade e boas práticas de Engenharia [1]. Embora estejam sendo desenvolvidos muitos estudos sobre a questão habitacional, permanecem ainda muitas lacunas acerca do atendimento das necessidades dos usuários, através de uma melhor definição de soluções de projeto, visando aumentar o valor percebido pelo usuário final [3].

O trabalho em questão está inserido dentro da área de conhecimento da Construção Civil, mais especificadamente em Patologias da Construção e Desempenho do Ambiente Construído, tendo como objetivo principal identificar o conforto e satisfação dos usuários em relação ao projeto arquitetônico e instalações da unidade e do Conjunto Habitacional como um todo, bem como constatar as incidências patológicas das residências. É interessante ponderar que a metodologia foi escolhida devido ao fato de que a Avaliação Pós-Ocupação diferencia-se de outros tipos de avaliação em função do interesse pelo ambiente construído, por interferir diretamente no processo de produção do objeto arquitetônico e por valorizar o uso dos locais avaliados e a opinião do usuário em complementação ao ponto de vista técnico. O interesse pelo tema surgiu na graduação em Engenharia, sendo esta pesquisa realizada para o Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) sob orientação do Prof. Dr. José Mário Doleys Soares. Além disso, é importante ressaltar que o foco principal é em patologias construtivas devido ao fato de que medidas preventivas anteriores e concomitante a execução necessitam de avaliação visando à diminuição de futuras atividades de manutenção e controle do aparecimento de problemas patológicos na edificação.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Relevância da habitação e suas funções

A função mais importante da habitação é a de abrigar famílias, sendo que com o advento de tecnologias, através da necessidade de habitar um local, o homem passou a utilizar materiais e métodos disponíveis no meio em que está inserido, tornando o abrigo cada vez mais elaborado. É importante ressaltar que mesmo com toda a evolução tecnológica, a função primordial tem permanecido a mesma, ou seja, proteger o ser humano das intempéries e de intrusos, sendo visível que a necessidade de abrigo é imprescindível [4].

A habitação é uma necessidade básica e também um sonho inalcançável para muitas famílias. A casa própria, a alimentação e o vestuário são os principais investimentos para a constituição de um patrimônio, além de ligar-se, subjetivamente, ao sucesso econômico e a uma posição social mais elevada [5]. Após as jornadas de trabalho, a habitação passa a ser o espaço ocupado antes acomodando as tarefas primárias de alimentação, descanso, atividades fisiológicas e convívio social [4].

É importante ponderar também que tendo em vista as necessidades humanas, a habitação é, antes de qualquer coisa, um direito social, isto é, ter acesso à moradia digna, seja através de aluguel ou compra, é um direito do ser humano. A Carta Magna, destacam, dentre outros, o artigo VI (com emenda constitucional de 2000) da primeira e o artigo XXV da segunda que são direitos sociais a educação, saúde, trabalho, moradia, lazer, segurança, previdência social, proteção à maternidade e infância, assistência aos desamparados, bem como toda pessoa tem o direito, através da Constituição, de ter um padrão de vida capaz de assegurar ao mesmo e a família, necessidades básicas, tais como: saúde, bem estar, alimentação, cuidados médicos e habitação, entre outros [6].



2.2 Definições para Habitação de Interesse Social

A habitação é um bem de consumo de características únicas, sendo um produto potencialmente muito durável onde frequentemente são observados tempos de vida útil superior a 50 anos [7]. Por ser um produto caro, as classes menos privilegiadas constituem a maior demanda imediata por habitação no Brasil [8].

O “Interesse Social” como terminologia na habitação no Brasil já era utilizada nos programas para faixas de menor renda do extinto Banco Nacional da Habitação (BNH) [4]. Como diretriz de políticas públicas a Constituição Federal de 1988 previa o princípio da função social do uso do solo urbano. Sob este princípio, o conceito de Interesse Social é constitucionalmente incorporado às políticas habitacionais para os setores de população de baixa renda [9].

A habitação de interesse social é destinada a famílias que apresentam renda de até R\$ 2.000,00, tendo como foco principal, aquelas com faixa salarial de até R\$ 600,00 [10]. Entretanto, a legislação do município de São Paulo, em seus diversos decretos, afirma que famílias que possuem renda mensal inferior a doze salários mínimos se enquadram em programas destinados à habitação de interesse social [2]. Entretanto, o estudo de caso deste artigo está focado na definição de população de baixa renda segundo as leis municipais da cidade de Santa Maria, localizada no Rio Grande do Sul. A lei municipal nº 5378, promulgada em novembro de 2010, fixa diretrizes e outras determinações para a política habitacional do Município. Segundo o Art.1º, considera-se de baixa renda a população residente em precárias condições de moradia, favelas, cortiços, habitações coletivas, com faixa de renda familiar não superior a 05 (cinco) salários mínimos nacional, vigente à época da implantação de cada programa. Além disso, de acordo com o Art. 2º, os beneficiários dos Programas de Habitação não podem ser menores de idade e deverão comprovar que residem no Município de Santa Maria, há pelo menos 03 (três) anos, mediante título eleitoral, comprovante escolar ou registro nas concessionárias e serviços de água, luz e telefone [11].

Portanto, os seguintes requisitos básicos caracterizam a Habitação de Interesse Social:

- a) é financiada pelo poder público, mas não necessariamente produzida pelos governos, podendo a sua produção ser assumida por empresas, associações e outras formas instituídas de atendimento à moradia;
- b) é destinada, na maior parte dos casos, a faixas de baixa renda que são objeto de ações inclusivas, notadamente as faixas de até 3 salários mínimos;
- c) embora o interesse social da habitação se manifeste em relação ao aspecto de inclusão das populações de menor renda, pode também se manifestar em relação a outros aspectos, como situações de risco, preservação ambiental ou cultural [12].

2.3 Manifestações patológicas em edificações

O termo “patologia” é de origem grega e significa “estudo de doenças”. É derivado da Medicina, porém comumente utilizado em diversas áreas, como por exemplo, na Engenharia Civil, que trata a edificação como um organismo vivo, o qual interage com o meio ambiente e o usuário [13]. A patologia pode ser definida como o estudo das enfermidades sob quatro aspectos: os sintomas (manifestações detectáveis), os mecanismos (processos de surgimento), as causas (agentes desencadeadores) e as origens (etapas de predisposição) [14].

Com o progresso da civilização, com o desenvolvimento da tecnologia da construção, dos materiais, dos sistemas construtivos, entre outros, o homem com base no acúmulo de acervos, aprimora o modo de construir visando atender cada vez mais as suas necessidades. No entanto, no decorrer de uma obra, podem ocorrer falhas até mesmo irreversíveis, advindas das fases de concepção, execução ou utilização, que fazem parte do processo de construção de uma determinada edificação [15]. Com base nisso, a origem das patologias em edificações podem ser divididas em três grupos:

- a) Origem endógena (ou interna): quando se tem patologias causadas por fatores inerentes à construção. Como consequência dessa origem, existem três tipos de anomalias: congênitas, executivas e adquiridas, sendo respectivamente proporcionadas por falhas ocorridas durante a fase de concepção de um projeto, de falhas de execução com mão-de-obra desqualificada, bem como o uso de materiais/métodos inadequados e falhas decorrentes durante a vida útil, dada a exposição ao meio em que as edificações se encontram. São exemplos: falhas de projeto, falhas de gerenciamento e execução (não cumprimento das normas técnicas), entre outros.
- b) Origem exógena (ou externa): quando as patologias são causadas por fatores produzidos por terceiros, com origem não inerente a obra e não previstas na execução, ou seja, provocados por ações voluntárias ou involuntárias. São



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



exemplos: vibrações provocadas por estaqueamento ou máquinas ou tráfego externo, escavações em terrenos de vizinhos, explosões, incêndios, entre outros.

c) Origem natural: quando se tem patologias causadas por falhas decorrentes de forças não provocadas pelo homem, podendo ser previsíveis ou não. São exemplos: movimentos oscilatórios causados por movimento sísmicos, ação de ventos anormais, alteração do nível do lençol freático por estiagem prolongada pela progressiva impermeabilização das áreas adjacentes, variações da temperatura ambiente, entre outros [16].

Estudos mostram que um elevado percentual dos problemas patológicos nas edificações é originado nas fases de planejamento e projeto. Essas falhas são geralmente mais graves que as relacionadas à qualidade dos materiais e aos métodos construtivos, sendo explicada pela falta de investimento dos proprietários, sejam eles públicos ou privados, em projetos mais elaborados e, detalhados, fazendo com que a busca pura e simples de projetos mais “baratos” implique muitas vezes na necessidade de adaptações durante a fase de execução e futuramente em problemas de ordens funcional e estrutural [17].

2.4 Origem e conceituação da Avaliação Pós-Ocupação (APO)

A Avaliação de Pós-Ocupação (APO) é uma área de interesse para a engenharia, urbanismo e arquitetura no Brasil, baseada em movimento interdisciplinar de conteúdos tradicionais. O desenvolvimento das pesquisas iniciou, em 1984, na Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, sendo que a primeira indicação do desenvolvimento de estudos na área de ambientes construídos teve início com a fundação do Centro de Pesquisas Midwest Psychological Field Station, na cidade de Oskaloosa, Kansas (EUA), tendo como fundadores: Roger Barker, Herbert Wright (psicólogos), Edward Hall (antropólogo), Kelvin Lynch e Christopher Alexander (arquitetos) [7].

A Avaliação de Pós-Ocupação corresponde a métodos e técnicas, as quais analisam fatores positivos e negativos do ambiente habitado, a partir de fatores socioeconômicos, de infraestrutura e superestrutura urbanas, conservação de energia, fatores estéticos, funcionais, entre outros. As avaliações são necessárias para, primeiramente, diminuir ou sanar patologias detectadas, através de programas de manutenção e conscientização dos usuários a fim de conservar o patrimônio público e privado [18]. É recomendado utilizar resultados destas avaliações para realimentar o processo, ou seja, detectar patologias, determinar soluções no processo de produção e uso da construção, através de participação dos agentes envolvidos na tomada de decisão [7].

A APO é adotada como um diagnóstico, através de uma visão sistêmica e re-alimentadora, a fim de realizar modificações e reformas no ambiente avaliado para aprofundar o conhecimento sobre este ambiente, tendo-se em vista futuros projetos similares. Isto é, a avaliação de pós-ocupação é realizada através de entrevistas e questionários, os quais indicam a satisfação dos usuários e possíveis patologias, as quais prejudicam a qualidade de vida das famílias [19].

A avaliação, baseado nos objetivos do cliente e do tempo necessário, possibilita a adoção de melhorias a curto, médio e longo prazo:

- a) Melhorias de curto prazo: a possibilidade de identificar e solucionar problemas nos diversos sistemas/serviços, otimizar o uso do espaço interno e feedback da performance do edifício, otimizar as atitudes dos ocupantes do edifício, através do seu envolvimento efetivo no processo de avaliação, conhecer a influência das modificações ditadas pela redução dos custos na performance do edifício, informar decisões tomadas e melhorar a compreensão das consequências das decisões projetuais na performance do edifício;
- b) Melhorias de médio prazo: flexibilidade e facilidade de adaptação às modificações organizacionais e crescimento contínuo, incluindo reciclagem de serviços e/ou sistemas para novos usos, redução significativa nos custos de construção e de manutenção do ciclo vital do edifício e acompanhamento permanente da *performance* do edifício, por profissionais e usuários;
- c) Melhorias a longo prazo: otimizar dados de projeto, padrões, critérios e otimizar e quantificar as medições de *performance* do edifício [20].

3. METODOLOGIA

Inicialmente, foi realizado um levantamento de estudos realizados na cidade de Santa Maria/RS e o Conjunto Habitacional em questão foi escolhido devido ao fato de inexistir Avaliação Pós-Ocupação no local. O estudo de caso foi realizado em um loteamento localizado na região oeste de Santa Maria, entre o Parque Pinheiro Machado e a COHAB Tancredo Neves, sendo um projeto de habitação de interesse social construído com verbas do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC).

O Núcleo Habitacional apresenta 543 unidades isoladas ou geminadas, distribuídos em 31 quadras, sendo a área construída de cada casa de 35 m² e composta de dois quartos, banheiro e sala com cozinha conjugadas. As casas são em alvenaria, sem revestimento no forro e bloco aparente internamente e externamente com reboco massa única aplicado diretamente sobre a alvenaria e pintura. A Figura 1 mostra uma vista parcial das unidades.



Figura 1: Vista parcial das unidades do loteamento
Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

A metodologia proposta para este trabalho envolve, em um primeiro momento, questionários aplicados aos moradores das casas contempladas na amostra composto de 37 questões subdivididas em: ficha social, núcleo habitacional (infraestrutura e proximidade a locais necessários), arquitetônico, instalações (elétrica e hidráulica) e patologias. Por fim, existem dois questionamentos que avaliam diretamente a satisfação do cliente em relação ao imóvel e há possibilidade de adicionar observações que julgar necessário. A partir disto, nos casos mais críticos foram executadas vistorias técnicas e levantamento fotográfico das patologias ocorridas.

A aplicação dos questionários foi realizada em 20% das residências por quatro integrantes, totalizando 109 unidades do Núcleo habitacional. A amostra foi definida com base estatística para determinação de amostras aleatórias simples que, para um erro amostral de 10% e nível de confiança de 90% o tamanho da amostra (n) é de 111 e 60 unidades, conforme equação:

$$n = \frac{N \times Z^2 \times p \times (1 - p)}{(N - 1) \times e^2 + Z^2 \times p \times (1 - p)}$$

onde:

n - número de abordagens/unidades

N - o tamanho da população;

e - margem de erro amostral (10%);

Z - a distribuição normal; para nível de confiança de 90%, Z=1,645;

p - a proporção esperada, de 50%.

A aplicação dos questionários foi realizada em 20% das residências (confiança superior a 90%), por quatro integrantes, totalizando 109 unidades do Núcleo habitacional, sendo que os resultados obtidos foram analisados e interpretados através de gráficos a fim de avaliar de melhor forma o nível de satisfação dos moradores.

Na aplicação do questionário, com a finalidade de englobar todas as quadras do Loteamento e tentativa de maior abrangência foi estipulado o tamanho da amostra em função do número de casas por quadra (nc) e mínimo de 20%.

$4 \leq nc \leq 7$ - aplicação de questionário em 2 casas

$8 \leq nc \leq 10$ - aplicação de questionário em 3 casas

$11 \leq nc \leq 20$ - aplicação de questionário em 4 casas

A fim de efetivar o planejado, o roteiro metodológico é constituído de:

- contato com a Prefeitura (PAC) para obtenção de plantas, data de início/conclusão da obra e memorial descritivo;
- contato com a Construtora que realizou o empreendimento para obtenção de informações de projeto e execução, bem como a obtenção de plantas;

- c) definição do universo das unidades habitacionais a serem estudadas;
- d) apresentação aos participantes do levantamento de campo da área de estudo e questionário a ser aplicado aos moradores;
- e) visita ao local e registro fotográfico;
- f) formulação do questionário e aplicação em um pré-teste a fim de verificar se o questionário é compatível e funcional;
- g) alteração do pré-teste para aprimoramento dos formulários definitivos para o número de moradores definido em amostragem;
- h) leitura e interpretação dos questionários;
- i) visita técnica em unidades com problemas críticos selecionadas em reunião com participantes do levantamento em campo;
- j) análise e avaliação das patologias e nível de satisfação dos moradores;
- k) diagnóstico final.

Houve demonstrações de satisfação e colaboração dos moradores em auxiliar na pesquisa a fim de retroalimentar projetos futuros, sendo um fator que beneficia a população. A aplicação dos questionários foi realizada em sete dias, não chuvosos, nos dias 07, 08, 10 e 13 a 16 de agosto de 2012. As respostas obtidas foram tabuladas em blocos separados por assunto (arquitetônico, instalações e patologias) e as vistorias técnicas foram realizadas concomitantemente à aplicação dos questionários, sendo vistoriada, adicionalmente, uma residência adaptada para deficientes físicos, localizada no Lote 8 – Quadra 23.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Os dados obtidos foram divididos em cinco partes: social, núcleo habitacional (infraestrutura), arquitetônico, instalações e patologias. Neste trabalho, serão apresentados os dados relativos ao arquitetônico, instalações e patologias.

a) Arquitetônico

A Tabela 1 apresenta os resultados do questionário relacionados a parte arquitetônica da edificação.

Tabela 1 – Quadro resumo dos questionamentos da parte arquitetônico (Fonte: Próprios autores)

Quadro resumo - Parte: Arquitetônico						
Questionamento		Não satisfeito		Satisfeito		
Dimensão dos cômodos		53,21%		46,79%		
Questionamentos		Péssimo	Regular	Bom	Muito bom	
CONFORTO	Conforto térmico	Inverno	84,40%	11,01%	2,75%	1,83%
		Verão*	70,64%	16,51%	8,26%	0,92%
	Conforto luminoso		7,34%	11,01%	24,77%	56,68%
	Conforto acústico		70,64%	15,60%	9,17%	4,59%

* 3,67% dos moradores entrevistados não habitavam a residência no verão.

O primeiro questionamento desta seção é para avaliar se o tamanho dos cômodos é suficiente para o número de moradores da residência, sendo que a maioria, 53,21%, acredita que necessitava ser maior e 46,79% julgam que o tamanho é adequado. Quanto à realização de aumento da residência para acomodação do número de habitantes, a maioria, 68,81%, não realizou esta ampliação e 31,19% executaram aumento de residência. A maioria que não executou alegou que seria necessário, porém não conseguiriam arcar, no momento, com estes custos adicionais.

Em relação ao conforto dos usuários no interior da casa quando é inverno, a maioria, 84,40%, julga ser péssimo devido ao fato de não haver forro e piso instalado na residência. Além disso, 1,83% julgam ser muito bom, 2,75% acreditam ser bom e 11,01% julgam ser regular. Em relação ao conforto dos usuários no interior da casa quando é verão, a maioria, 70,64%, julga ser péssimo devido ao fato de não haver forro instalado na residência. Além disso, 0,92% julgam ser muito bom, 8,26% acreditam ser bom, 16,51% julgam ser regular e 3,67% ainda não habitavam a unidade no verão. É importante ponderar que as casas em que foram instalados os forros, a avaliação foi feita em relação ao recebimento original.

Quanto à iluminação natural dos ambientes, a maioria, 56,68%, acredita ser muito bom, isto é, não é necessário acender luzes durante o dia, 24,77% julga ser bom, sendo necessário acender algumas luzes durante o dia, 11,01% acreditam que a iluminação das peças é regular e 7,34% julga ser péssimo. Quanto ao isolamento acústico dos ambientes, a maioria, 70,64%, acredita ser péssimo, isto é, existe passagem de ruídos entre paredes, 4,59% julgam ser muito bom, 9,17% acreditam ser bom e 15,60% julgam ser regular. A questão acústica é o principal problema lembrado e citado logo no início da entrevista e já causou conflito entre vizinhos.

b) Instalações

A Tabela 2 apresenta os resultados do questionário relacionados a parte de instalações da edificação.

Tabela 2 – Quadro resumo dos questionamentos da parte de instalações (Fonte: Próprios autores)

Quadro resumo - Parte: Instalações			
Questionamento		Suficiente	Não suficiente
Quantidade de tomadas e pontos de iluminação		70,64%	29,36%
Anomalias		Ocorrência	Não ocorrência
ELÉTRICA	Tomadas sem funcionamento	28,44%	71,56%
	Curto circuito	16,51%	83,49%
	Queima excessiva de lâmpadas	12,84%	87,16%
	Choques elétricos	9,17%	90,83%
	Fiação com diâmetro inferior	8,25%	91,75%
	Mau contato em tomadas	5,50%	94,50%
	Rede elétrica sem funcionamento	1,83%	98,17%
	Tomadas sem fiação	0,92%	99,08%
	Necessidade de troca de disjuntores	0,92%	99,08%
HIDRÁULICA	Vazamentos (sifão e caixa de descarga)	55,96%	44,04%
	Mau cheiro através do ralo	33,94%	66,06%
	Mau funcionamento de aparelhos sanitários	33,02%	66,98%
	Entupimento	31,19%	68,81%
	Alteração no consumo de água	8,25%	91,75%
	Não recebimento de aparelhos sanitários	0,92%	99,08%

Primeiramente, os questionamentos eram relativos à parte elétrica, indagando se a quantidade de tomadas e pontos de iluminação é suficiente, sendo que a maioria, 70,64%, considera que sim e 29,36% julgam que não é suficiente. Em relação aos problemas elétricos ocorridos, a principal anormalidade desencadeada foram as tomadas elétricas sem funcionamento, totalizando 31 casas. Além destes problemas, ocorreram choques elétricos em 10 casas, queima excessiva de lâmpadas em 14 casas, curto circuito em 18 residências, 06 unidades com tomadas com mau contato, 09 unidades com fiação de diâmetro menor que a especificação, 01 unidade com tomadas sem fiação instalada, 01 unidade com necessidade de troca de disjuntor e 02 unidades com rede elétrica sem funcionamento.

Quanto à parte hidráulica apresentava diversas irregularidades, sendo que em 61 casas entrevistadas ocorreram vazamentos, principalmente do sifão da cozinha e da caixa de descarga do banheiro. Além disso, em 36 unidades aconteceram problemas de mau funcionamento de aparelhos, 34 unidades com entupimentos, 37 casos de mau cheiro de ralos, 09 residências com alteração no consumo de água e em 01 unidade não foram recebidos os aparelhos sanitários.

c) Patologias

Em relação à ocorrência de fissuras nas residências, na maioria das casas, 79,82%, são existentes e em 20,18% não ocorrem. A ocorrência foi na fachada e em poucos casos, na alvenaria do interior da casa, conforme a Figura 2.



Figura 2: Ocorrência de fissuras: (a) Fissura em parede externa próxima a esquadria (b) Fissura horizontal em parede externa (c) Fissuras mapeadas em parede externa próxima ao rodapé (d) Fissuras em bloco, internamente
Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

Quanto à infiltração de água através das paredes, na maioria das unidades, 62,39%, não ocorre este problema. Porém, em 37,61% acontece infiltração através das paredes, evidenciado através da Figura 3, através do mofo e bolor, os quais são consequências desta ocorrência.



Figura 3: Evidências de mofo e bolos em paredes das residências
Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

Quanto à fundação da residência, não existiram muitos problemas de recalque de *radier*. Em 86,24%, das residências não apresenta deformação do piso original, sendo que em apenas 13,76% apresentam a patologia em questão. Em 91,74% das unidades avaliadas não foram identificadas fissuras nos *radiers* da fundação. Porém, um problema de fundação que ocorre com frequência são fundações com trechos em balanço, conforme a Figura 4.



Figura 4: Fundações em *radier* com trechos em balanço
Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

Quanto à passagem de água através das janelas, é muito comum aparecer em caso de chuva forte. Em 65,14% este problema ocorre e em 34,86% nunca apareceram sinais de infiltração através de janelas. Outro fato que ocorre com frequência é a água da chuva em contato com a oxidação das janelas prejudicando a pintura da fachada, conforme Figura 5.



Figura 5: Oxidação de janelas com consequente manchamento de pintura
Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

Quanto às janelas, 49,54% fecham perfeitamente e a maioria, 50,46% não fecha corretamente. Além disso, 69,72% apresentam deficiência de funcionamento e durabilidade. Segundo os proprietários, o principal desgaste é oxidação das janelas, dificuldade para fechamento da mesma e peças quebradas. É importante citar que a grande maioria das residências (96,33%) mantém as janelas originais e muitos entrevistados alegaram que gostariam de substituir por um material melhor, porém não possuem condições para esta substituição, visto que possuem renda familiar baixa.

Em relação às portas, a passagem de água através da porta de entrada ocorre em 84,40% das residências devido ao fato de que o caimento do *radier* está invertido para o interior da casa. Quanto ao fechamento, não ocorre corretamente em 39,45% das unidades, devido a problemas na fechadura ou portas excessivamente amassadas, conforme Figura 6. Quanto à substituição das portas, em 90,83% não houve substituição de nenhuma porta e em apenas 9,17% ocorreram troca das portas originais.



Figura 6: Porta de entrada amassada excessivamente
Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

Em relação ao telhado, na maioria das unidades, 63,30%, ocorre infiltração de água da chuva através do telhado devido a telhas quebradas ou deslocadas. Em residências afetadas já ocorreram perda de móveis, colchões e outros danos. Além destas situações, nos telhados ainda ocorrem problemas relacionados a madeiramento das tesouras e acabamentos. Na Figura 7, podemos visualizar algumas destas irregularidades.



Figura 7 – Irregularidades em telhado: (a) Fiada de borda solta, sem amarração (b) Cumeeira não aderida a massa. (c) Fendas no madeiramento do telhado. (d) Fechamento entre alvenaria e telhamento de maneira incorreta, com excesso de massa

Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)

Em relação ao telhamento, a cobertura das residências não foi alterada por nenhum proprietário, porém em algumas residências foi realizado um prolongamento na frente da residência com a finalidade de, na maioria das vezes, evitar a entrada da água da chuva pela porta externa.

Quanto ao forro das residências, 42,20% dos proprietários utilizaram o PVC como material de forro, visto que originalmente é entregue sem o forro, entretanto em grande parte das casas, havia infiltração de água da chuva e a temperatura da unidade era insatisfatória. Em 18,35% das unidades foram instalados o forro de madeira na totalidade da residência, porém em alguns casos ocorreu infiltração de água da chuva e posterior apodrecimento. Além disso, em 39,45% não foi instalado nenhum forro, isto é, se mantém original.

Quanto ao piso, o piso cimentado, original da residência, foi alterado em 58,72% das unidades visitadas. Em relação às irregularidades no piso original da casa, em 35,78% das unidades ocorreu desgaste excessivo, em 24,77% das unidades ocorreram problemas de limpeza (pó) e em 21,10% das residências ocorreu manchamento no piso. Por fim, em 13,76% das unidades ocorreram fissuras no concreto.

Em relação a louças sanitárias, 36,70% julgaram ser muito bom, 34,86% acreditam ser bom, 11,01% citaram que são regulares, 9,17% consideram ser péssimas e por fim, 8,26% unidades necessitaram substituir as louças. Os moradores entrevistados citaram que algumas bacias sanitárias foram recebidas trincadas, o vaso solto, sifão com vazamento, entre outros problemas. Já em relação às fechaduras, 26,61% julgaram como muito bom, 19,27% consideram ser bom, 29,36%, que é a maioria, acreditam ser regular e 11,93% julgaram como péssimo. Além disso, é importante citar que 12,84% das residências entrevistadas substituíram as fechaduras.

A pintura da residência é somente externa, sendo que a maioria dos moradores, 46,79%, julgaram ser péssima e 32,11% avaliam como regular, sendo mostrada na Figura 8 a pintura da residência deteriorada devido à oxidação e infiltração de água na fachada com formato de fissuras mapeadas. Em relação à pintura, a maioria das unidades, 62,39%, não foram repintadas e 37,61% foram repintadas. É importante citar que o tempo de recebimento da casa não era superior a 03 anos e em grande parte das casas a fachada está deteriorada e necessitaram de conserto de fissuras e pintura.



Figura 8: Pintura da residência deteriorada devido à oxidação e infiltração de água na fachada em formato de fissuras mapeadas

Fonte: Acervo fotográfico dos autores (2012)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

É de suma importância a pesquisa junto aos moradores dos conjuntos habitacionais, visto que é de interesse de planejadores, administradores e instituições financiadoras ligadas à questão social. A Avaliação Pós Ocupação (APO) tem como objetivo analisar, com uso de métodos e técnicas adequadas, o comportamento dos ambientes já construídos após e durante o uso, tendo como veículo das informações, observações técnicas do local e questionários ou entrevistas realizadas com os usuários. Obtêm-se, assim, dados sobre resultados positivos ou negativos do produto final, relacionados ao atendimento das necessidades dos usuários e sobre problemas construtivos que surgem posteriormente à entrega do empreendimento. Este tipo de avaliação é muito importante, pois, com as informações obtidas, pode-se promover a retroalimentação do projeto, evitando-se repetir os mesmos equívocos e ainda melhorar o produto, atendendo assim aos critérios de qualidade necessária para o uso final.

Nos resultados obtidos da aplicação dos questionários e vistorias ficou nítido que os moradores esperavam mais sobre a qualidade construtiva das unidades, embora o nível de satisfação identificado seja de médio a alto diante do local anteriormente habitado, pelo fato de que a maioria habitava locais em áreas de risco, casas alugadas e até mesmo cedidas por parentes ou amigos. Isto é, o fato de as famílias saírem de situações insalubres ou aluguéis suplantou, na maioria dos casos, qualquer aspecto negativo. Os problemas ocorridos nas diferentes unidades são praticamente idênticos e muitas vezes não ocorre substituição de itens não satisfatórios ou ampliação da residência devido ao fato de que a renda familiar para sustento e manutenção das unidades é baixa.

O núcleo habitacional possui deficiência na infraestrutura, pois não possui calçamento na maior parte das ruas, segurança falha (grande índice de marginalização) e ainda utilizam o posto de saúde, posto policial, creche, escola, mercado e farmácia do bairro vizinho. No local, estão sendo construídos uma creche e posto policial, porém em fase de conclusão das alvenarias.

Quanto à arquitetura da residência, grande parte dos moradores (53,21%) não está satisfeito com o tamanho da unidade, porém devido à renda familiar baixa, a maioria (68,81%) não conseguiu realizar o aumento. Os maiores problemas arquitetônicos que ocorrem é em relação ao conforto térmico e acústico, sendo citados antes mesmo de indagar a ficha social. Em consequência disso, a maioria dos proprietários (60,55%) instalou forro de madeira ou PVC nas unidades. Quanto às instalações elétricas, 70,64% dos entrevistados estão satisfeitos em relação ao número de tomadas e pontos de iluminação existentes, porém os problemas existentes mais frequentes são: tomadas sem funcionar e curto circuito, sendo decorrentes, possivelmente, de materiais de baixa qualidade e mão de obra desqualificada. Em relação às instalações hidráulicas, a quantidade de problemas é mais significativa, sendo que os problemas mais comuns são: vazamentos, mau funcionamento de aparelhos, mau cheiro proveniente de ralos e entupimentos. Muitos alegaram também que receberam a bacia sanitária solta e houve também um caso em que não foi recebido o lavatório e a bacia sanitária.

É interessante ressaltar que a principal manifestação patológica ocorrida está relacionada à fissuração de paredes (79,82%), internamente e externamente. Além disso, a passagem de água através de janelas e portas de entrada é uma anomalia comum nas edificações em estudo, o que prejudica o funcionamento de esquadrias e acarreta em oxidação. Dentro do contexto visto no corpo deste trabalho, as patologias de uma obra podem ser oriundas de dois processos: fase de produção e uso. A primeira fase é dividida em projeto e execução, sendo existentes, no local avaliado, problemas de projeto com a pouca preocupação com as qualidades funcional, ergonômica, formal e conforto térmico e acústico. Além disso, soma-se ao já mencionado que na etapa de execução a verificação de qualidade não foi priorizada. Por fim, relacionado ao uso, existe uma deficiência na realização de um trabalho social com as famílias contempladas nos sorteios, no sentido de explicar o funcionamento de uma casa, os cuidados necessários, manutenções, direitos e deveres como cidadãos.

Portanto, com o estudo de caso, é possível afirmar que o objetivo do Núcleo Habitacional em questão cumpriu, em parte, a função de proporcionar moradia devido ao fato de que o tamanho da residência é reduzido, em grande parte dos casos, para o número de habitantes por unidade, a baixa qualidade dos materiais utilizados e o descaso na inspeção final das casas a serem entregues. É importante ponderar também que é recomendado o entendimento das necessidades dos usuários, visto que isto reflete diretamente na qualidade de vida dos moradores e bom desenvolvimento das cidades.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] CIDADES, Ministério das - Secretaria Nacional de Habitação. “Trabalho Social em Programas e Projetos de Habitação de Interesse Social”. Brasília/DF, 2010.
- [2] BERNY, C.M. “Avaliação da habitação de interesse social na cidade de São Gabriel”. 2006. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).
- [3] MIRON, L. “Gerenciamento dos requisitos do cliente de empreendimentos habitacionais de interesse social: proposta para o Programa Integrado Entrada da Cidade em Porto Alegre / RS”. 2008. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
- [4] ABIKO, A. K. “Introdução à gestão habitacional”. São Paulo : Escola Politécnica da USP, 1995. Texto técnico.
- [5] BOLAFFI, Gabriel. “A casa das ilusões perdidas: aspectos sócio-econômicos do Plano Brasileiro de Habitação”. São Paulo: Centro Brasileiro de Análise e Planejamento. 1977.
- [6] FALONE, F.; FAGUNDO, L. “A Questão Habitacional no Município de São Paulo”. Relatório de Pesquisa, São Paulo: Núcleo de Pesquisa em Qualidade de Vida – Universidade Presbiteriana Mackenzie, 2003.
- [7] ORNSTEIN, S.; ROMÉRO, M. “Avaliação Pós-Ocupação do Ambiente Construído”. Estúdio Nobel e Edusp, 1992, São Paulo, SP.
- [8] FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. “Déficit habitacional no Brasil 2000”. Belo Horizonte: FJP, 2001. 203 p.
- [9] BONDUKI et al. “São Paulo: Plano Diretor Estratégico - Cartilha de Formação”. São Paulo: Caixa Econômica Federal, 2003. 87 p. Disponível em: Acesso em 10 set. 2012.
- [10] MALARDI et al. “Avaliação Pós-Ocupação, participação de usuários e melhoria da qualidade de projetos habitacionais: uma abordagem fenomenológica”. In: Congresso Brasileiro Sobre Habitação Social – Ciência e Tecnologia, 2002, Florianópolis, SC.
- [11] SANTA MARIA. “Lei nº 5378 do Município de Santa Maria – Habitação de Interesse Social”. Prefeitura Municipal, 2010.
- [12] LARCHER, J. V. “Diretrizes visando a melhoria de projetos e soluções construtivas na expansão de habitações de interesse social”. Dissertação (mestrado). UFPR, Curitiba, 2005.
- [13] QUEIROZ, M.P. “Patologia de edifícios”. Revista Minas Faz Ciência nº23. Minas Gerais, 2005.
- [14] PIANCASTELLI, E. M. “Patologia e terapia das estruturas – uma visão global”. Minas Gerais, 2008.
- [15] DE SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. “Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto”. Pini, 1998.
- [16] GRANDISKI, P. “Perícias Judiciais”. Publicação convênio CREA/SP E IBAPE/SP. São Paulo, 1995.
- [17] VITÓRIO, A. “Fundamentos da patologia das estruturas nas perícias de engenharia”. Instituto Pernambucano de Avaliações e Perícias de Engenharia, Recife, 2003.
- [18] ROMÉRO, M. de A.; ORNSTEIN, S.W. “Avaliação Pós- Ocupação – Métodos e Técnicas Aplicados à Habitação Social”. ANTAC, 2003, Porto Alegre, RS (Coleção Habitare). Disponível em: www.habitare.infohab.org.br. Acesso em: 10 de agosto 2012.
- [19] ORNSTEIN, S. W. “A Avaliação Pós-Ocupação (APO) como Metodologia de Projeto”. FAU/USP, 1995, São Paulo, SP.
- [20] PREISER, W.F.; RABINOWITZ, H.Z; WHITE, E. T. (1988). “Post-Occupancy Evaluation”. New York: Van Nostrand Reinhold.



**AVALIAÇÃO PÓS-OCUPAÇÃO DA BIBLIOTECA DO INSTITUTO FEDERAL DA
PARAÍBA NO CAMPUS MONTEIRO**

I. RIBEIRO

Professora
Instituto Federal da Paraíba
Paraíba; Brasil
iracira.ribeiro@ifpb.edu.br

D. ALMEIDA

Professora
Instituto Federal da Paraíba
Paraíba; Brasil
daniela.almeida@ifpb.edu.br

A. ALVES

Estudante
Instituto Federal da Paraíba
Paraíba; Brasil
adjairtom@gmail.com

D. SILVA

Estudante
Instituto Federal da Paraíba
Paraíba; Brasil
davimoreno@outlook.com

R. SIQUEIRA

Estudante
Instituto Federal da Paraíba
Paraíba; Brasil
renataramoni@hotmail.com

RESUMO

A Avaliação Pós-Ocupação (APO) é uma das metodologias correntes de avaliação de ambientes construídos. As metas de uma APO são promover a ação (ou intervenção) que propicie a melhoria da qualidade de vida daqueles que usam um dado ambiente e produzir informação na forma de banco de dados, gerar conhecimento sistematizado sobre o ambiente e as relações ambiente-comportamento. Sendo assim, este trabalho tem como objetivo apresentar a APO da biblioteca do IFPB – *Campus* Monteiro, a fim de verificar as conformidades com o desempenho da edificação e satisfação de usuários, pois faz pouco mais de dois anos que a mesma foi entregue para uso e já apresenta diversas falhas técnicas. As formas de avaliação utilizadas foram técnicas dedutivas e avaliação comportamental. Foram realizadas vistorias, aferições de requisitos mínimos em relação ao conforto básico para um ambiente proposto à leitura, além de aplicação de questionário aos usuários como avaliação comportamental, visando uma melhor qualificação da edificação. Com base na APO realizada, sugerimos recomendações por meio de comparação entre dados da pesquisa e dados obtidos pelos aplicativos na avaliação técnica e comportamental, a fim de melhorias, reformas e/ou projetos futuros.

Palavras-chave: avaliação pós-ocupação; conforto ambiental; biblioteca.

ABSTRACT

The Post-Occupancy Evaluation (POE) is one of the current valuation methodologies of built environments. The POE's goals are promoting the action (or intervention) that is conducive to improving the quality of life of those who use a given environment and produce information as database, generate systematic knowledge about the environment and environment-behavior relations. Thus, this article aims at presenting the POE of IFPB library – *Campus* Monteiro, in order to verify compliance with the building performance and user satisfaction, because it does little more than two years that it has been delivered for use and already It has several technical flaws. The evaluation forms used was deductive techniques and behavioral assessment. Inspections were made, measurements of minimum requirements in relation to the basic comfort for an environment proposed to read, as well as a questionnaire to users as behavioral assessment, to improve qualification of the building. Based on the POE performed, we suggest recommendations by means of comparison between the survey data and applications data in technical and behavioral assessment in order to improvements, renovations and/or future projects.

Keywords: post-occupancy evaluation; environmental comfort; library.



1. INTRODUÇÃO

A Avaliação Pós-Ocupação (APO) é uma das metodologias correntes de avaliação de ambientes construídos. Difere de outras metodologias (por exemplo, daquelas que se detêm nas questões relativas ao projeto e à construção), pois mesmo resgatando como subsídios de análise a memória da produção do edifício, prioriza aspectos de uso, manutenção, considerando essencial o ponto de vista dos usuários, *in loco*. Em outras palavras, as metas de uma APO são promover a ação (ou intervenção) que propicie a melhoria da qualidade de vida daqueles que usam um dado ambiente e produzir informação na forma de banco de dados, gerar conhecimento sistematizado sobre o ambiente e as relações ambiente-comportamento. [1]

Novos conceitos quanto à qualidade e desempenho das construções, direitos de consumidores, satisfação de usuários, certificados de qualidade e conformidade, competitivo empresarial tem sido introduzido na construção civil, exigindo a busca constante de melhorias em todas as etapas do processo construtivo. No entanto, o produto final ainda apresenta defeitos e falhas que interferem na satisfação dos usuários. A avaliação de desempenho do ambiente em uso refere-se à fase posterior ao projeto, sua construção e sua ocupação. Pode ser levantada por meio de diversos parâmetros e seguindo objetivos específicos como, por exemplo, a Avaliação Pós-Ocupacional. [2]

A Avaliação Pós-Ocupação pode ser diferenciada pela finalidade de uso das informações. Não se deve confundir avaliações que visem garantir a satisfação das necessidades dos usuários, o que é o objetivo de qualquer tipo de avaliação técnica de edificações, com avaliações que utilizam o grau de satisfação dos usuários em relação a diversos elementos do ambiente construído como critério de desempenho. [3]

A APO difere-se então da Avaliação Pós-Construção, que busca somente estabelecer se o projeto e a edificação estão em conformidade, pois considera a adequação da edificação ao usuário que geralmente faz parte da documentação de entrega das chaves. [1]

As Avaliações Pós-Ocupação (APO) realizadas em vários estados do país apontam frequentemente problemas, principalmente referentes ao conforto ambiental (térmico, acústico, lumínico e funcional). As principais falhas observadas dizem respeito às condições de conforto térmico e à funcionalidade. [4]

A Avaliação Pós-Ocupação é um método que revela patologias e busca soluções no decorrer do processo de produção e uso de ambientes construídos, por meio da participação usuários, projetistas, construtores. [5]

Sendo assim, este artigo tem como objetivo apresentar a APO da biblioteca do IFPB – *Campus* Monteiro, a fim de verificar as conformidades com o desempenho da edificação e satisfação de usuários, visando assim, traçar um perfil da biblioteca para futuras melhorias ou adequações.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Foi realizada uma Avaliação Pós-Ocupação na Biblioteca do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia (IFPB) *campus* Monteiro. Este edifício térreo localiza-se entre os blocos administrativos e de salas de aula, sua estrutura é em concreto armado, com algumas divisórias em dry-wall. Em seu interior possui salas de informática, área de leitura em grupo, bem como cabines de leitura individual.

A biblioteca possui claraboias em estrutura metálica e telhas de policarbonato, localizadas no ambiente de leitura e no hall de entrada e sua iluminação artificial se dá por lâmpadas fluorescentes. Existem ainda estantes metálicas que estão dispostas sob uma claraboia. Quanto ao piso, é feito em granilite. Quanto à acessibilidade, não possui degraus para adentrar na edificação e possui piso tátil para facilitar o acesso. A planta baixa é apresentada na Figura 1.

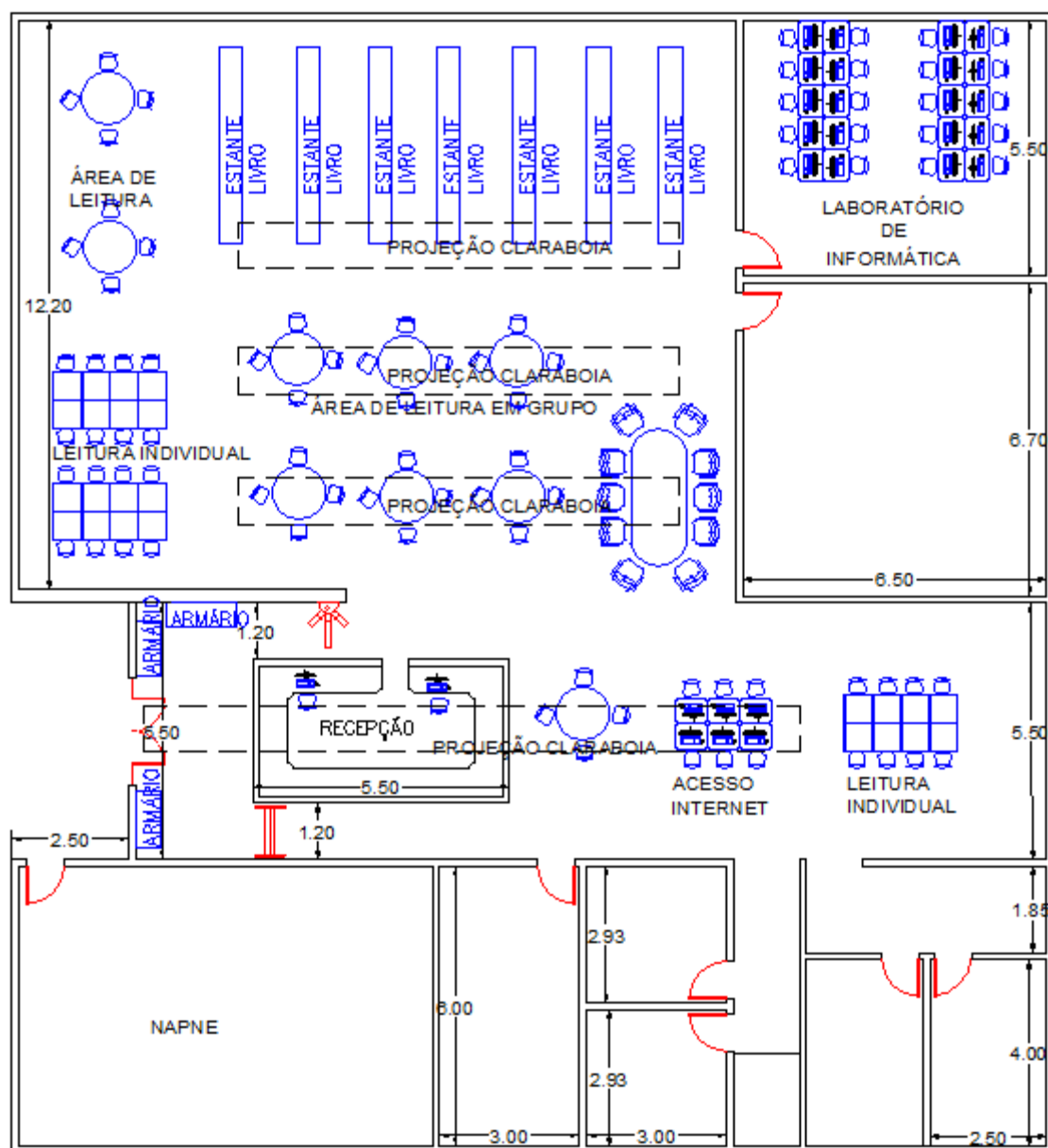


Figura 1: Planta baixa da biblioteca, sem escala

As formas de avaliação utilizadas foram técnicas dedutivas e avaliação comportamental. Foram realizadas vistorias, aferições de requisitos mínimos em relação ao conforto básico para um ambiente proposto à leitura, além de aplicação de questionário aos usuários como avaliação comportamental.

O trabalho de avaliação iniciou com o questionário realizado na tarde do dia 6 de fevereiro de 2015. Este solicitava a opinião dos usuários perante: acessibilidade, conforto ambiental, conservação e limpeza. Os questionados tinham 3 opções de respostas: ruim, razoável ou bom. Além disso, havia espaço para sugestões. Os itens questionados foram:

- Quanto à acessibilidade: localização da biblioteca dentro do campus, acessibilidade aos deficientes;
- Quanto ao conforto ambiental: iluminação natural e artificial, isolamento acústico, disposição e conforto das mesas e cadeiras dos ambientes de leitura, disposição das estantes dos livros;
- Quanto à conservação e limpeza: limpeza do ambiente, estado e conservação dos livros.

Para o cálculo da amostra selecionada para a pesquisa, foi utilizada a Equação 1:

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$\eta = \frac{\left(\frac{1}{e^2}\right) \times N}{N + \left(\frac{1}{e^2}\right)}$$

(1)

Onde:

η = tamanho da amostra;

e = erro da amostra;

N = Universo

O acesso ao interior da biblioteca se dá através de uma catraca que contabiliza a quantidade de usuários que acessam à biblioteca, e com isso foi possível obter a quantidade média de usuários por turno, que foi de 60 usuários.

Para uma margem de erro de 15% adotada, temos que:

$$\eta = \frac{\left(\frac{1}{0,15^2}\right) \times 60}{60 + \left(\frac{1}{0,15^2}\right)}$$

Portanto,

$$\eta = 26 \text{ usuários questionados}$$

Após a realização do questionário, foram feitas vistorias através de inspeção visual e análise fotográfica. E para a próxima etapa – aferição de requisitos em relação ao conforto básico – foram utilizados os aplicativos para *Smartphone* Medidor de Luz O2 Led – para a aferição de índice de luminosidade e Decibelímetro – para a aferição do nível de ruído do ambiente. O Medidor de Luz O2 Led consegue tal finalidade porque no aparelho *Smartphone* dispõe de tecnologia como sensor de RGB que o torna sensível a intensidade de cores e luz. O Decibelímetro permite utilizar o microfone do aparelho com capacidade de medir barulhos com boa qualidade e assim pode mensurar o nível de ruído da biblioteca.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Questionário

O questionário analisou a opinião dos usuários perante: acessibilidade, conforto ambiental, conservação e limpeza. Os resultados são apresentados na Figura 2.

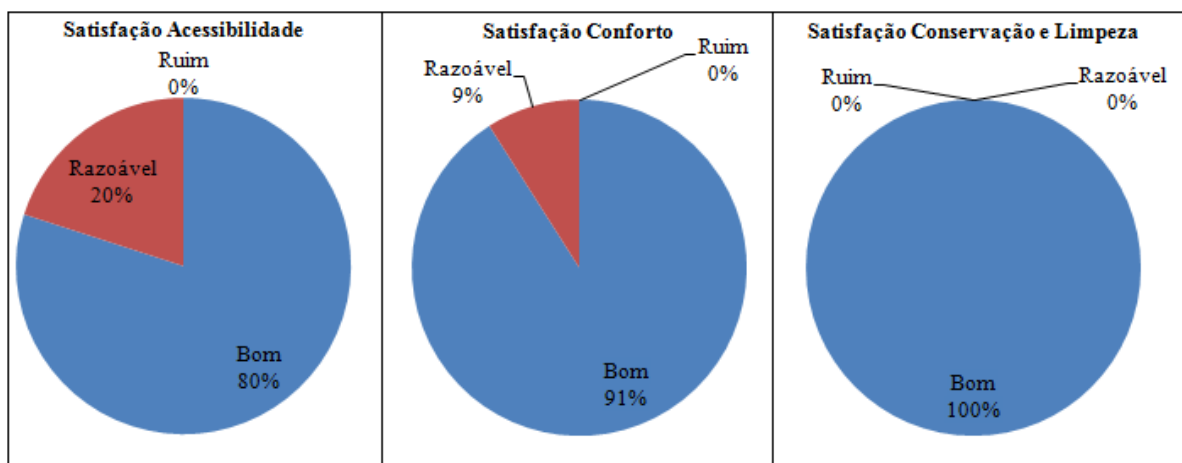


Figura 2: Resultado do questionário

Com relação à acessibilidade, 20% a consideraram razoável e 80%, boa. Já em relação ao conforto ambiental, 9% o consideraram razoável e 91%, bom; no que diz respeito à conservação e limpeza, 100% as consideraram boas. O grau de satisfação dos usuários em relação à edificação fica como indicador de contetamento com os itens questionados.

Algumas opiniões relevantes a serem citadas foram: as mesas e cadeiras para leitura foram avaliados como confortáveis pelos utilizadores, a boa localização do prédio foi enfatizada, notou-se a importância da inserção do piso tátil para acesso dos deficientes visuais à biblioteca, bem como os baixos níveis de ruído no interior do prédio.

Porém, houve queixa em relação ao desbotamento de capas de alguns livros, pois estes estavam expostos em estantes localizadas sob claraboia, de modo que os raios solares chegavam com intensidade nas estantes. Tal problema poderá ser solucionado através de algumas alterações no *layout* do ambiente ou substituição do policarbonato da claraboia por um material com retenção maior de raios solares.

3.2 Níveis mínimos de conforto ambiental

Foi observada que a iluminação natural nas mesas centrais de leitura – através das claraboias de policarbonato – estava provocando transtornos tanto ao acervo como também aos usuários, por causa de intensidade de luz (iluminância) elevada.

A iluminância foi verificada com a utilização do aplicativo Medidor de Luz O2 Led, que demonstrou uma alta incidência de luminosidade no interior da biblioteca, principalmente no horário de 09:00h as 16:00h. Foram coletados dados de seis áreas de leituras em grupo (Figura 3), duas cabines de leituras individuais e duas salas de informática, como mostrado na Figura 4. Os resultados das iluminâncias são apresentados na Tabela 1.



Figura 3: Excesso de luminosidade na área de leitura e de acervo da biblioteca
Fonte: Acervo pessoal (2015)

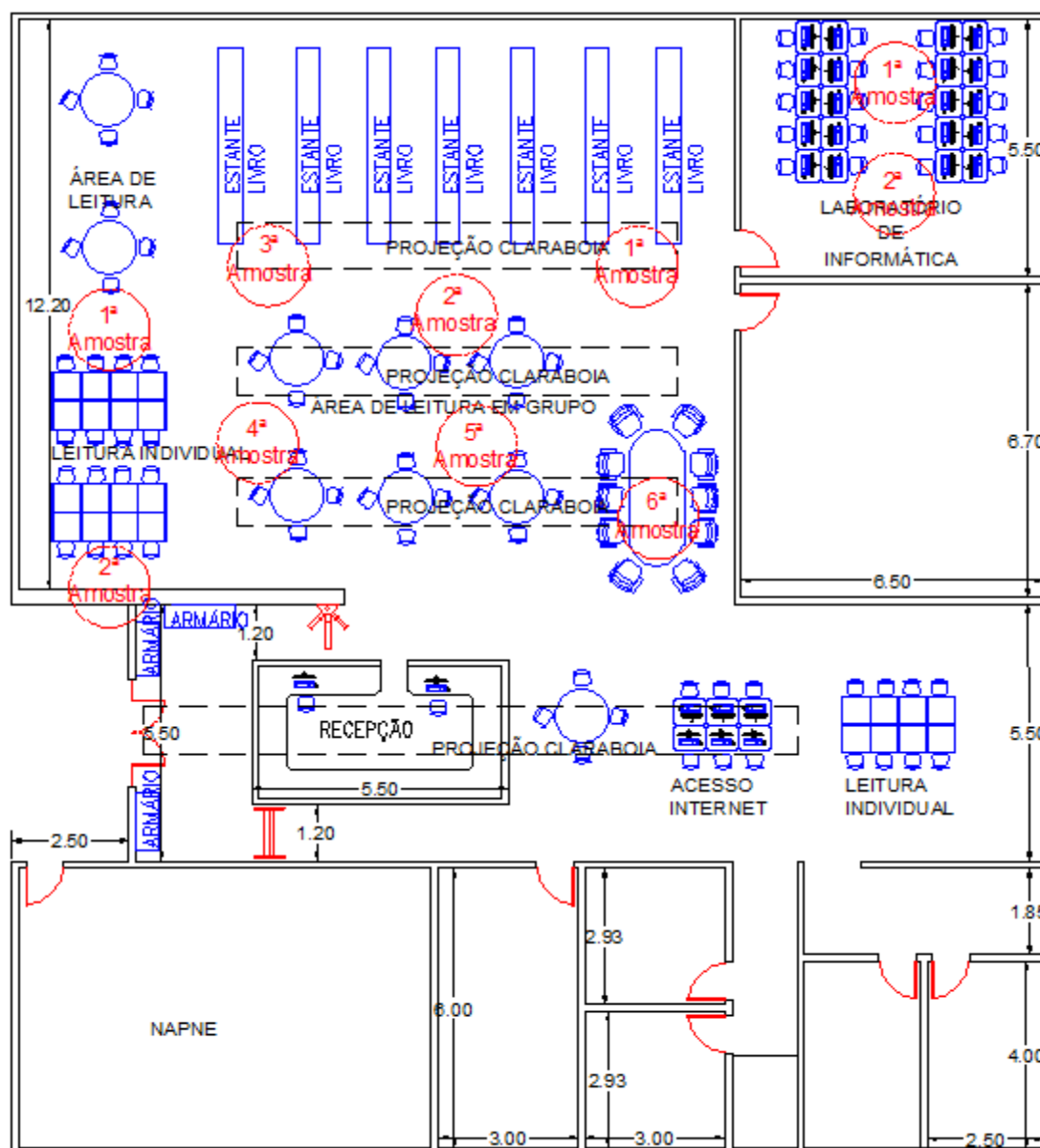


Figura 4: Pontos de leitura da iluminância

Tabela 1 – Leitura da iluminância em pontos diversos

Local	Iluminância (Lux)	Média
Área de Leitura 1	32370	32021
Área de Leitura 2	32302	
Área de Leitura 3	32365	
Área de Leitura 4	32355	
Área de Leitura 5	32362	
Área de Leitura 6	32373	
Sala de Informática 1	423	515
Sala de Informática 2	608	
Cabines de Leitura 1	1259	1202
Cabines de Leitura 2	1147	

O principal objetivo da iluminação natural é economizar energia elétrica gasta na iluminação artificial, porém em excesso traz desconforto aos olhos humanos, principalmente em um ambiente que deve ser o mais confortável possível, já que foi feito com o propósito da leitura.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Segundo a NBR 15215-1, a intensidade da luz indicada é de 500 lux em áreas de leituras e 300 lux em áreas de estantes de livros, conforme apresentado na Tabela 2. [6]

Tabela 2 – Iluminância segundo a NBR 15215-1

Tipo de ambiente	Iluminância (Lux)
Auditórios:	
Palco	500
Plateia (durante intervalo)	50
Sala de espera	150
Bilheterias	500
Bancos:	
Atendimento ao público	500
Bibliotecas:	
Leitura	500
Estantes	300
Circulação:	
Corredores e escada	100
Escolas:	
Salas de aulas	300
Quadro negro	500
Laboratórios (bancadas)	500
Salas de desenho	500
Salas de reuniões	200
Escritórios:	
Salas de desenho	1000
Residências:	
Estar (geral)	150
Leitura	500
Cozinha (geral)	150
Fogão pia etc.	300
Dormitórios (geral)	150
Espelhos	300
Banheiros (geral)	150
Espelhos	300
Circulação	150

Pode-se notar que as iluminâncias verificadas na biblioteca excederam o valor indicado pela norma. A sugestão para resolução de tal inconformidade é substituição de policarbonato da claraboia por um material com retenção maior de raios solares ou alteração do *layout* dos ambientes de leitura.

Já com respeito à intensidade de ruído no interior do prédio, foi obtido, com o auxílio do Decibelímetro, um valor de 33 dB. Quando comparado com as tolerâncias para o ambiente, através da Tabela 3 constante na NBR 10152, os índices de ruídos estão dentro do limite tolerável/aceitável, portanto não foi necessária nenhuma recomendação para este item. [7]

Tabela 3 – Índices de ruídos segundo NBR 10152

Locais	dB(A)	NC
Hospitais		
Apartamentos, Enfermarias, Berçários, Centros cirúrgicos	35 – 45	30 - 40
Laboratórios, Áreas para uso do público	40 – 50	35 – 45
Serviços	45 - 55	40 - 50
Escolas		
Bibliotecas , Salas de música, Salas de desenho	35 – 45	30 – 40
Salas de aula, Laboratórios	40 – 50	35 – 45
Circulação	45 – 55	40 – 50
Hotéis		
Apartamentos	35 – 45	30 – 40
Restaurantes, Salas de Estar	40 – 50	35 – 45
Portaria, Recepção, Circulação	45 – 55	40 – 50
Residências		
Dormitórios	35 – 45	30 – 40
Salas de estar	40 – 50	35 – 45
Auditórios		
Salas de concertos, Teatros	30 – 40	25 – 30
Salas de conferências, Cinemas, Salas de uso múltiplo	35 – 45	30 – 35
Restaurantes	40 – 50	35 – 45
Escritórios		
Salas de reunião	30 – 40	25 – 35
Salas de gerência, Salas de projetos e de administração	35 – 45	30 – 40
Salas de computadores	45 – 65	40 – 60
Salas de mecanografia	50 – 60	45 – 55
Igrejas e Templos (Cultos meditativos)	40 – 50	35 – 45
Locais para esporte		
Pavilhões fechados para espetáculos e atividades esportivas	45 – 60	40 – 55

3.3 Vistoria

Nas vistorias realizadas, foram observadas algumas manifestações patológicas como:

- Eflorescência
- Fissuras

3.3.1 Eflorescência

A Figura 5 apresenta manchas de eflorescências, decorrentes de infiltrações provenientes de vazamento do ar condicionado.



Figura 5: Manchas oriundas de infiltração observadas na sala de administração da biblioteca

Fonte: Acervo pessoal (2015)

Para solucionar o problema, deve-se proceder da seguinte forma:

- Raspar e escovar toda a parte afetada. Se houver necessidade, refazer o reboco e aguarde secar (28 dias);
- Lixar e limpar com pano úmido toda a superfície, removendo o pó;
- Aplicar uma demão de fundo preparador;
- Aplicar a tinta de acabamento.

Além desse procedimento, deve-se fazer a manutenção do agente causador do dano, no caso o ar-condicionado.

3.3.2 Fissuras

Foram encontradas algumas fissuras no prédio da biblioteca. Primeiramente, foram encontradas fissuras verticais no engaste dos brises de concreto que se fixam nas janelas (Figura 6). Para solucionar o problema deve-se realizar o escoramento do brise para evitar que as fissuras aumentem.



Figura 6: Fissuras no engaste dos brises de concreto.
Fonte: Acervo pessoal (2015)

Também ocorreram fissuras horizontais abaixo da base das vigas, devido ao mau encunhamento da alvenaria (Figura 7). Estas devem ser calafetadas com argamassa polimérica, pois não oferece perigo a estrutura. Porém, devem ser monitoradas quanto ao aumento da abertura, pois só devem ser calafetadas quando se tornarem fissuras passivas.

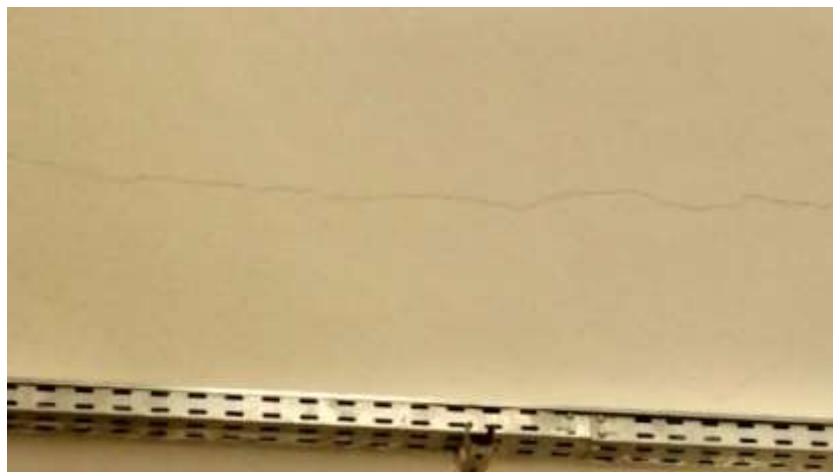


Figura 7: Fissuras no encunhamento de vigas.
Fonte: Acervo pessoal (2015)

Verificou-se também fissuras no piso de granilite (Figura 8), devido à má execução e espessura inadequada.



Figura 8: Fissuras no piso de granilite.
Fonte: Acervo pessoal (2015)

4. CONCLUSÃO

A partir da Avaliação Pós Ocupação realizada na Biblioteca do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia (IFPB) - *Campus* Monteiro, pode-se verificar a satisfação dos usuários a partir dos questionários realizados. O grau de satisfação dos usuários em relação à edificação fica como indicador de contetamento com os itens questionados.

Algumas opiniões relevantes a serem citadas foram: as mesas e cadeiras para leitura foram avaliados como confortáveis pelos utilizadores, a boa localização do prédio foi enfatizada, notou-se a importância da inserção do piso tátil para acesso dos deficientes visuais à biblioteca, bem como os baixos níveis de ruído no interior do prédio.

Porém, houve queixa em relação ao desbotamento de capas de alguns livros, pois estes estavam expostos em estantes localizadas sob claraboia, de modo que os raios solares chegavam com intensidade nas estantes. Tal problema poderá ser solucionado através de algumas alterações no *layout* do ambiente ou substituição do policarbonato da claraboia por um material com retenção maior de raios solares.

Com relação ao conforto ambiental, foi verificada a iluminância do ambiente, constatando uma alta incidência dos raios solares, estando bem acima dos níveis recomendados pela NBR 15215-1. A sugestão para resolução de tal inconformidade é substituição de policarbonato da claraboia por um material com retenção maior de raios solares ou alteração do *layout* dos ambientes de leitura.

Já com respeito à intensidade de ruído no interior do prédio, foi obtido, com o auxílio do Decibelímetro, um valor de 33 dB. Quando comparado com as tolerâncias para o ambiente segundo a NBR 10152, os índices de ruídos estão dentro do limite tolerável/aceitável, portanto não foi necessária nenhuma recomendação para este item.

Na etapa de vistoria, foram encontradas patologias, das quais pode-se citar eflorescência proveniente de vazamento do ar condicionado e fissuras no engaste do brise de concreto, na alvenaria e no piso de granilite.

De posse dessas análises, pôde-se perceber os problemas encontrados para tentar solucioná-los e assim tornar a biblioteca do *Campus* um ambiente com melhor conforto, qualidade e integridade.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Romero, M.; Ornstein, S., “A contribuição da avaliação pós-ocupação (APO) para a qualidade do projeto: estudo de caso de um edifício de escritórios”. ENTAC 95, Rio de Janeiro, 1995, 6p.
- [2] Castro, J. *et al.* “Requalificação da sede administrativa da fundação casa de Rui Barbosa: implantação das recomendações de uma avaliação pós-ocupação”. III Congresso Internacional na Recuperação, Manutenção e Restauração de Edifícios, Rio de Janeiro, 2010, 6p.
- [3] Cintra, C., *A Utilização da ISO 6241 na Avaliação de Edificações Escolares, através dos métodos e técnicas da APO – Avaliação Pós Ocupação – O Caso das “Escolas de Cara Nova” de Mogi das Cruzes*. Dissertação de mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção da Escola Federal de Engenharia de Itajubá, Itajubá: EFEL, 2001, 131p.
- [4] Kowaltowski, D. *et al.* *Melhorias do Conforto Ambiental em Edificações Escolares Municipais de Campinas- SP*. Relatório Científico, Campinas: Unicamp, 2001, 8p.
- [5] Magalhães, E., *Fissuras em alvenaria: configurações típicas e levantamento de incidências no estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação de mestrado apresentada ao Curso de Mestrado Profissionalizante da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre: BR-RS, 2004, 180 p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15215-1: Iluminação natural–Parte 4: Verificação experimental das condições de iluminação interna de edificações–Método de medição*. Rio de Janeiro, 2005, 5p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10152: Níveis de Ruídos para conforto acústico*. Rio de Janeiro, 1987, 4p.



AVALIAÇÃO PÓS-OCUPAÇÃO E PERCEÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM SISTEMAS PREDIAIS EM EDIFÍCIOS DA UFSCAR

G. B. PRADO

Eng. Civil
UFSCar
São Carlos; Brasil
gustavo.bp91@gmail.com

D. BARRETO

Prof. Eng. Civil
UFSCar
São Carlos; Brasil
dbarreto@ufscar.br

RESUMO

Este trabalho destina-se ao estudo sobre a percepção de manifestações patológicas e anormalidades nos sistemas prediais hidráulicos, sanitários e de eletricidade de uma amostra de edifícios da Universidade Federal de São Carlos. O estudo envolveu a aplicação de questionários e visitas técnicas aos edifícios que compõem a amostra, sendo que as manifestações patológicas e anormalidades encontradas foram fotografadas e identificadas. Conclui-se através do estudo que os novos edifícios da Universidade Federal de São Carlos possuem uma menor incidência de manifestações patológicas em relação aos edifícios mais antigos da universidade e que o grau de satisfação dos usuários é maior.

Palavras-chave: manifestações patológicas, sistemas prediais, edifícios universitários.

ABSTRACT

This article aims at studying the perception of pathological manifestations and abnormalities in hydraulic, sanitary and electric building system. The analysis is based on a sample of buildings located at the Federal University of São Carlos. The study was composed by a questionnaire application and site visits to the sample buildings, where the found pathological manifestations and abnormalities were photographed and identified. The study showed that the newest buildings at Federal University of São Carlos have a smaller incidence of pathological manifestations in relation to the oldest university buildings and the user satisfaction level about those buildings is greater.

Key-words: pathological manifestations, building systems, university buildings.

1. INTRODUÇÃO

No contexto do âmbito atual, a norma técnica ABNT NBR 15.575:2013 [1] vem sendo bastante discutida quanto ao desempenho das edificações habitacionais e em seu comportamento após a entrega da mesma ao usuário. Neste mesmo contexto surge o conceito de patologia (derivado do grego *-pathos*, significando sofrimento, doença, e *-logia*, ciência, estudo) que se refere ao estudo das doenças em geral sob aspectos determinados, tanto na medicina quanto em outras áreas do conhecimento como matemática e engenharias, onde é conhecida como "Patologia das Edificações" e estuda as manifestações patológicas que podem vir a ocorrer em uma construção.

Neste trabalho são estudadas as manifestações patológicas de um grupo de edificações que se apresentam nos Sistemas Prediais hidráulicos, sanitários e de eletricidade, identificando suas causas e os problemas futuros que estas podem vir a ocasionar nos edifícios estudados.

Para este estudo foi realizada uma Avaliação Pós Ocupação (APO), a qual é definida por Preiser, Rabinowitz e White (1988) apud Araújo et. al. (2004) [2] como o processo de avaliação de edifícios após este já ter sido concluído e ocupado, sendo que esta se destina a verificação do desempenho do ambiente construído.

Na área dos Sistemas Prediais Hidráulicos e Sanitários (SPHS), os critérios definidos pela ABNT NBR 15.575:2013 [1] são atendidos com êxito, porém, devido à baixa (ou inexistente) manutenção dada aos mesmos, estes sofrem com o surgimento das patologias ao longo de sua vida útil. Tais manifestações patológicas, quando não corrigidas, são aceitas pelos usuários dos edifícios e seu conserto é feito em base a improvisações (CONCEIÇÃO, 2007) [3].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Ainda segundo Conceição (2007) [3], é normal que no Brasil, o ciclo do empreendimento seja baseado apenas nas etapas de concepção, projeto e execução, encerrando-se na entrega do mesmo. Assim, os custos de manutenção pós-ocupação não são contabilizados no orçamento das empresas construtoras.

Assim, o estudo das manifestações patológicas apresentadas nos sistemas prediais é válido para aumentar a compreensão do funcionamento destes sistemas e evitar falhas em novas edificações, pensando em sua manutenção desde a fase de projeto e execução e realizando uma Avaliação Durante Ocupação (ADO).

2. METODOLOGIA

O presente trabalho foi dividido em quatro etapas distintas, onde a primeira se caracterizou por selecionar uma amostra de edifícios do campus São Carlos da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), a segunda na aplicação de questionários a usuários destes edifícios, de acordo com o modelo proposto por Gnipper (2010) [4], a terceira na visita aos edifícios em busca das manifestações patológicas e a quarta etapa na análise dos dados coletados em comparação às respostas dos questionários.

2.1 Seleção da amostra de edifícios

A escolha da amostra de edifícios a ser estudada foi baseada inicialmente em uma listagem de edifícios construídos na Universidade Federal de São Carlos, a qual foi organizada por tipo de edifício e data de construção decidindo-se então o estudo pelos edifícios do tipo AT (Aulas Teóricas). Dentro deste grupo, optou-se pelos edifícios AT4, AT5 e AT9 para que se pudesse fazer um comparativo das manifestações patológicas apresentadas em edifícios de diferentes idades e construídos em datas com distintas taxas de crescimento da Universidade.

Os edifícios AT1 e AT2, construídos em 1977 e 1994, respectivamente, apesar de serem os mais antigos, já tiveram seus banheiros reformados, o que descaracteriza o estudo devido ao tempo. O edifício AT3, de 1991, não é mais utilizado com a finalidade de um bloco de salas de aula, portanto também foi descartado. Assim, o edifício AT4 foi selecionado como o edifício mais antigo a ser estudado, construído em 1994, ano com construção de 14290 m² na Universidade.

Para uma possível comparação, foi selecionado também o edifício AT5 para o estudo, por ser construído em um ano com baixo crescimento da Universidade (1998, com construção de 2474 m²).

O edifício AT6, de 2005, possui uma tipologia diferente dos demais, o que fez com que este fosse descartado também. Os edifícios AT7, AT8 e AT9, construídos respectivamente em 2009, 2010 e 2012 possuem tipologias bastante semelhantes. Assim, optou-se estudar o edifício AT9, mais recente e construído em um ano com alta taxa de crescimento (12617 m²).

2.2 Aplicação dos questionários

Questionários foram aplicados aos usuários dos edifícios através de um formulário eletrônico do Google Drive divulgado pela página da UFSCar no Facebook, rede social de grande acesso entre os estudantes da Universidade, atingindo assim públicos bastante distintos e de diferentes cursos. Este questionário foi respondido por 161 usuários dos edifícios, dos quais 58 destes responderam sobre o edifício AT4, 53 sobre o AT5 e os outros 50 sobre o edifício AT9. A pesquisa consistia em identificar os principais problemas apontados pelos usuários dos edifícios antes da visita aos mesmos. Assim, pode-se identificar os principais problemas apontados pelos usuários dos edifícios, permitindo que a visita em busca das manifestações patológicas fosse mais direcionada e precisa.

2.3 Visitas aos edifícios

Já com os questionários respondidos, foram visitados os edifícios selecionados procurando sinais de manifestações patológicas. Entre as manifestações patológicas procuradas, estão entupimentos, vazamentos, interdições, problemas devido à má utilização, vandalismo e desgaste devido ao uso.

Foram visitados os banheiros masculino e feminino, assim como o banheiro de deficiente, áreas de serviço e caixas d'água, procurando verificar todas as instalações hidráulicas presentes nos edifícios.

Também fotografou-se os bebedouros dos edifícios, os quais foram bastante criticados nos questionários aplicados, principalmente em relação à quantidade e vazão de água, a qual é muito pequena em alguns casos.

2.4 Análises

Tendo em mãos os questionários respondidos e os dados coletados nas visitas técnicas aos edifícios, pode-se analisar e comparar as manifestações patológicas encontradas com aquelas apontadas nos questionários, medindo assim o grau de percepção dos usuários quanto às mesmas.

3. RESULTADOS

Semelhante aos resultados obtidos por Teixeira (2011) [5], os resultados da aplicação dos questionários em relação à percepção de manifestações patológicas nos sistemas prediais dos edifícios AT4, AT5 e AT9 pelos usuários, ao serem comparados aos resultados das visitas realizadas e identificação dessas manifestações patológicas e não conformidades revelaram um alto nível de percepção dessas manifestações patológicas. Essencialmente foram relatadas constatações de vazamentos a partir de aparelhos sanitários e de empoçamento de águas pluviais, revelando baixa percepção de mau funcionamento de aparelhos sanitários e dos sistemas prediais como um todo, sendo que não relatou-se nos questionários problemas relativos às instalações elétricas, somente à quantidade de tomadas disponíveis, principalmente nos edifícios mais antigos (AT4 e AT5) e quanto à voltagem da mesmas, já que no edifício AT9, todas as tomadas são de 220V, impossibilitando o uso de equipamentos que operam em 110V. A principal insatisfação dos usuários ficou por conta dos aspectos higiene, conforto no uso e vazão de água.

O acesso, associado às distâncias a percorrer até os ambientes sanitários, foi considerado satisfatório. Os aparelhos sanitários mais utilizados são os bebedouros, cuja quantidade ofertada foi considerada insuficiente, o que, associada à baixa vazão destes torna-se um grande problema aos usuários durante a utilização em horários de pico, como o intervalo entre as aulas.

A baixa percepção de manifestações patológicas presentes nos aparelhos sanitários e instalações elétricas, por parte dos usuários, certamente se dá por diversas razões. Entre elas, estima-se o reduzido tempo de permanência dos usuários nos ambientes sanitários e o relativo desinteresse na percepção e registro mental das falhas e defeitos nos SPHS, uma vez tratar-se de edifício público com um grande número de usuários. Entretanto, as maiores insatisfações estiveram relacionadas com visíveis falhas de manutenção e conservação, quer nos aparelhos sanitários quer nas instalações elétricas.

Além disso, o edifício AT9 mostrou-se possuir menos manifestações patológicas e problemas, tanto nas vistas técnicas quanto nas respostas aos questionários. Este edifício, apesar dos problemas apontados, é um edifício recente na universidade, com construção no ano de 2012, sendo as manifestações patológicas que se devem ao tempo de uso e desgaste não são frequentes. Já os edifícios AT4 e AT5, que foram construídos em 1994 e 1998, respectivamente, anos com alta e baixa taxa de construção na Universidade Federal de São Carlos, o que não mostrou interferir no estudo de manifestações patológicas, tiveram maiores críticas nos questionários e uma maior quantidade de manifestações patológicas identificadas nas visitas.

No edifício AT4, as principais manifestações patológicas encontradas foram relacionadas à falta de manutenção, corrigida na maioria dos casos em base de improvisos, como pode-se verificar na torneira do bebedouro apresentada na Figura 1. Também identificou-se vazamentos em válvulas de descarga (Figura 2), torneiras para lavagem do edifício (Figura 3) e mictórios (Figura 4).



Figura 1: Torneira com presença de fita veda-rosca no AT4



Figura 2: Válvula de descarga com vazamentos no AT4



Figura 3: Torneira de limpeza com sinais de vazamento



Figura 4: Vazamentos nos mictórios do AT4

Para o edifício AT5, a maior incidência de manifestações patológicas, assim como no AT4, foi devido à vazamentos nas instalações sanitárias, como pode-se observar na válvula de descarga da Figura 5 e na pia da Figura 6. Além disso, algumas pias apresentaram entupimento parcial, fazendo com que o fluxo de água fosse direcionado para um dos lados (Figura 7). Os bebedouros, criticados nos questionários com resposta negativa de 83,0% dos usuários quanto ao grau geral de satisfação, sendo que 13,2% das respostas foi neutra e apenas 3,8% dos usuários se apontaram satisfeitos, também apresentaram manifestações patológicas, principalmente devido ao vazamento constante de água nas torneiras (mesmo quando não acionado) e à baixa quantidade de água liberada quando acionado (Figuras 8 e 9).



Figura 5: Válvula de descarga sem canopla protetora e com sinais de vazamento no AT5



Figura 6: Vazamento em pia de banheiro masculino no AT5



Figura 7: Fluxo de água irregular na torneira devido à entupimento



Figura 8: escoamento de água constante em bebedouro, quando não acionado



Figura 9: Baixa vazão de água em bebedouro, quando acionado

No edifício AT9, apesar de mais novo e de possuir menor incidência de manifestações patológicas, foi possível encontrar também uma pia com escoamento irregular de água, devido à entupimento parcial da torneira (Figura 10), vazamento de água pelo sifão de uma das pias do banheiro feminino (Figura 11) e uma torneira com pingos constantes no mesmo banheiro (Figura 12). Um dos bebedouros do edifício possuía também vazamento, o qual era contido com um pano para que a água não chegasse ao corredor do edifício, como pode ser visto na Figura 13.



Figura 10: Escoamento irregular de água em torneira do AT9



Figura 11: Vazamento de água pelo sifão da pia



Figura 12: Pingos constantes devido à falha no fechamento da torneira



Figura 13: Vazamento no bebedouro do AT9



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. Conclusões

Pode-se concluir que os questionários se mostraram ferramentas bastante úteis para a identificação de manifestações patológicas, sendo que o grau de apercebimento das mesmas pelos usuários é grande.

Como pode-se notar a falta de manutenções preventivas, ocorrendo apenas manutenções corretivas, as manifestações patológicas se devem principalmente à idade da edificação, não sendo afetada pela demanda de construção de prédios na universidade, o que foi constatado pela comparação entre os edifícios AT4 e AT5, de idades semelhantes e taxas construtivas bem distintas, os quais apresentaram essencialmente as mesmas manifestações patológicas e tiveram análises bastante semelhantes nos questionários, ao contrário do edifício AT9, o qual é o mais recente e teve menos manifestações patológicas apresentadas.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15575-6: Edificações Habitacionais - Desempenho Parte 6: Requisitos para os sistemas hidrossanitários. Rio de Janeiro, 2013, 32 p.
- [2] Araújo, L. S. M. et al. "Avaliação durante operação dos sistemas prediais hidráulicos e sanitários de edifícios escolares." In: X ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, Anais... 18-21 JUL. 2004, São Paulo
- [3] Conceição, A. P. "Estudo da incidência de falhas visando a melhoria da qualidade dos sistemas prediais hidráulicos e sanitários." 2007. 128 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.
- [4] Gnipper, S. F. "Diretrizes para formulação de método hierarquizado para investigação de patologias em sistemas prediais hidráulicos e sanitários." 2010. 307 f. Dissertação (Mestrado em Concentração de Arquitetura e Construção) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Departamento de Arquitetura e Construção, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.
- [5] Teixeira, P. C. "Estudo de patologias nos sistemas prediais hidráulicos e sanitários do prédio do Ciclo Básico II da Unicamp." Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v.1, n.2, p. 34-50, jul. 2011



AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS À CARBONATAÇÃO

R. COUTO

Mestrando em Engenharia de Estruturas
Universidade Federal de Minas Gerais
Minas Gerais; Brasil
rafaelcouto2111@gmail.com

S.M.C. DINIZ

Professora Associada
Universidade Federal de Minas Gerais
Minas Gerais; Brasil
diniz_s@yahoo.com

RESUMO

Face às crescentes demandas da sustentabilidade no ambiente construído, a previsão da vida útil de estruturas de concreto armado (CA) submetidas a distintos mecanismos de degradação é tema de maior relevância. Apesar da importância do tema, a durabilidade das estruturas de CA é tratada por métodos prescritivos nas normas técnicas atuais (veja-se, por exemplo, a NBR 6118:2014 e o ACI 318-14). Em tais normas, considerado o ambiente onde a estrutura estará inserida, é assumido que o atendimento a especificações, --tais como a resistência à compressão do concreto e a espessura do recobrimento das armaduras--, será suficiente para a garantia da vida útil de projeto. Dentre os mecanismos de degradação, a carbonatação é um dos principais fenômenos físico-químicos que podem limitar a vida útil das estruturas de CA. Existem diversos fatores que influenciam no processo de deterioração por carbonatação tais como aqueles relacionados aos materiais (relação água/cimento do concreto, tipo de cimento e adições, cura e compactação do concreto, e fissuração) e ambientais (concentração de CO₂, teor de umidade e temperatura). Devido à variabilidade de tais parâmetros, a vida útil de estruturas de CA submetidas à carbonatação só pode ser estabelecida em termos probabilísticos. Neste trabalho são discutidos os três elementos necessários à descrição probabilística da vida útil de estruturas de CA submetidas à carbonatação: (i) o modelo determinístico requerido para a descrição da evolução do processo de carbonatação; (ii) a descrição estatística das variáveis intervenientes no problema; (iii) as ferramentas da Confiabilidade Estrutural necessárias à descrição probabilística da vida útil.

Palavras-chave: carbonatação, concreto armado, durabilidade, incertezas, avaliação probabilística, simulação de Monte Carlo, vida útil.

ABSTRACT

Given the growing demands of sustainability in the built environment, the forecast life of reinforced concrete (RC) structures submitted to different degradation mechanisms is a matter of great importance. Despite the importance of the subject, the durability of the RC prescriptive structures is handled by the current technical standards methods (see, for example, NBR 6118:2014 and ACI 318-14). In such standards, considered the environment where the structure is inserted, it is assumed that the service specifications, -- as the strength of concrete compression and the thickness of the cover of reinforcing steel--, will be sufficient to guarantee the life of project. Among the degradation mechanisms, the carbonation is a major physical and chemical phenomenon that can limit the life of structures RC. There are several factors that influence by carbonation process of deterioration such as those related to materials (water/cement ratio of concrete, kind of cement and additions, cure and compaction of concrete and cracking) and environmental (CO₂ concentration, moisture content and temperature). Due to the variability of these parameters, the life of RC structures subjected to carbonation can only be established in probabilistic terms. This paper discussed the three elements necessary for the probabilistic description of the life of RC structures subjected to carbonation: (i) the deterministic model required to describe the evolution of the carbonation process; (ii) the statistical description of the variables involved in the problem; (iii) the Structural Reliability of the tools necessary for probabilistic description service life.

Keywords: carbonation, reinforced concrete, durability, uncertainties, probabilistic assessment, Monte Carlo simulation, service life.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A discussão a respeito da durabilidade das estruturas de concreto armado é essencial na hora de se projetar e executar algum empreendimento. A NBR 6118:2014 [1] preconiza que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, as condições ambientais da época e do local sejam levadas em consideração, para que assim, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

De acordo com Barbudo [2], o concreto armado empregado nas estruturas possui duas funções básicas: deve ser suficientemente resistente e dúctil e, no ponto de vista da durabilidade, deve resistir às condições ambientais e do meio agressivo em que a estrutura está inserida.

A durabilidade está diretamente relacionada com a sustentabilidade. Atualmente, a necessidade em construções mais sustentáveis faz com que estudos referentes à durabilidade das estruturas sejam cada vez mais frequentes. Com estruturas mais duráveis, a quantidade de materiais utilizados nas construções e reformas são menores e, conseqüentemente, a quantidade de resíduos sólidos gerados no futuro é menor.

Dessa maneira, a NBR 6118:2014 [1] faz observações a respeito de mecanismos de deterioração das estruturas. Esses mecanismos são referentes aos que causam a deterioração do concreto e aos que causam a deterioração do aço. Os causadores da deterioração do concreto são: a lixiviação, a expansão por sulfato e a reação álcali-agregado. Já os mecanismos que causam a deterioração do aço são: a despassivação por carbonatação e a despassivação por ação de cloretos.

Dentre os mecanismos de deterioração citados anteriormente, a carbonatação é uma das principais causas de deterioração da armadura das estruturas em concreto armado. Com isso, faz-se necessário um estudo mais aprofundado a respeito do assunto. De acordo com Marques e Costa [3], um dos mais importantes agentes que causam a deterioração da armadura é o dióxido de carbono (CO_2). O processo de carbonatação ocorre através da difusão do CO_2 da superfície do concreto para o interior da estrutura, atingindo assim a armadura e iniciando o processo de corrosão.

Existem diversos fatores que influenciam na hora de avaliar uma deterioração por carbonatação. Segundo Carmona [4], esses fatores são: a relação água/cimento do concreto, o tipo de cimento e adições, a concentração de CO_2 no ambiente, a cura e a compactação do concreto, a umidade, a temperatura e a fissuração. Além desses, a qualidade do concreto em estudo e a espessura do cobrimento irão influenciar diretamente no processo.

Para se avaliar um problema como o da carbonatação, podemos utilizar a confiabilidade das estruturas como ferramenta. De acordo com Possan [5], a confiabilidade permite quantificar as incertezas e o efeito destas na segurança e no desempenho das estruturas. É um conceito composto por vetores quantificáveis, como: mantabilidade, segurança, vida útil, entre outros. A confiabilidade não envolve apenas a probabilidade de um dado sistema em não falhar, mas também o estudo dos fatores que contribuem para a ocorrência de falhas.

Como existem inúmeros parâmetros envolvidos na carbonatação, para realizar uma avaliação probabilística, é necessária a utilização de uma simulação computacional numérica, que no caso, será utilizado a Simulação de Monte Carlo. Para se realizar uma simulação, um modelo matemático de caráter determinístico deverá ser utilizado para que os resultados obtidos sejam o mais próximo da realidade possível.

2. CRITÉRIOS DA NBR 6118:2014 PARA INFLUÊNCIA DO MEIO AMBIENTE

A NBR 6118:2014 [1] possui recomendações para que a vida útil da estrutura seja maior. Porém, ainda não existe uma equação para se quantificar a vida útil. Com isso, essa é uma área de estudo que possui a necessidade de maior aprofundamento e pesquisas. Esse item irá demonstrar o que existem de informações para os efeitos do meio ambiente em estruturas de concreto armado de acordo com a norma brasileira.

2.1 Vida Útil de projeto

A NBR 6118:2014 [1] conceitua vida útil como período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor. A vida útil da estrutura pode ser analisada como um todo ou por partes, pois alguns elementos podem precisar de atenção especial, como por exemplo, juntas de movimentação. De acordo com Barbudo (1992) [2], vida útil é o período



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



de tempo que a estrutura conserva suas características geométricas, de funcionalidade e de segurança, sem custos inesperados de reparação.

2.2 Mecanismos de Envelhecimento e Deterioração

2.2.1 Mecanismos referentes à deterioração do concreto

Lixiviação: Ocorre pela ação das águas puras, carbônicas agressivas e ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento. O sintoma básico é uma superfície com agregados expostos ou arenosos, com eflorescências de carbonato, presença elevada de fuligem e com risco de desenvolvimento de fungos e bactérias. Ela causa uma redução no pH do extrato aquoso dos poros superficiais do concreto e isso gera o risco de despassivação da armadura [6].

Expansão por Sulfato: Ocorre pela expansão e reações deletérias da pasta de cimento hidratado por ação de águas e solos que contêm sulfatos. Causa a expansão e fissuração do concreto, e com isso, a perda de coesão na pasta de cimento e redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais. Só ocorrerá o ataque quando a concentração de sulfatos ultrapassar um determinado limite [7].

Reação álcali-agregado: De acordo com a NBR 6118:2014 [1], é a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregado reativo. Deverá ser identificado pelo projetista o tipo de elemento estrutural e a situação quanto à presença de água nos elementos.

2.2.2 Mecanismos referentes à deterioração da armadura

Despassivação por Carbonatação: É causada pela ação do CO₂ da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros de concreto, reduzindo o pH. A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 60%, pois aí possibilita a instalação da corrosão. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer ensaios específicos. Quando a armadura é atingida, pode ocorrer séria corrosão e aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de partes dela [6].

Despassivação por ação de cloretos: É a despassivação da armadura pela ação de cloretos que penetram no concreto através de processos de difusão, de impregnação ou de absorção capilar e que superam, na solução dos poros do concreto, uma concentração limite, causando assim a despassivação da armadura. O próprio concreto pode possuir íons cloreto, pois são originados da água de amassamento, de agregados contaminados de aditivos. Com a armadura despassivada, ocorrerá uma corrosão localizada da armadura [7].

3. CARBONATAÇÃO

De acordo com PCA 2617 [8], a carbonatação ocorre quando o CO₂ penetra e reage com o hidróxido de cálcio e forma carbonatos. Após a reação, é formado o carbonato de cálcio, como representado na equação 1:



Essa reação reduz o pH da solução do poro de concreto para menos de 8,5. Nessas condições de pH, a camada passivadora da armadura fica instável e ocorre a despassivação da armadura.

De acordo com Huang *et al.* [9], a carbonatação do concreto ocorre devido a fatores atmosféricos e causa a queda do valor do pH nos poros do concreto. Conseqüentemente, quando a frente de carbonatação, que é definida pela profundidade de carbonatação, atinge a superfície das barras de aço em estruturas de concreto armado, ocorre a despassivação da armadura e a corrosão das barras se inicia.

De acordo com Ramezaniapour *et al.* [10], a carbonatação ocorre devido ao processo de difusão do CO₂, e, esse processo, é muito lento e diretamente relacionado com as condições ambientais. A profundidade de carbonatação também está ligada à mistura do concreto.

De acordo com Barbudo [2], a difusão é o movimento de um componente de uma mistura através de um estímulo físico. A principal causa da difusão é a existência de um gradiente de concentração do componente que difunde em uma direção, tendendo a igualar a concentração e destruir o gradiente.

A carbonatação é um processo físico químico que ocorre a partir da superfície para o interior do concreto, como é mostrado na figura 1. Cabe ressaltar que, de acordo com Helene [6], a carbonatação não reduz a resistência do concreto. Ela inclusive aumenta a dureza superficial, ela é prejudicial apenas para as barras de aço.

A carbonatação superficial dos concretos é variável de acordo com a natureza de seus componentes, com o meio ambiente (rural, industrial ou urbano) e com as técnicas construtivas de transporte, lançamento, adensamento, cura, etc. Como consequência, a profundidade de carbonatação é de difícil previsão e também variável dentro de amplos limites [11].

A carbonatação não é perceptível a olho nu e, por isso, é necessário realizar ensaios para determinação da profundidade de carbonatação. Um ensaio muito simples de se verificar a profundidade de carbonatação é feito com a fenolftaleína, que é um indicador ácido-básico. De acordo com Helene [11], uma determinação mais precisa só é possível através do estudo de seções microscópicas.

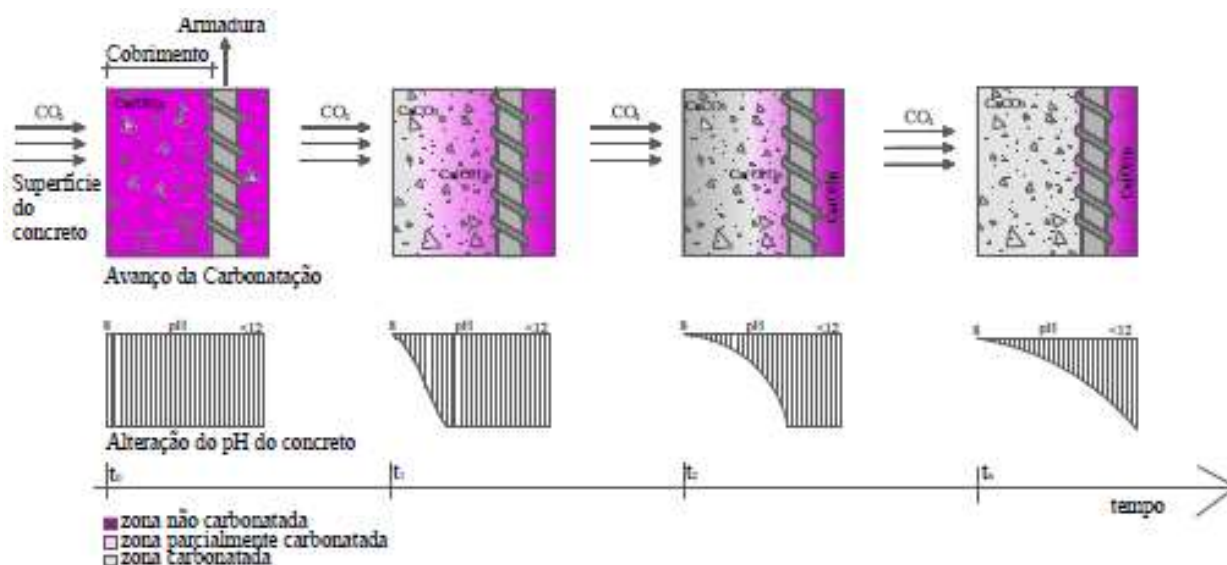


Figura 1: Esquema de avanço da frente de carbonatação com o tempo e modificação no pH (Fonte: Possan [5])

3.1 Fatores que influenciam na carbonatação

Para realizar análises probabilísticas a respeito da carbonatação, deve-se fazer um levantamento de todos os fatores que irão influenciar e entrarão nas análises como variáveis, para que assim se possa realizar uma simulação de Monte Carlo. Quanto mais informações estiverem disponíveis, mais precisa será a simulação e melhores serão os resultados obtidos.

3.1.1 Relação água/cimento

A NBR 6118:2014 [1] preconiza que para garantir a durabilidade de uma estrutura de concreto, a relação água/cimento deve ser dada de acordo com a classe de agressividade ambiental. Pode-se concluir que a carbonatação sofrerá alterações devido a essa relação, ou seja, devido à consistência da pasta de concreto.

Segundo Cascudo [12], a relação água/cimento é um dos parâmetros mais importantes, quando se diz respeito à corrosão da armadura, pois é ela que determina a qualidade do concreto, ou seja, define as características de compacidade ou porosidade da pasta de cimento endurecida.

De acordo com Houst e Wittmann [13], a difusão depende fortemente da porosidade do concreto. Quanto maior a relação água/cimento, menor será a qualidade do concreto e maior será a porosidade e, dessa forma, maior será a velocidade de difusão.

Ho e Lewis [14] dizem que a relação água/cimento de uma mistura é geralmente considerada um dos principais parâmetros de projeto, pois afetam diretamente a qualidade do concreto. A figura 2 apresenta um gráfico referente à relação água/cimento pela profundidade de carbonatação.

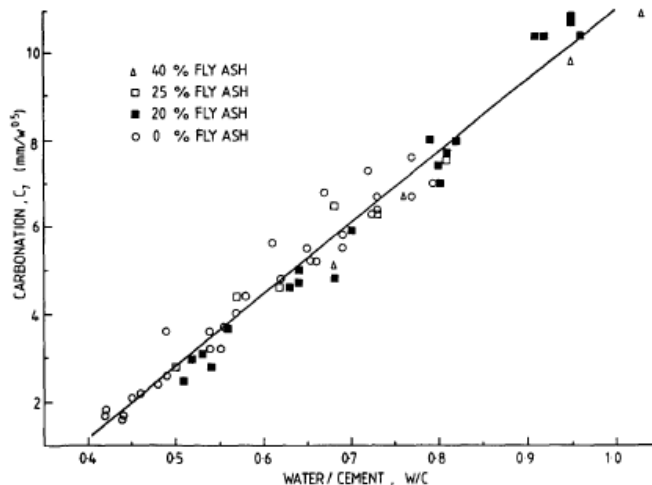


Figura 2: Água/cimento x Profundidade de carbonatação (Fonte: Ho and Lewis [14])

3.1.2 Cimento e aditivos

Esse é um fator que a partir de pesquisa bibliográfica, pode-se perceber que há uma diferença muito grande de condições em que os estudos foram realizados, então é um fator que merece um estudo melhor e mais preciso para ser levado em consideração em uma análise probabilística.

Para Barbudo [2], para os tipos de cimento e aditivos utilizados, é arriscado comparar os resultados pelas diferenças dos ensaios que foram realizados, pois, em geral, qualquer tipo de cimento pode produzir concreto de boa qualidade, com alta ou baixa resistência à carbonatação. Com isso, é fator arriscado de se trabalhar para se obter uma avaliação probabilística precisa.

3.1.3 Concentração de CO₂ na atmosfera

Conforme explicado no item 2 sobre o processo de difusão, ela irá ocorrer devido ao gradiente de concentração da substância que estará difundindo. Portanto, quanto maior a concentração de CO₂ na atmosfera, mais rapidamente ocorrerá o processo de difusão e mais rápido o CO₂ atingirá a armadura.

De acordo com Tuutti [15], a concentração de CO₂ na atmosfera varia entre 0,033% a 1% do volume. O menor valor é encontrado em atmosferas normais e os maiores valores em atmosferas de cidades. Porém, maiores concentrações podem acontecer em alguns locais, por exemplo, cidades com tráfego de veículos muito elevados, ou regiões bem próximas a chaminés de indústrias. Com isso, essa concentração deverá ser checada no local.

3.1.4 Cura, compactação e fissuração do concreto

A cura do concreto é essencial quando se trata de durabilidade, pois é quando se inicia o processo de retração. A compactação mal feita pode fazer com que a porosidade do concreto seja grande e, dessa forma, o processo de difusão ocorra com uma velocidade maior. Tanto a cura quanto a compactação irão interferir na porosidade do concreto, e assim, na velocidade de carbonatação.

Uma má compactação ou cura produzem uma elevada porosidade, principalmente na superfície externa do concreto e, por isso, é um dos fatores que mais influenciam na velocidade de carbonatação. No intervalo de um a sete dias de cura, a velocidade de carbonatação diminui quando o número de dias de cura aumenta. Após sete dias, a velocidade de carbonatação quase não altera [14].

Nas fissuras que não possuem dimensões críticas, o processo de corrosão da armadura se inicia rapidamente. Com isso, a corrosão gera produtos, e esses produtos vedam a fissura. Portanto, a fissuração não irá interferir no processo de carbonatação [15].

3.1.5 Umidade

As condições climáticas determinam a umidade do concreto superficial, e dessa forma, a velocidade de difusão do CO_2 no concreto. A carbonatação é altamente dependente da umidade relativa do concreto. A maior velocidade de carbonatação ocorre quando a umidade relativa está entre 50% e 75%. Abaixo de 25% de umidade relativa, o grau de carbonatação é considerado insignificante. Acima de 75%, a umidade relativa restringe a difusão de CO_2 [16].

De acordo com Tuutti [15], nos poros secos, o dióxido de carbono se difunde facilmente, mas não reage com a ausência de água. Em contrapartida, os poros com muita água atrapalham na difusão do CO_2 para o interior do concreto, sendo assim, a velocidade de carbonatação é muito menor. Por isso, entre 50% e 75% é que se consegue uma maior velocidade de carbonatação. Esse fator pode ser observado na figura 3.

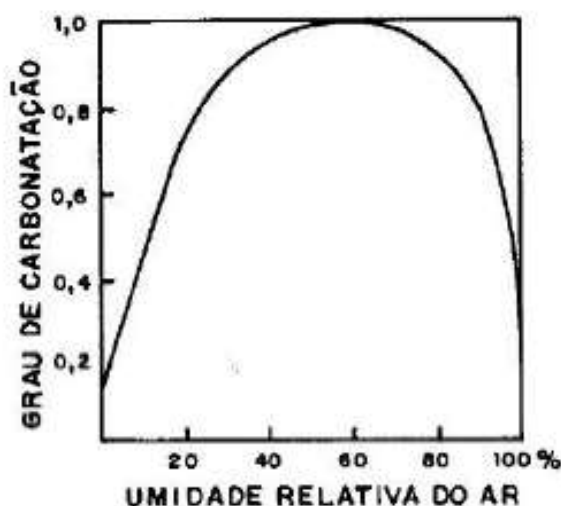


Figura 3 – Grau de Carbonatação x Umidade Relativa do ar (Fonte: Andrade [17])

3.1.6 Temperatura

Possan [5] diz que o aumento da temperatura não causa grande aumento na taxa de carbonatação. A temperatura irá causar um aumento da velocidade de corrosão do aço, sendo um fator importante apenas na fase de propagação. A temperatura tem um papel duplo nos processos de deterioração. Por um lado seu incremento promove um aumento da velocidade de corrosão e a mobilidade dos íons, porém, visto de outro ângulo, a sua diminuição pode dar lugar a condensações que por sua vez podem produzir incrementos locais no teor de umidade [17]. Com isso, o aumento ou a diminuição da temperatura poderão acelerar no processo da carbonatação.

De acordo com Andrade [17], vale ressaltar que é importante destacar que a umidade, o oxigênio e a temperatura podem ter efeitos opostos. Por exemplo, uma maior umidade irá facilitar a corrosão, mas irá impedir o acesso de oxigênio e a difusão, ou, um incremento de temperatura acelera a corrosão, mas diminui a condensação. Este efeito pode dar lugar a interpretações errôneas.

3.1.7 Efeito da proteção da chuva

A difusão do CO_2 ocorre com 60% da velocidade em ambientes externos, comparados aos ambientes internos. Os concretos tendem a umedecer rapidamente, enquanto secam lentamente. Com isso, os concretos de ambientes externos sofrem mais com os ciclos de molhagem e secagem, e dessa forma permanecem por mais tempo saturados, reduzindo então a velocidade de difusão do CO_2 no concreto [18].

Então, pode-se concluir que locais que estão desprotegidos da chuva estão menos susceptíveis à carbonatação, pois ficam mais tempos saturados e isso impede que o CO_2 penetre e atinja a armadura. Isso pode ser verificado, por



exemplo, na parte de baixo dos tabuleiros de pontes e viadutos de estruturas de concreto armado, onde ocorre uma retenção muito grande de CO₂ e não são protegidos da chuva.

4. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A confiabilidade estrutural é empregada para designar a medida de segurança de um determinado sistema estrutural para um determinado desempenho esperado. A confiabilidade da estrutura está ligada ao complemento da probabilidade de falha de um sistema estrutural. Ela está ligada também às diversas variáveis envolvidas em um sistema estrutural e os diversos valores em que cada variável pode assumir [19].

O comportamento de uma estrutura é afetado por várias variáveis, onde, no caso da carbonatação, poderá ser: umidade relativa, classe de agressividade da região, temperatura, composição do concreto, relação água/cimento, dentre outros. No caso da carbonatação, a falha irá acontecer quando a profundidade de carbonatação for maior do que o cobrimento nominal da armadura, e isso fará com que ocorra a despassivação da armadura e início do processo de corrosão da armadura.

Como foi proposto, o trabalho irá avaliar o efeito da carbonatação pela Simulação de Monte Carlo como ferramenta da confiabilidade das estruturas. A Simulação de Monte Carlo é uma das técnicas mais tradicionais para se realizar a análise probabilística e, quanto maior a amostra adotada, ou seja, o número de repetições da simulação, melhores serão os resultados.

4.1 Níveis dos métodos de Confiabilidade Estrutural

De acordo com Diniz [20], a grande variabilidade de idealizações em modelos de confiabilidade das estruturas e os inúmeros modos que são possíveis de se combinar essas idealizações para descrever um determinado problema, é necessário que exista uma classificação. Essas classificações são feitas em níveis de confiabilidade e são divididas em:

- **Métodos de nível 0:** são aqueles que usam o formato das “tensões admissíveis”. No método das tensões admissíveis todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança.
- **Métodos de nível I:** são aqueles que empregam um valor característico para cada valor “incerto”. Como exemplo tem-se os formatos do tipo LRFD (Load and Resistance Factor Design) ou Método dos Estados Limites.
- **Métodos de nível II:** são aqueles que empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros (usualmente covariância). Os métodos do índice de confiabilidade são exemplos de métodos do nível II.
- **Métodos de nível III:** são aqueles que empregam a probabilidade de falha da estrutura como medida de sua confiabilidade. Para tal as funções de densidade de probabilidade das variáveis básicas são requeridas.
- **Métodos de nível IV:** são aqueles que explicitamente representam riscos (ou seja, o produto das probabilidades de falha e consequências para todos os possíveis modos de falha) na avaliação dos custos do ciclo de vida da estrutura.

4.2 Problema básico da Confiabilidade

O problema básico da confiabilidade estrutural se encontra na verificação que a força resistente R seja maior do que a força solicitante S ao longo da vida útil da estrutura. Devido às incertezas na determinação das resistências e das solicitações, a confiabilidade só pode ser tratada em termos probabilísticos, ou seja, $P(R > S)$ [20].

Em normas técnicas como a NBR 6118:2014 [1], visando uma maior simplicidade no dimensionamento das estruturas, é adotado um método semi-probabilístico onde são introduzidos fatores de majoração e minoração das solicitações e das resistências. Para a calibração de tais fatores podem ser utilizados métodos de confiabilidade.

Sejam R e S , variáveis aleatórias com distribuições de probabilidade conhecidas. A probabilidade de falha P_f para R e S contínuas e estatisticamente independentes, é dada pela seguinte expressão [21]:

$$P(R < S) = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (2)$$

Como mostra a figura 4, a probabilidade de falha está associada à região de sobreposição das curvas $f_R(r)$ e $f_S(s)$. Com respeito a isso, observa-se que a região de sobreposição depende das posições relativas de $f_R(r)$ e $f_S(s)$, ou seja, mantidas as posições das médias e aumentando a dispersão ou mantidas as dispersões e aproximando as médias, P_f aumenta.



Figura 4: Função Densidade de Probabilidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$ (Fonte: Ang e Tang [21])

A variável M , onde $M = R - S$, é conhecida como “margem de segurança”. Dado que R e S são variáveis aleatórias, M também é uma variável aleatória com função densidade de probabilidade $f_M(m)$. A falha ocorrerá se M for negativo ($M < 0$). Quando R e S são estatisticamente independentes e seguem distribuições normais, M também terá distribuição normal com média e desvio padrão dados por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (3)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4)$$

Onde μ_R e σ_R , μ_S e σ_S são média e desvio padrão das variáveis R e S , respectivamente. Nesse caso a probabilidade de falha, P_f , pode ser obtida de forma exata por:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (5)$$

Com Φ sendo a função distribuição acumulada da variável normal padrão β dada por:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (6)$$

Esta probabilidade de falha pode ser representada graficamente como a área hachurada da figura 5. Da figura observa-se que o índice de confiabilidade também pode ser interpretado como o número de desvios padrões que distam a média do valor $f_M(0)$.

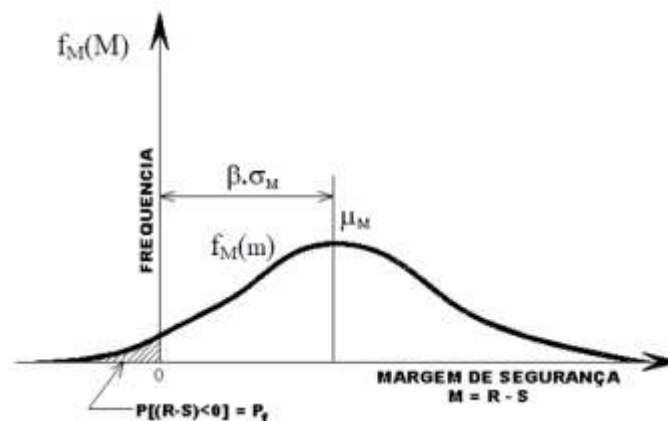


Figura 5: Função Densidade de Probabilidade da Margem de Segurança, Probabilidade de Falha, Índice de Confiabilidade (Fonte: Ang e Tang [21]).

De uma forma mais geral R e S podem ser funções de várias variáveis aleatórias $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$. A função de desempenho da estrutura pode ser definida como:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (7)$$



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Entende-se então que:

$g(\mathbf{X}) > 0$: região de segurança do sistema

$g(\mathbf{X}) = 0$: estado limite do sistema

$g(\mathbf{X}) < 0$: região de falha do sistema

Geometricamente, a equação do estado limite, $g(\mathbf{X}) = 0$, é uma superfície n-dimensional, denominada “superfície de falha”. Em um lado desta superfície está a região de segurança, $g(\mathbf{X}) > 0$, enquanto do outro lado, a região de falha, $g(\mathbf{X}) < 0$ [21].

A posição da superfície de falha pode ser representada pela distância mínima da superfície $g(\mathbf{X}) = 0$ até a origem das variáveis reduzidas [21]. Na verdade, Shinozuka [22] mostrou que o ponto na superfície de falha com distância mínima até a origem é o ponto mais provável de falha.

4.3 Simulação de Monte Carlo

A Simulação de Monte Carlo é um processo de replicação do mundo real com um conjunto de hipóteses e modelos da realidade. Ela pode ser aplicada para prever ou estudar o desempenho das respostas às variações dos parâmetros de entrada do processo. Também, é utilizada como alternativa de otimização de projetos, principalmente em caso de vida útil [21].

Uma amostra obtida pela simulação de Monte Carlo é semelhante a uma amostra obtida experimentalmente e, dessa forma, os resultados poderão ser tratados estatisticamente. Os dados necessários para a realização da simulação serão: 1) – Modelos matemáticos de caráter determinístico, que para o problema da carbonatação serão as etapas da deterioração de estruturas de concreto armado pela carbonatação e 2) – descrição estatística das variáveis básicas pertinentes à carbonatação [7].

Uma das principais tarefas na simulação Monte Carlo é a geração de valores apropriados das variáveis aleatórias (ou seja, números aleatórios). A utilização da simulação de Monte Carlo na avaliação de desempenho da estrutura pode ser feita de duas formas:

- Calculando as estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta do sistema. Neste caso, em primeiro lugar uma amostra de resposta da estrutura é obtida, em seguida, uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados de amostra e os parâmetros de distribuição estimados;
- Calcular a probabilidade de falha da estrutura. Neste caso, uma função de desempenho é estabelecida e uma amostra dos possíveis resultados é simulada. O número de resultados não satisfatórios é contado, e a probabilidade de falha é obtida pela razão entre o número de resultados não satisfatórios pelo número de simulações realizadas.

4.4 Confiabilidade em estruturas sob o efeito da carbonatação

Conforme foi discutido anteriormente, precisa-se de informações específicas a respeito das variáveis que influenciam na carbonatação. Essas informações são: O tipo de distribuição da variável, a média e o desvio padrão. Após pesquisa bibliográfica, percebe-se que como é um assunto que já vem sendo bastante estudado, grande parte das informações necessárias já estão disponíveis.

Para se realizar a simulação de Monte Carlo para o efeito da carbonatação, as variáveis a serem empregadas serão: relação água/cimento, o valor da concentração de CO_2 na atmosfera, os processos de cura, compactação do concreto e fissuração do concreto, a umidade, a temperatura e os efeitos de proteção da chuva para alguns elementos estruturais.

Com todos esses fatores envolvidos, a Simulação de Monte Carlo ocorrerá de maneira bem próxima a valores reais contribuindo e muito para que a normalização ocorra e sejam gerados novos dados para futuras pesquisas a respeito do assunto.

De acordo com a NBR 6118:2014 [1], a vida útil da estrutura se é perdida quando a frente de carbonatação atinge o aço, despassivando assim a armadura. Devido a isso, deve-se considerar que a vida útil é perdida logo após a frente de carbonatação ser maior ou igual ao cobrimento.

Para quantificar a profundidade de carbonatação, alguns modelos matemáticos são propostos. A tabela 4 possui algumas dessas formulações que levam em consideração alguns parâmetros que deverão ser previamente calculados. Lembrando que serão demonstrados apenas para exemplificar a problemática.

Tabela 4 – Modelos para determinação da profundidade de carbonatação (Fonte: Possan [5])

Autor (ano)	Modelo	Fatores	Observações
SMOLCZYK (1969)	$e_c = k \cdot \sqrt{t - t_0}$	e_c = espessura carbonatada (mm); t_0 = idade inicial da estrutura (anos); t = tempo de exposição (anos). k = coeficiente de carbonatação; n = parâmetro que depende do tipo de cimento. Para cimentos Portland comum $n \approx 1,7$. Para cimentos Portland de alto forno $n \approx 2,0$	- Considera somente dois tipos de cimento. - Não informa como determinar o k .
HAMADA (1969)	$e_c = \frac{R}{\sqrt{k}} \cdot t, \text{ para } k = \frac{0,30 \cdot (1,15 + 3a/c)}{(ac - 0,25)^2}$	e_c = espessura carbonatada; k = coeficiente em função da a/c; a/c = relação água/cimento; R = coeficiente tabelado. $R = r_c, r_a, r_s$ = função do tipo de cimento (r_c), tipo de agregado (r_a) e aditivo (r_s).	- Parâmetros do modelo são tabelados. - k é função da a/c
SMOLCZYK (1976)	$e_c = a \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{f_c}} - \frac{1}{\sqrt{f_{c,lim}}} \right) \cdot \sqrt{t}$	e_c = espessura carbonatada (cm); a = velocidade de carbonatação; f_c = resistência à compressão do concreto (kgf/cm ²); $f_{c,lim}$ = valor limite da resistência à compressão do concreto que pode ser carbonatada (kgf/cm ²); t = tempo de exposição (semanas). Para ambientes internos $a = 220$ e $f_{c,lim} = 920$. Para ambientes externos $a = 250$ e $f_{c,lim} = 625$.	- Não informa como determinar o coeficientes a ; - A carbonatação é função somente da resistência à compressão.
SCHIESSL (1976)	$e_c = \left(\frac{2 \cdot D \cdot (c_1 - c_2)}{a} \right)^{1/2} \cdot \sqrt{t}$	e_c = espessura carbonatada; D = coeficiente de difusão efetiva do CO ₂ (m ² /s); a = volume de material alcalino no concreto; $c_1 - c_2$ = diferença da concentração de CO ₂ entre a superfície e a frente de carbonatação (kg/m ³); t = tempo de exposição.	- Parâmetros de entrada de determinação não trivial, como D , a , c_1 e c_2 ;
TUUTTI (1982)	$e_c = k \cdot \sqrt{t}$	e_c = espessura carbonatada (mm); t = tempo em anos ou meses; k = coeficiente dependente da difusividade efetiva do CO ₂ através do concreto.	- Não informa como determinar o k para projetos novos.

5. CONCLUSÃO

O assunto de durabilidade das estruturas deve ser levado em consideração ao se projetar qualquer empreendimento. O meio ambiente vem sofrendo com o grande volume de resíduos sólidos gerados, e, com isso, é cada vez mais importante visar a sustentabilidade das construções, onde, a sustentabilidade está diretamente ligada à durabilidade. Com estruturas mais duráveis, a geração de resíduos sólidos é bem menor, e, dessa forma, os impactos ambientais das construções serão menores.

Uma série de manifestações patológicas referentes à agressividade do ambiente foram apresentadas. Com o passar do tempo essas manifestações patológicas são intensificadas, principalmente pela variação de poluentes que a atmosfera vem recebendo. Estudos referentes à atmosfera devem ser realizados com maior frequência e discutidos, levantando assim quais os efeitos da agressividade do ambiente nas estruturas de concreto armado.

A atmosfera terrestre vem sofrendo modificações ao longo dos anos, os níveis de poluição tem aumentado e por consequência, a concentração de CO₂. Como foi citado ao longo do trabalho, a concentração de CO₂ influencia diretamente na velocidade da carbonatação nas estruturas de concreto armado. Devido a fatores como esse, os estudos referentes à vida útil das estruturas deverão ser intensificados.

Com o desenvolvimento dos auxílios computacionais para a engenharia, a facilidade de se fazer estudos matemáticos computacionais é muito maior, sendo assim, estudos como o demonstrado no artigo. A simulação de Monte Carlo é uma das principais ferramentas para o estudo da Confiabilidade das Estruturas. Com ela, podem-se obter resultados próximos ao experimental sem que sejam realizados os ensaios necessários, dependendo da disponibilidade de dados. Isso pode ser um grande aliado, pois dependendo do problema, a variabilidade de informações é muito grande e a simulação facilita o processamento dos dados e possui uma precisão nos resultados muito satisfatória, além de economizar nos ensaios.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Para o caso da carbonatação, o trabalho levantou algumas características necessárias para se realizar a Simulação de Monte Carlo. Porém, é necessário que haja um estudo melhor elaborado e mais específico para se realizar a simulação. Deve-se verificar a disponibilidade de dados referentes às características do processo de carbonatação disponíveis e confiáveis.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento* (NBR 6118:2014).
- [2] Barbudo, M.A.S. *Cálculo del período de iniciación de la corrosión de la armadura del hormigón*. Madrid, Universidade Complutense de Madrid, Departamento de Ingeniería Química, 1992, 386 p.
- [3] Marques, P.F. and Costa, A. *Service life of RC structures: Carbonation induced corrosion. Prescriptive vs. performance-based methodologies*. Construction and Building Materials, Vol. 24, pp. 258-265, 2010.
- [4] Carmona, T.G. *Avaliação probabilística da deterioração de estruturas em concreto armado*. São Paulo, Universidade de São Paulo PCC. USP, 2005, 93 p.
- [5] Possan, E. *Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano*. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 263 p., 2010.
- [6] Helene, P.R.L. *Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto*. In: Ambiente Construído, v. 1, n. 2. São Paulo, 13p., 1997.
- [7] Lorensini, R.V. *Modelos de Previsão da Despassivação das Armaduras em Estruturas de Concreto Sujeitas à Carbonatação*. Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, 100 p., 2006.
- [8] Portland Cement Association (2002). *Types and causes of Concrete Deterioration*, (PCA 2617:2002).
- [9] Huang, Q., Jiang, Z., Zhang, W., Gu, X., Dou, X. *Numerical analysis of the effect of coarse aggregate distribution on concrete carbonation*. Construction and Building Materials, Vol. 37, pp. 27-35, 2012.
- [10] Ramezani-pour, A.A., Tarighat, A., Miyamoto, A. *Concrete Carbonation Modelling and Monte Carlo Simulation Method for Uncertainty Analysis of Stochastic Front Depth*. Mem. Fac. Eng. Yamaguchi University, Vol. 50 No.2, pp. 57-60, 2000.
- [11] Helene, P. R. L. *Corrosão em Armaduras para Concreto Armado*, IPT, PINI, São Paulo, Brasil, 46p., 1986.
- [12] Cascudo, O. *O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto: Inspeção e técnicas eletroquímicas*. 237 p. Goiânia, Editora UFG, 1997.
- [13] Houst, Y.F. and Wittmann, F.H. *Influence of Porosity and Water Content on the Diffusivity of CO₂ and O₂ Through Hydrated Cement Paste*. Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 6, pp. 1165-1176, 1994.
- [14] Ho, D.W.S. and Lewis R.K. *Carbonation of concrete and its prediction*. Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp. 489-504, 1987.
- [15] Tuutti, K. *Corrosion of Steel in Concrete*, Stockholm, 1982. 469 p. Swedish Cement and Concrete Research, Fo n° 504.
- [16] ACI Committee 201, *Guide to Durable Concrete*, ACI 201.2R-92, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1992.
- [17] Andrade, C. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. Trad. De Antonio Carmona e Paulo Helene., 104 p. São Paulo, Pini, 1992.
- [18] Schiessl, P. *Corrosion of Steel in Concrete*. Report of the Technical Committee. 60-CSC, RILEM, Chapman and Hall, London, 1998.
- [19] Awruch, A.M.; Gomes, H.M. *Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado com uma metodologia para inclusão de efeitos estocásticos de propriedades dos materiais*. In: Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño en Ingeniería 2014:30(2):S5-96, 2013.
- [20] Diniz, S. M. C. *Structural Reliability: Rational Tools for Design Code Development*. ASCE. 10 p., 2008.
- [21] Ang, A. H. e Tang, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, Risk and Reliability*, Vol. II, John Wiley & Sons. EUA, 1990.
- [22] Shinozuka, M. *Basic Analysis of Structural Safety*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 721-740. 1983.



**BARRAGENS DE CONCRETO SUBMETIDAS À AÇÃO TÉRMICA AMBIENTAL.
ANÁLISE DA BARRAGEM LLOSA DEL CAVALL**

A. MOREIRA
Engenheira Civil
Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)
Espírito Santo; Brasil
drimoreira@gmail.com

J. L. CALMON
Professor Titular
Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)
Espírito Santo; Brasil
calmonbarcelona@gmail.com; joao.gama@ufes.br

RESUMO

O estudo realizado é motivado pelo interesse em se avaliar a resposta térmica e tensional em barragens de concreto, devido às ações térmicas ambientais na etapa de operação. Um modelo bidimensional da barragem *de Llosa del Cavall*, localizada na Espanha, é realizado no programa *Ansys*, que utiliza o método dos elementos finitos para resolução da equação de Fourier. Apropriadas condições de contorno determinadas pelas transferências de calor são definidas, a fim de representar a realidade da temperatura da água do reservatório e da temperatura do ambiente exterior. Uma abordagem simplificada da radiação solar é considerada. As temperaturas encontradas na análise térmica são dados de entrada para uma análise tensional simplificada. O desempenho térmico e tensional para dois níveis distintos do reservatório de água é examinado. As ações ambientais acarretam efeitos térmicos significativos em determinadas horas do dia que causam tensões de tração maiores que a resistência de tração do concreto. Finalmente, resultados de tensões de tração evidenciam a possível ocorrência de fissuras de origem térmica à jusante da barragem, podendo comprometer a durabilidade do concreto.

Palavras-chave: análise térmica e tensional, método dos elementos finitos, ações térmicas ambientais, durabilidade.

ABSTRACT

The study is mainly motivated by the interest in evaluating thermal and stress response in concrete dams at advanced ages, due to environmental thermal actions during service. A two-dimensional mode of *Llosa de Cavall* dam, located in Spain, is performed by software *Ansys*, which uses the finite element method to solve Fourier's equation. Appropriate heat transfer boundary conditions are used in the dam body in order to represent the reality of the reservoir temperature and air temperature. A simplified approach of solar radiation is defined. The thermal performance of two distinct reservoir level is considered. Thermal analysis is input to a simplified thermal stress analysis. Environmental loads have significant effects that cause tensile stresses greater than tensile strength of the concrete. Tensile stresses results show the probable occurrence of thermal cracks in downstream face for both models, which may compromise concrete durability.

Key words: thermal analysis, thermal stress, finite element method, environmental loads, structural deterioration.

1. INTRODUÇÃO

As ações ambientais influenciam o comportamento de barragens de concreto tanto na fase de construção como na sua fase de operação. O caráter permanente no tempo que caracteriza a ação térmica ambiental e seu comportamento cíclico no tempo faz com que as consequências derivadas de sua atuação durante o período de vida útil da barragem, podem ser significativas para a durabilidade do concreto [1]. Os efeitos da temperatura na barragem de concreto devem ser considerados para evitar a deterioração prematura da estrutura. A distribuição de temperaturas na barragem resultante

das ações externas contribui para tensões de tração na estrutura que podem sobrepor à resistência de tração do concreto, originando fissuras na mesma.

A temperatura encontrada na estrutura da barragem depende das propriedades térmicas do concreto, das características físicas da barragem e das condições térmicas ambientais, definidas pela temperatura da água do reservatório, temperatura ambiente e radiação solar [2]. O processo de transferência de calor que ocorre entre a estrutura da barragem e o ambiente exterior depende dos mecanismos de condução, convecção e radiação. Esses mecanismos são definidos no sistema através de confiáveis condições de contorno.

Neste artigo, um modelo bidimensional da barragem de *Llosa de Cavall*, localizada na região de Catalunya, na Espanha, é desenvolvido. A temperatura da água e a temperatura ambiente são definidas através de confiáveis formulações analíticas. A radiação solar é considerada de maneira aproximada no modelo. A troca de calor por condução é definida entre a fundação e a barragem de concreto. Por fim, dois níveis de água no reservatório são verificados para a barragem em questão.

Na figura 1 destaca-se um procedimento para o cálculo das tensões térmicas na estrutura. Inicialmente é realizada uma análise térmica para encontrar a distribuição de temperatura na barragem e, após, é realizada a análise tensional a partir dos dados da primeira etapa. Esse procedimento caracteriza um modelo desacoplado de resolução.



Figura 1: Representação global do método desacoplado de resolução das tensões térmicas (adaptada de Calmon [2])

Inicialmente, é realizado uma análise térmica com o uso do programa de computador Ansys 14.0 [3] por meio da linguagem de programação paramétrica *Ansys Parametric Design Language (APDL)*. O programa utiliza implementação computacional do método dos elementos finitos para resolver uma grande diversidade de problemas. A partir dos resultados de distribuição de temperatura em diferentes seções, uma análise tensional aproximada é realizada a fim de obter os resultados de tensões de tração para as seções selecionadas da barragem.

2. PROCESSO DE TRANSMISSÃO DE CALOR

O fluxo de calor em um sólido é governado pela equação 1 para o caso bidimensional.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k(x) \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k(y) \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \rho c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

Onde ρ é a densidade do material (kg/m^3), c é o calor específico do material ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$), k é a condutividade do material ($\text{W/m}^\circ\text{C}$), T é a temperatura ($^\circ\text{C}$) e Q é a geração interna de calor devido à hidratação por unidade de volume e tempo (W/m^3). Para uma barragem na etapa de operação, a geração interna de calor devido à hidratação do cimento será considerada nula. Para a utilização dessa formulação algumas hipóteses são definidas: meio contínuo e homogêneo, isotropia térmica, homogeneidade térmica e permanência térmica [1].

As barragens de concreto estão sujeitas a distintos mecanismos de transferência de calor que podem ocorrer entre a sua estrutura e com o ambiente ao seu entorno. Essas transferências variam em função das características do ambiente exterior e estão presentes em toda a vida útil da estrutura. As transferências de calor para o caso de uma barragem possuem três formas básicas que interagem entre si: convecção, condução e radiação. Assim, a resolução da equação

diferencial requer a definição de condições de contorno, que definem a troca de calor do problema. As condições sujeitas são definidas pela condição de *Dirichlet* (equação 2) e a condição de *Neumann* (equação 3).

$$T_s(x,y,t) = T_1(x,y,t) \quad (2)$$

$$\left(k(x) \frac{\partial T}{\partial x}\right) n_x + \left(k(y) \frac{\partial T}{\partial y}\right) n_y = q(x,y,t) \quad (3)$$

Onde T_s é a temperatura da superfície ($^{\circ}\text{C}$), T_1 é a temperatura conhecida no instante t ($^{\circ}\text{C}$), n_x e n_y são os cossenos diretores do vetor normal unitário à superfície do contorno e $q(x,y,t)$ é o fluxo de calor representado pela soma dos mecanismos de transferência de calor por convecção e radiação.

O fluxo de calor por convecção é proporcional a diferença de temperatura do ar com a temperatura da superfície em contato. Esse fluxo é definido pela Lei de Esfriamento de Newton (equação 4), que pode ser expressa como:

$$q_c(x,y,t) = h_c \cdot [T(x,y,t) - T_a(t)] \quad (4)$$

Onde q_c representa o fluxo de convecção, $T(x,y,t)$ a temperatura da superfície da estrutura de concreto, T_a a temperatura do ar em contato com a superfície e h_c é o coeficiente de transmissão de calor por convecção. Esse último parâmetro depende principalmente da velocidade do vento. Neste artigo, h_c será calculado pela expressão de Kehlbeck apresentada em [1] (equação 5).

$$h_c = 3,83 v + 4,7 \quad (5)$$

Onde h_c é o coeficiente de transmissão de calor por convecção ($\text{W}/\text{m}^2\text{C}$) e v é a velocidade do vento no local de estudo (m/s).

3. ANÁLISE TÉRMICA

3.1 Barragem de Llosa de Cavall

A barragem de Llosa de Cavall está localizada no rio Cardoner, aproximadamente 12 km ao norte da cidade de Olius, província de Lérida (Catalunya) na Espanha. A Llosa de Cavall é uma barragem em abóboda com dupla curvatura com altura máxima de 122,3 m. Os dados da barragem são fornecidos por Calmon [2]. A seção utilizada para a realização do modelo bidimensional é um corte no comprimento da barragem, gerando uma seção transversal com altura de 117 m, largura máxima na base de 23 m e largura no topo de 6 m. A fundação da barragem é representada no modelo por um bloco de altura 10 m por 83 m de largura. A figura 2 indica a seção transversal utilizada para representar a barragem.

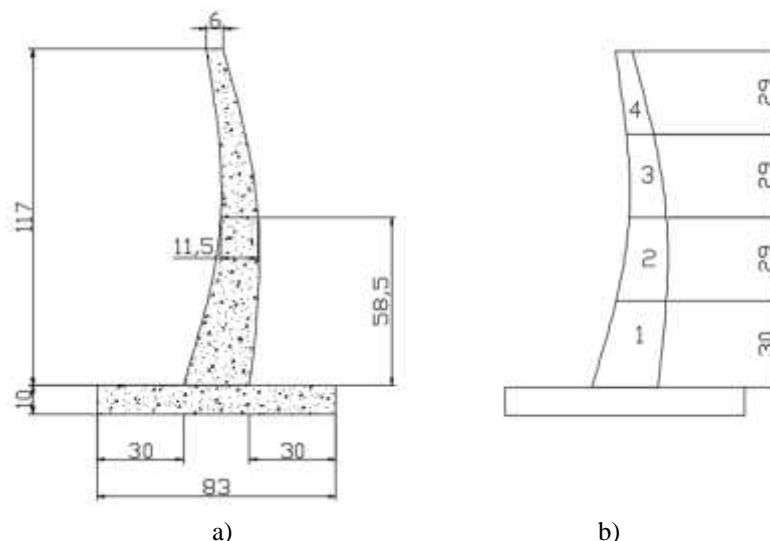


Figura 2: a) Representação da seção da barragem. b) Seções para análise da barragem. (Medidas em metros)

3.2 Parâmetros ambientais

As condições de contorno entre a barragem de concreto e seu entorno devem ser consideradas como dependentes do tempo. Essas ações externas podem ser representadas no modelo por condições definidas nos contornos da barragem. À jusante da barragem, a transferência de calor é influenciada pela troca entre a temperatura ambiente e o concreto, representando os fenômenos de convecção e condução nessa região. Além disso, a radiação solar incide sobre essa região, influenciando a troca de calor. O reservatório é definido à montante da barragem, no contato concreto com a água, podendo estar completo ou não.

A variação da temperatura da água foi estudada por Ardito, Maier e Massalongo [4]. Os autores sugerem uma formulação matemática baseada na formulação de Bofang [5], que reproduz a variação da temperatura em função do tempo definido pelo usuário e da altura no ponto considerado do reservatório. A temperatura é submetida a uma variação do topo a base do reservatório, dependendo das temperaturas definidas nessas regiões. A temperatura da água T_a na altura y_a e no tempo t , é definida na seguinte expressão:

$$T_a(y_a, t) = T_{bas}(t) \cdot \left(\frac{1 - e^{-\phi y_a}}{1 - e^{-\phi H}} \right) + \frac{T_{top}(t) \cdot e^{-\phi y_a}}{1 - e^{-\phi H}} \quad (6)$$

Onde $T_{bas}(t)$ é a temperatura na base do reservatório, em $y_a = H$, $T_{top}(t)$ é a temperatura no topo do reservatório, em $y_a = 0$, ϕ representa um parâmetro que depende da barragem analisada, no caso $\phi = 0,04$ [4].

Assim, a temperatura da barragem em contato com a água do reservatório é assumida igual a temperatura obtida na equação 6, considerando a altura para cada ponto. Os dados iniciais, temperatura da base e temperatura do topo do reservatório são obtidas pelo estudo desenvolvido por Agullo [1] para a barragem de Baserca, que possui aproximadamente as mesmas características climáticas da barragem de Llosa de Cavall.

O contorno da barragem que não se encontra em contato com a água é influenciado pela temperatura do ar no local e da radiação solar incidente. Define-se uma expressão senoidal para representar a temperatura ambiente no local [1]:

$$T = A \operatorname{sen} \left(2\pi \cdot \frac{t - b_1}{2b_2} \right) + B$$

$$T = A \operatorname{sen} \left(2\pi \cdot \frac{t + 12 - b_1 - b_2}{2(24 - b_2)} \right) + B$$

$$A = \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2}$$

$$B = \frac{T_{\max} + T_{\min}}{2}$$

$$b_1 = \frac{h_{\max} + h_{\min}}{2}$$

$$b_2 = h_{\max} - h_{\min} \quad (7)$$

Onde T_{\max} é a temperatura máxima alcançada, T_{\min} é a temperatura mínima alcançada no dia, h_{\max} é a hora do dia que a temperatura máxima é obtida e h_{\min} é a hora do dia que a temperatura mínima é obtida. Os dados da temperatura máxima e mínima mensais são obtidos de Agullo [1].

Para considerar os efeitos devido à radiação solar no local, o modelo proposto utiliza uma maneira aproximada citada no estudo de Agullo [1]. O calor devido à radiação solar pode ser simplificado considerado como um incremento na temperatura ambiente, esse conceito foi utilizado nos artigos de Ardito [4] e Yu [6]. Assim, com o objetivo de acrescentar as diferenças causadas pela exposição da radiação solar, nesse artigo, desenvolve-se uma interpolação linear dos valores iniciais dado no estudo de Stucky e Derron [7] citado em Agullo [1]. Os autores estabeleceram que para um



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



calor devido a radiação de 1100 kcal/m² por dia no inverno e de 3000 kcal/m² no verão, a temperatura ambiente apresenta um incremento de 2°C no inverno e 5°C no verão, se adotar um concreto com 60% de absorvidade térmica. Esse incremento é obtido para cada respectivo valor de radiação solar mensal do local. Na formulação matemática, o incremento é somado à equação da temperatura ambiente considerando a diferença de cada mês.

A condição de contorno entre a barragem de concreto e sua respectiva fundação deve contemplar o efeito de condução que envolve o contato entre dois materiais. Esse fluxo é dependente da condutividade térmica de cada material.

3.3 Propriedades térmicas e físicas

Os valores das propriedades térmicas e físicas do concreto e da rocha de fundação utilizadas para o modelo da barragem de Llosa de Cavall podem ser verificados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores das propriedades utilizadas na análise térmica da barragem

Propriedades	Valores
Condutividade térmica do concreto (W/m°C)	2,5
Calor específico do concreto (J/ Kg °C)	1000
Densidade do concreto (Kg/m ³)	2500
Condutividade térmica da rocha (W/m °C)	0,95
Calor específico da rocha (J/ Kg°C)	1600
Densidade da rocha (Kg/m ³)	2600
Temperatura média anual (°C)	7,5
Coefficiente de transferência de calor (W/m ² °C)	20,63

3.4 Resultados da análise térmica

A análise térmica é desenvolvida no programa ANSYS [3], através da definição do modelo, características dos materiais e tipo de análise desejada. Para representar o modelo foi utilizado o elemento tipo Plane77, que é adequado para modelos bidimensionais com contornos curvilíneos, possui um grau de liberdade, a temperatura em cada nó, sendo quadrático de 8 nós. A malha do método dos elementos finitos pode ser visualizada na figura 3. Esta consiste de 9292 nós e 3035 elementos, sendo 8567 nós e 2759 elementos apenas para a barragem de concreto. A malha fina localizada apenas na barragem de concreto deve-se a necessidade de diminuir o trabalho computacional para a resolução do problema e obter as temperaturas na estrutura de concreto.

Dois modelos foram desenvolvidos a fim de analisar a distribuição de temperaturas na estrutura. O modelo 1 é definido por apresentar o reservatório de água completamente cheio, preenchendo toda a altura da seção da barragem. Em contrapartida, o modelo 2 é representado pelo reservatório de água preenchido até a cota de 30 m da altura da seção da barragem (figuras 3b e 3c).

Na análise térmica transiente utiliza-se o *time step* de uma hora, a temperatura inicial no tempo zero para todos os nós foi considerada igual a temperatura média anual da região (7,5 °C). A condição inicial é apenas um valor inicial de temperatura do concreto e não irá interferir nos valores. No entanto, se iniciasse a análise a uma temperatura muito baixa ou muito alta, o sistema térmico levaria mais tempo para encontrar seu equilíbrio ou convergência.

O estudo desenvolvido por Sheibany e Ghaemian [8] considerou o conceito de convergência como sendo obtida quando a temperatura média do concreto em janeiro não varie mais do que 1% de ano para ano, para diferentes seções da barragem. Seguindo o estudo, para a definição da convergência e para o estudo de demais resultados, a barragem de concreto é dividida nas seções 1, 2, 3 e 4, com 30 m de altura para a primeira seção e altura de 29 m para as demais (figura 2b). Para os dois modelos desenvolvidos nesse artigo, a convergência é obtida após 5 anos de análise. A convergência é mostrada na figura 4 para o modelo 1 e figura 5 para o modelo 2. Assim, o último ano de análise é usado para representar o comportamento térmico anual da barragem.

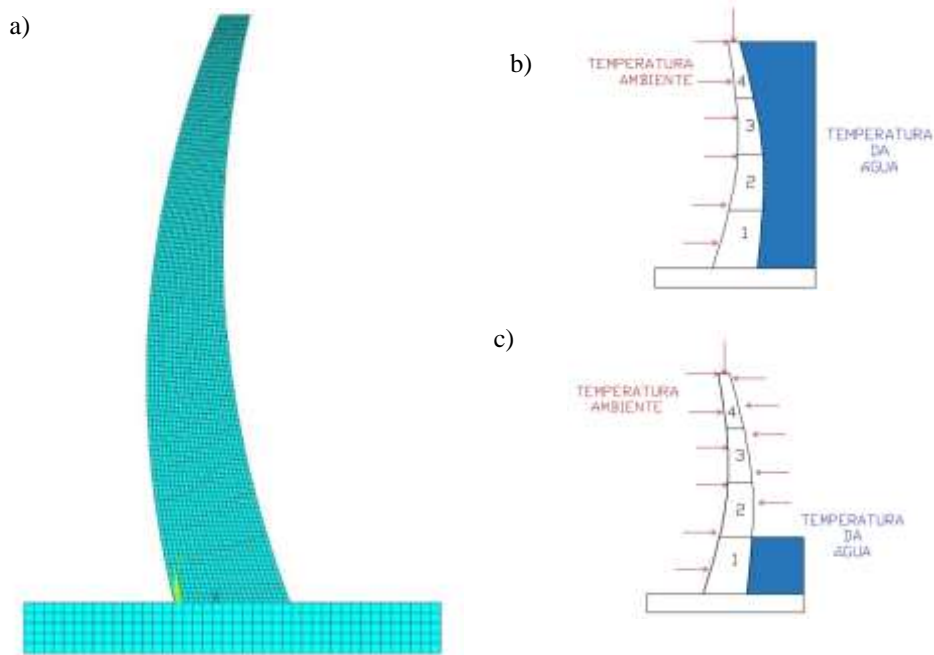


Figura 3: a) Malha do método dos elementos finitos para o modelo. b) Representação do modelo 1. c) Representação do modelo 2

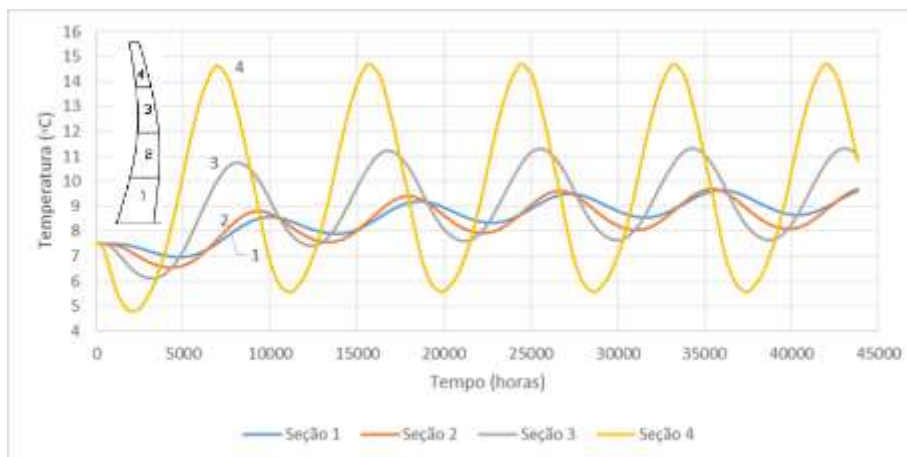


Figura 4: Convergência do método para o modelo 1

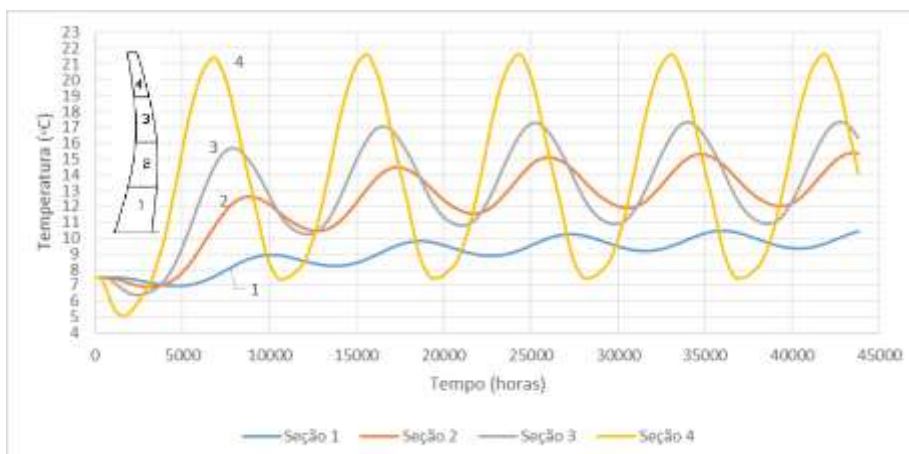


Figura 5: Convergência do método para o modelo 2

A variação da temperatura para nós internos da barragem pode ser verificada na figura 6 para pontos no meio de cada seção para o modelo 1 e modelo 2. A figura 7 e a figura 8 representam a variação da temperatura na barragem para nós à jusante e nós à montante da barragem para pontos medianos de cada seção, respectivamente. Os resultados evidenciam que as máximas temperaturas obtidas ocorrem à jusante da barragem. Isto ocorre devido à alta transferência de calor dada pela temperatura ambiente, juntamente com a inclusão da radiação solar. O mês que ocorre a temperatura máxima ambiente coincide com o mês da temperatura máxima à jusante da barragem. Sendo assim, as máximas temperaturas que serão obtidas na barragem de concreto dependem da temperatura ambiente do local. Essa observação retrata as temperaturas mais baixas do lado oposto da barragem, à montante, que se encontra em contato com a temperatura do reservatório.

Um tempo de 52 dias é observado entre o dia que ocorre a máxima temperatura no interior da barragem de concreto e o dia em que ocorre a máxima temperatura ambiente, evidenciando a baixa dissipação do calor na massa de concreto.

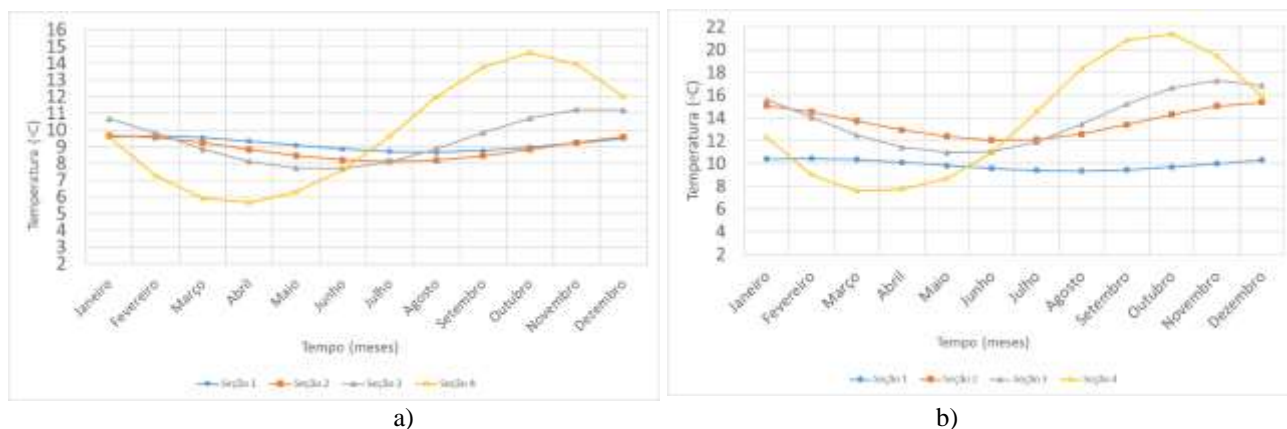


Figura 6: Variação da temperatura com o tempo para nós internos. (a) Modelo 1. (b) Modelo 2.

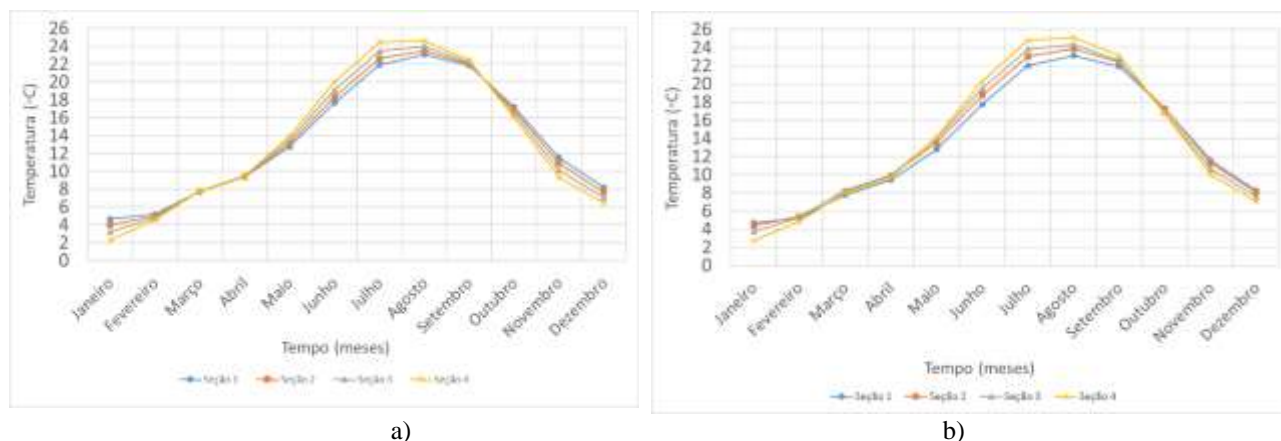


Figura 7: Variação da temperatura com o tempo para nós à jusante da barragem. (a) Modelo 1. (b) Modelo 2.

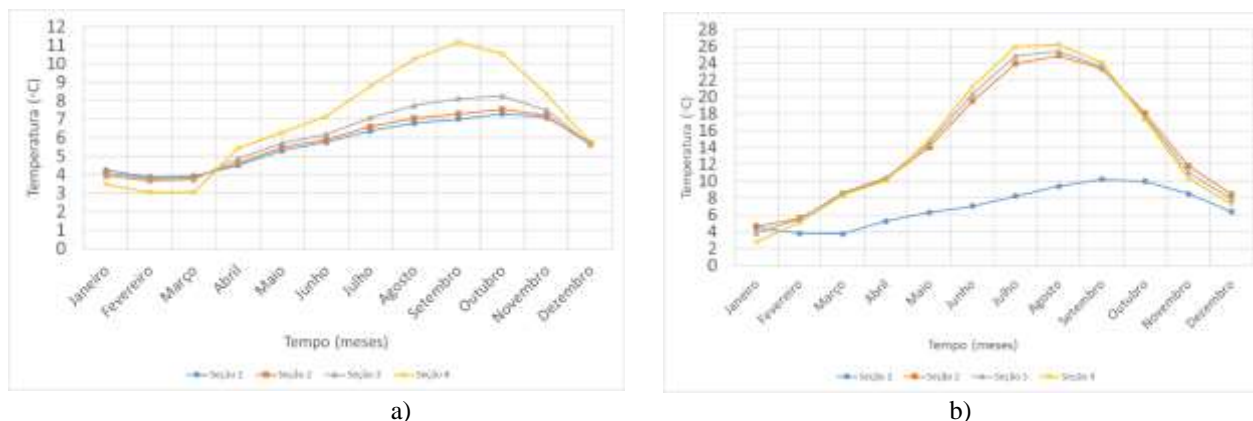


Figura 8: Variação da temperatura com o tempo para nós à montante da barragem. (a) Modelo 1. (b) Modelo 2.

Verifica-se a similaridade entre a variação de temperatura para o modelo 1 e modelo 2. No entanto, o comportamento térmico à montante é diferenciado (figura 8), já que a seção 1 no modelo 2 é a única em contato com a temperatura da água do reservatório. As outras seções desse modelo apresentam o comportamento idêntico das áreas à jusante. Na proximidade da ação térmica da temperatura da água, o comportamento térmico do concreto é consideravelmente influenciado pela condição imposta para tal parâmetro. Para os meses mais quentes, verificam-se as baixas temperaturas no contato água com o concreto na seção 1, se comparada às outras seções. A diferença de temperatura entre seções ressalta a importância da espessura de cada seção. A seção 4, localizada no topo da barragem, com menor espessura, apresenta as maiores e menores temperaturas em todas as situações verificadas, à jusante, montante ou nos nós internos tanto para o modelo 1 quanto para o modelo 2.

A figura 9 representa a distribuição de temperaturas ao longo da espessura na altura média de cada seção, aproximadamente 21m e 8m para a seção 1 e a seção 4, respectivamente. Confirma-se que as maiores temperaturas são encontradas no contorno da barragem onde atua a temperatura ambiente. Para o mês de verão, julho, a distribuição de temperaturas é máxima no contorno da barragem e, gradativamente, ocorre uma diminuição desse valor ao longo da seção. Em contrapartida, no mês de inverno, janeiro, as máximas temperaturas ocorrem no interior da barragem, enquanto as mínimas são obtidas no contorno.

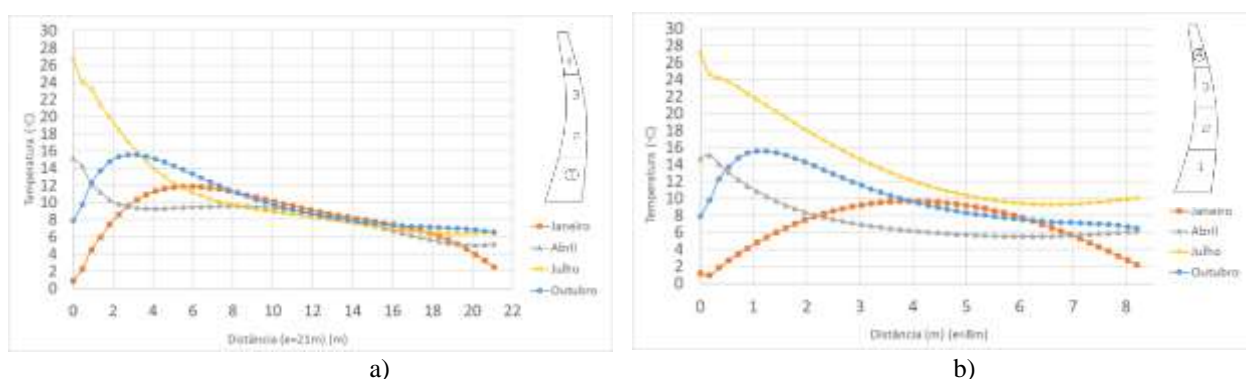


Figura 9: Variação da temperatura em função do mês do ano para uma determinada espessura para o modelo 1. (a) Resultados para a seção 1 com espessura de aproximadamente 21m. (b) Resultados para a seção 2 com espessura de aproximadamente 8 m.

Para o modelo 2, o comportamento anual do efeito térmico apresenta uma conduta similar ao modelo 1 para a seção 1 (figura 10). A seção 4 expressa um desempenho térmico diferenciado. A temperatura ambiente que governa o comportamento térmico nos extremos das seções causa a mesma temperatura para ambos os lados da barragem, gerando um comportamento aproximadamente hiperbólico para todos os meses para a seção 4. Para os meses mais quentes, as temperaturas máximas ocorrem nos extremos e temperaturas mínimas no meio das seções e, para os meses mais frios, o inverso é verificado.

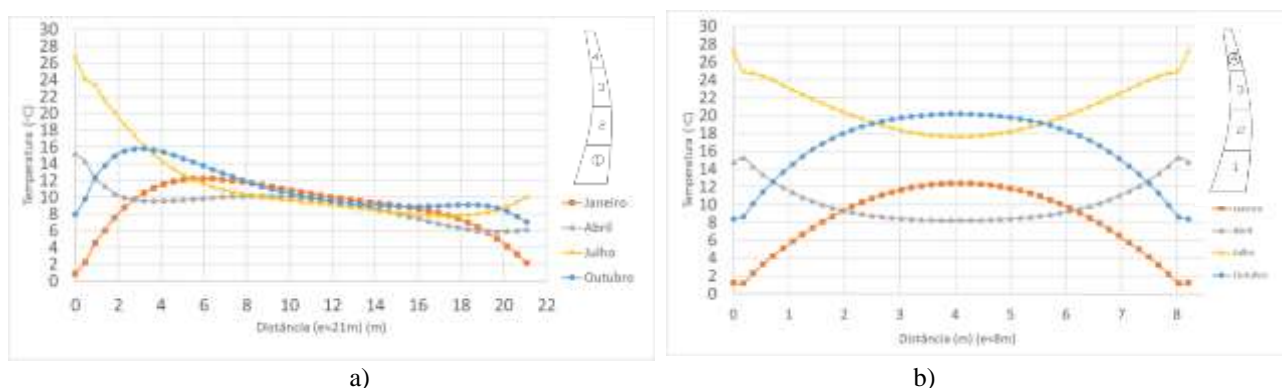


Figura 10: Variação da temperatura em função do mês do ano para uma determinada espessura para o modelo 2. (a) Resultados para a seção 1 com espessura de aproximadamente 21m. (b) Resultados para a seção 2 com espessura de aproximadamente 8 m.

Essas distribuições comprovam que a temperatura da água no reservatório não acompanha o aumento da temperatura ambiente, gerando essa diferença de temperatura entre extremos da barragem.

A figura 11 evidencia a distribuição de temperatura ao longo de toda a seção transversal da barragem e seu comportamento durante o ano. As máximas temperaturas claramente obtidas no contorno do concreto em contato com o ar, se limitando a essas regiões. A partir disso, verifica-se que a temperatura da água é mais eficaz na distribuição de temperatura ao longo da seção da barragem de concreto.

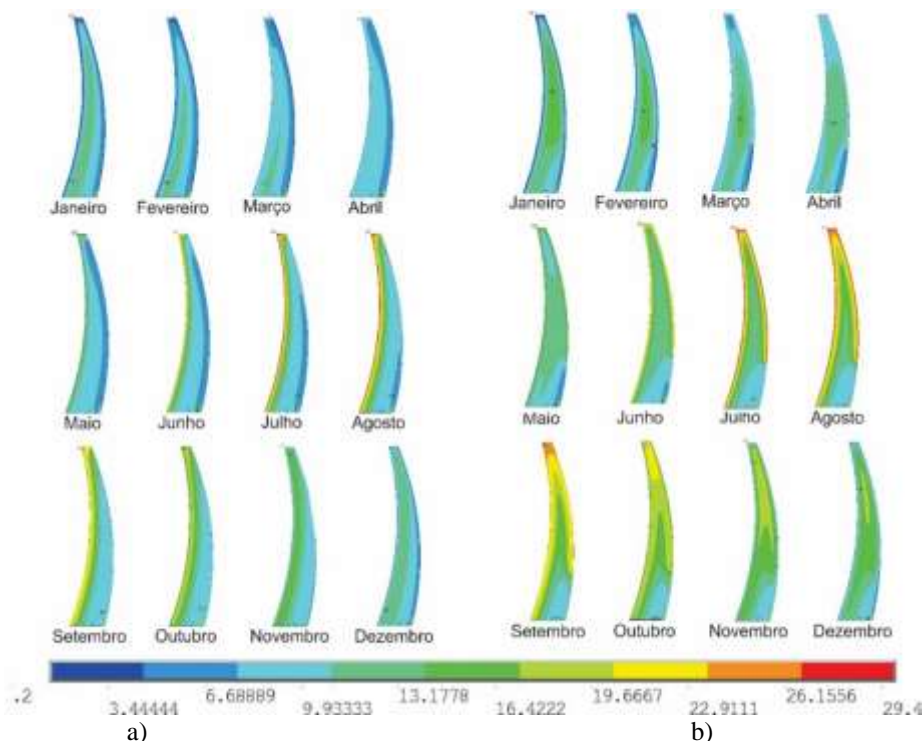


Figura 11: Variação da temperatura em função do mês do ano para a seção transversal da barragem (a) Resultados para o modelo 1. (b) Resultados para o modelo 2.

4. ANÁLISE TENSIONAL SIMPLIFICADA

4.1 Método aproximado

A análise tensional desenvolvida neste artigo é baseada no método apresentado no documento UPC [9], que apresenta dados da construção da barragem de Llosa de Cavall. Esse método encontra os valores de tensão associadas a uma dada distribuição de temperatura, não considerando a influência de cargas mecânicas. Sendo assim, para obter as respostas tensionais associadas a uma distribuição de temperatura, é preciso obter os planos equivalentes de temperatura para cada caso. Isso permitirá obter um plano de tensões auto equilibradas induzidas pela linearidade do campo térmico.

Esse método foi apresentado para o cálculo das tensões térmicas para um bloco de determinada altura, considerado na construção da barragem. Neste artigo, o método em questão é modificado para distribuição de temperaturas através de uma determinada espessura da barragem. Inicialmente, para o uso do método é necessário obter o valor de temperatura média uniforme para uma determinada distribuição de temperatura. O valor da temperatura média T_m é dada pela integral apresentada a seguir:

$$T_m = \frac{1}{e} \cdot \int_0^e T(x) \cdot dx \quad (8)$$

Onde $T(x)$ é a distribuição de temperatura para uma dada espessura e .

Os resultados obtidos na análise térmica, que foi desenvolvida nesse artigo no ANSYS, são os dados de entrada para o cálculo da temperatura média para cada distribuição de temperatura. De maneira similar, o gradiente térmico linear



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



equivalente de temperaturas ∇T , devido a uma determinada distribuição de temperatura em cada espessura, pode ser calculado na expressão:

$$\nabla T = \frac{\epsilon}{\alpha} \cdot \int_{T_1}^{T_2} T(x) \cdot x \cdot dx \quad (9)$$

A partir do gradiente de temperatura e da temperatura média, é possível obter o plano linear equivalente de temperaturas definido para uma específica distribuição térmica. Por fim a tensão originada em cada ponto pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\sigma = \alpha_L \cdot E_L \cdot (T_{m1} - T_i) \quad (10)$$

Onde σ é tensão (MPa), α_L é o coeficiente de expansão térmica do concreto ($9,5 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), E_L é o módulo de elasticidade linear do concreto (MPa), T_{m1} é a temperatura obtida no plano equivalente ($^\circ\text{C}$) e T_i a temperatura do concreto ($^\circ\text{C}$).

Os valores das propriedades mecânicas utilizadas para o cálculo das tensões térmicas são apresentados na tabela 2. A resistência de compressão do concreto foi calculada seguindo a formulação obtida por Calmon [2] para a barragem de Llosa de Cavall. Através de ensaios de resistência, o autor definiu formulações para o cálculo da resistência à compressão do concreto da barragem para a época de verão e inverno. Neste artigo, o menor valor de resistência à compressão de concreto será utilizado para eventuais cálculos. Ainda segundo o autor, a resistência de tração do concreto é calculada a partir da resistência à compressão, através da expressão seguinte:

$$f_t = 0,11 \cdot f_c^{0,97} \quad (11)$$

Onde f_t é a resistência de tração do concreto (MPa) e f_c é a resistência de compressão do concreto (MPa).

Tabela 2 – Valores das propriedades mecânicas do concreto para a barragem de Llosa de Cavall

Propriedade	Valor
Módulo de Elasticidade	32852 MPa
Resistência a compressão	34,4 MPa
Resistência a tração	3,2 MPa

4.2 Resultados

Os resultados obtidos na seção anterior são dados de entrada para obter as tensões na barragem, causadas devido apenas às ações térmicas.

A figura 12 representa as tensões térmicas geradas para nós localizados à jusante da barragem no meio de cada seção, para a seção 1 e 4 no período de um dia. Os meses que representam cada estação do ano podem ser verificados, assim como o valor da resistência de tração do concreto. Os resultados são representados para os dias medianos de cada mês. As maiores tensões de tração ocorrem no mês de julho, que ultrapassam a resistência de tração do concreto. Assim, é possível determinar as regiões que possivelmente podem sofrer a formação de fissuras na estrutura de concreto. Dessa forma, a seção 1 é a área mais crítica. Seguindo o mesmo critério do modelo 1, a figura 13 representa as tensões térmicas para o modelo 2.

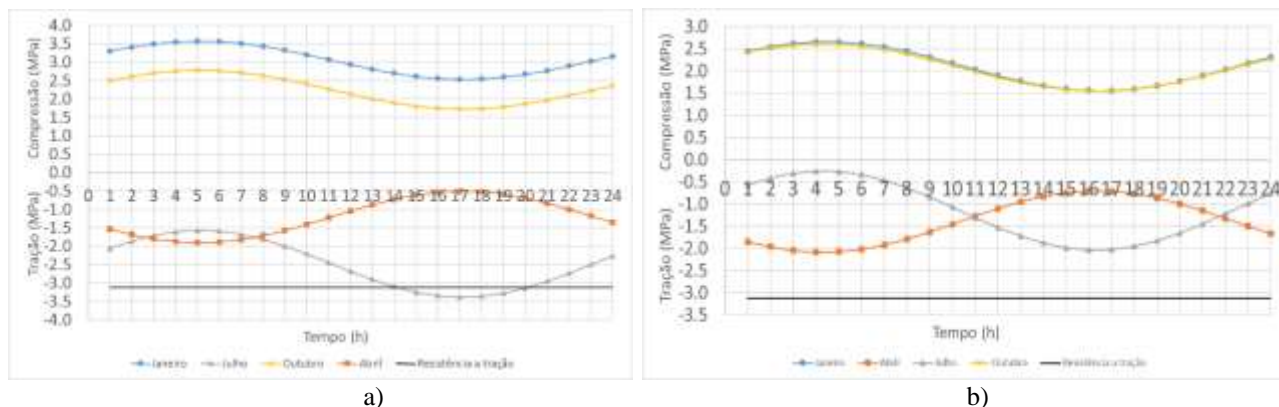


Figura 12: Variação diária da tensão à jusante da barragem para o modelo 1. (a) Seção 1. (b) Seção 4

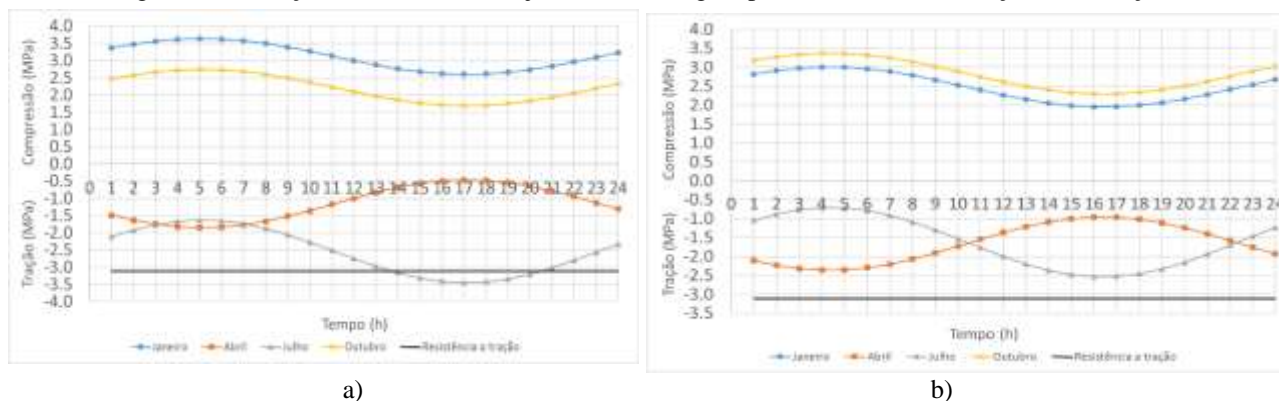


Figura 13: Variação diária da tensão à jusante da barragem para o modelo 2. (a) Seção 1. (b) Seção 4.

Através dos modelos, conclui-se que o mês de julho é o mês crítico para as tensões de tração, apresentando, aproximadamente, 5% a menos na máxima temperatura ambiente do o mês de agosto, porém, possui 21% a mais de calor de radiação solar. Assim, é possível que o efeito da radiação solar, dado pelo incremento na temperatura ambiente, seja um fator considerável para a ocorrência de fissuras à jusante da barragem. Para a seção 4, as tensões de tração foram menores para o modelo 1. Visualizando os dados da análise térmica, as distribuições de temperatura ao longo da espessura, que resultam em diferenças de temperatura entre os extremos da barragem, influenciam no alto valor encontrado de tração para a seção 1.

Na tabela 3 encontram-se os valores máximos e mínimos das tensões, o sinal negativo representa as tensões de tração. Para o mês de julho, verão, as tensões de tração na seção 1, para ambos os modelos, superam a resistência de tração do concreto. Portanto, há possibilidade de fissuras na região.

Tabela 3 – Resumo das tensões máximas e mínimas para os modelos desenvolvidos

MODELO 1	Inverno - Compressão		Verão - Tração	
	Seção 1 (e = 21m)	Seção 4 (e = 8 m)	Seção 1 (e = 21m)	Seção 4 (e = 8 m)
Tensões (Mpa)				
σ_{max}	3,57	2,65	-1,57	-2,56
σ_{min}	2,53	1,56	-3,38	-2,03

MODELO 2	Inverno - Compressão		Verão - Tração	
	Seção 1 (e = 21m)	Seção 4 (e = 8 m)	Seção 1 (e = 21m)	Seção 4 (e = 8 m)
Tensões (Mpa)				
σ_{max}	3,63	3,00	-1,63	-0,72
σ_{min}	1,67	1,95	-3,44	-2,53



5. CONCLUSÕES

Este artigo apresenta um modelo para se obter as temperaturas resultantes em uma barragem de concreto submetidas às ações térmicas ambientais. Os resultados da análise térmica fornecem os dados de entrada para o cálculo das tensões térmicas, a partir disso, torna-se possível prever a formação de fissuras na estrutura de concreto. Baseado nesse estudo verifica-se que a superfície da barragem em contato com o ar apresentava maiores temperaturas para os dois modelos desenvolvidos. No entanto, a temperatura da água é mais eficiente na distribuição da temperatura ao longo da seção da barragem. Nos contornos da barragem de concreto, seu efeito térmico depende majoritariamente da condição imposta na superfície. A baixa dissipação de calor no concreto é evidenciada ao verificar a temperatura máxima no interior do concreto.

A distribuição da temperatura em relação a uma espessura da barragem é função da estação do ano, apresentando comportamentos diferentes para determinado mês. Para meses mais quentes, a distribuição apresenta uma gradativa diminuição de temperatura entre os contornos da barragem. A existência do reservatório de água causa a variação de temperatura encontrada nos extremos, já que a temperatura da água não acompanha o aumento da temperatura ambiente. O comportamento térmico na espessura aproximadamente hiperbólico é verificado para os meses mais frios ou para o caso da mesma temperatura ambiente nos contornos.

A região propícia ao aparecimento de fissuras é a região à jusante da barragem, no qual a resistência à tração do concreto é superada pelas tensões de tração. A seção 1 da barragem definida neste artigo é susceptível a sofrer danos estruturais por fissuração, que podem vir a comprometer a durabilidade da estrutura. O conhecimento do comportamento térmico do concreto para as diferentes estações do ano é essencial para compreender as tensões térmicas geradas no concreto. Para diferentes meses do ano, as tensões encontradas apresentam valores distintos, devido principalmente ao seu comportamento térmico na espessura. Esse comportamento influencia o resultado dos meses de verão para a barragem de Llosa de Cavall, que contribuem para os maiores valores de tração. Por consequência dos altos valores de radiação solar, que influenciam o aumento da temperatura ambiente, o mês de julho é o mês mais crítico. A variação do nível do reservatório causa mudanças nas tensões, verificada pela diferença de comportamento do modelo 1 e modelo 2. No entanto, a máxima tensão não apresentou uma diferença significativa entre os modelos.

A implementação computacional no ANSYS proposta neste artigo e o método simplificado do cálculo das tensões pode ser empregado satisfatoriamente em outras localidades e barragens, a fim de projetar e verificar o desempenho da estrutura maciça. A análise térmica e tensional das ações térmicas ambientais é imprescindível para prever e investigar as possíveis causas de fissuras no concreto das estruturas maciças submetidas à ação ambiental.

6. AGRADECIMENTOS

Expressamos nossos agradecimentos à FAPES – Fundação de Amparo à Pesquisa do Espírito Santo pelo fomento da bolsa de pesquisador capixaba.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Agullo, L. *Estudiotermico en presas de hormigón frente a la acción térmica ambiental*. Tese de Doutorado. Universidade Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, 1991.
- [2] Calmon, J. L. *Estudiotermico y tensional en estructuras masivas de hormigón: Aplicación a las presas durante la etapa de construcción*. 1995. Tese de Doutorado. Universidade Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, 1995.
- [3] ANSYS, *Finite element program user's manuals*, Versão 14.0, ANSYS, Inc., Cranstonburg, Estados Unidos, 2011.
- [4] Ardito, R. *et al.* "Diagnostic analysis of concrete dams based on seasonal hydrostatic loading", *Engineering Structures*, v. 30, 2008, pp. 3176-3185.
- [5] Bofang Z.; Zhanmei L. "Thermal Stress". Laginha Serafim J. Clough RW, *Arch Dams*. Roterdã, 1990, pp. 25-217.
- [6] Yu, H. *et al.* "Study on temperature distribution due to freezing and thawing at the Fengman concrete gravity dam". *Thermal Science*, v. 15, 2011, pp. S27-S32.
- [7] Stucky, A.; Derron, M. "Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs". Escola Politècnica da Universidade de Lausanne, v. 38.
- [8] Sheibany, F.; Ghaemian, M. "Effects of environmental on thermal stress analysis of Karaj concrete arch dam". *Journal of Engineering Mechanics*, v. 132, 2006, pp. 532-544.
- [9] UPC: Universitat Politècnica de Catalunya. Informe Seguimento: Actividades realizadas desde 19-II-92 a 31-III-92. Construção da presa Llosa de Cavall. Barcelona, 1992.



BIODETERIORAÇÃO DO CONCRETO EM ESTRUTURAS DE SANAMENTO: UM ESTUDO DE CASO NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

T. GÓIS

Engenheira Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
ES; Brasil
thaisgois@gmail.com

G. VIEIRA

Professora titular
Universidade Federal do Espírito Santo
ES; Brasil
geilma.vieira@gmail.com

C. TELES

Engenheira Florestal
Universidade Federal do Espírito Santo
ES; Brasil
clauteles@hotmail.com

RESUMO

A perda de capacidade resistente do concreto está ligada a processos de deterioração de natureza complexa, podendo ser atribuída a fatores intrínsecos (composição do cimento e do agregado e relação água/cimento) ou extrínsecos ao material (p.e., existência de substâncias agressivas, condições do clima, entre outros). São inúmeros os agentes agressivos responsáveis pela deterioração do concreto. Dentre eles, estão os agentes biológicos, os quais dão origem aos diversos processos de deterioração, devido à sua interação com os materiais e o meio ambiente em que se encontram. Assim, quando estes processos deletérios envolvem a ação de seres vivos, tem-se a biodeterioração. O fenômeno da biodeterioração é frequentemente encontrado em estruturas de saneamento, sendo caracterizado pela desintegração de um material devido às ações de macrorganismos (moluscos, crustáceos, insetos ou roedores) ou microrganismos como fungos, algas e bactérias. A atividade bacteriana nos esgotos pode conduzir à bio-formação de ácido sulfúrico (H_2SO_4). Isto ocorre porque, quando existem condições anaeróbicas, devido ao longo período de detenção hidráulica ou ao fluxo lento do esgoto, as bactérias redutoras de sulfato (BRS) podem reduzir os compostos de enxofre a gás sulfídrico (H_2S), o qual irá se transformar em H_2SO_4 por meio da ação das bactérias oxidantes de enxofre (BOE). O presente trabalho baseou-se em um estudo de caso nas estruturas de saneamento em concreto da Universidade Federal do Espírito Santo, por meio de um levantamento fotográfico quantitativo, no intuito de identificar a ocorrência da biodeterioração nestas estruturas. Durante as vistorias foram identificadas diversas manifestações patológicas que corroboram a hipótese de existência de biodeterioração nas estruturas, conforme mencionado na literatura, como: corrosão da armadura, perda de massa do concreto, desagregação do agregado graúdo, presença de substância esbranquiçada, fissuração, dentre outras. Palavras-chave: biodeterioração, concreto, durabilidade, microrganismos, esgoto.

ABSTRACT

The loss of durability of concrete is related to the complex nature of deterioration processes, can be attributed to intrinsic factors (cement and aggregate composition and water/cement ratio) and extrinsic to the material (presence of aggressive substances, climate conditions, etc.). There are numerous aggressive agents responsible for the deterioration of the concrete. Among them are the biological agents, which give rise to the various decay processes due to its interaction with the materials and the environment. Thus, when these processes involve the deleterious action of living beings, there is biodeterioration. The biodeterioration phenomenon is often found in sewage structures, characterized by the disintegration of a material due to macro-actions (molluscs, crustaceans, insects or rodents) or microorganisms such as fungi, algae and bacteria. The bacterial activity in sewage can lead to bio-training sulfuric acid (H_2SO_4). This is because, when there anaerobic conditions due to the long hydraulic retention or slow flow of sewage, the sulfate reducing bacteria (SRB) can reduce the sulfur compounds to hydrogen sulfide (H_2S), which will become sulfuric acid (H_2SO_4) through the action of oxidizing sulfur bacteria (SOB). This study was based on a case study in sewage structures in concrete of the Federal University of Espírito Santo, through a quantitative photographic survey in order to identify instances of biodeterioration in these structures. During the surveys were identified various pathological manifestations that support the hypothesis of biodeterioration in the structures, as mentioned in the literature, such as: corrosion, loss of concrete mass, white pasty material, cracking, and others.

Keywords: biodeterioration concrete, durability, microorganisms, sewage.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto é o material mais utilizado nas construções no Brasil e no mundo, seja em edifícios residenciais, comerciais ou industriais, obras de arte (pontes, túneis e viadutos) ou obras ligadas a infraestrutura como estradas, barragens e instalações de água e esgoto. Estando expostas à ação do meio ambiente em que se encontram, tais estruturas podem sofrer deterioração total ou parcial com o tempo, o que interfere em sua durabilidade e desempenho [1].

A perda de durabilidade do concreto está ligada a processos de deterioração de natureza complexa, podendo ser atribuída a fatores intrínsecos (composição do cimento e do agregado, relação água/cimento, etc) ou extrínsecos ao material (existência de substâncias agressivas, condições do clima, entre outros). Os mecanismos deletérios ao concreto podem ser de natureza química, física, mecânica ou biológica. As causas de deterioração mecânica podem ser o impacto, a abrasão, a erosão ou a cavitação do material. As causas físicas compreendem os efeitos de altas temperaturas, as diferenças de coeficientes de dilatação térmica entre agregado e pasta de cimento e a alternância de congelamento e degelo. As causas químicas podem ser internas ao material (como as reações álcali-agregado) ou externas, como a ação de íons agressivos (cloretos, sulfatos, dióxido de carbono, entre outros), as quais irão provocar o surgimento de produtos expansivos no interior do material [2].

No que diz respeito às causas de natureza biológica de deterioração do concreto, diversos estudos indicam a importância da contribuição dos organismos vivos neste processo. Quando há o envolvimento de seres vivos na deterioração dos materiais de construção, podendo ser macrorganismos (moluscos, crustáceos ou insetos) ou microrganismos como fungos, algas e bactérias, esse processo é chamado de biodeterioração [3], sendo frequentemente encontrada em estruturas de saneamento. A atividade bacteriana nos esgotos pode conduzir à bio-formação de ácido sulfúrico (H_2SO_4), o que irá corroer o material. Isto ocorre porque, em condições anaeróbicas, devido ao longo período de detenção hidráulica, ao fluxo lento do esgoto e diversos outros fatores, as bactérias redutoras de sulfato (BRS) reduzem os compostos de enxofre a gás sulfídrico (H_2S), o qual, por meio da ação das bactérias oxidantes de enxofre (BOE), irá se transformar em H_2SO_4 , causando a deterioração do material [4].

Ambientes com esgoto são muito ricos em compostos de enxofre. Assim, em redes de saneamento, os danos ao concreto podem ocorrer por ações de natureza puramente química, devido às reações diretas de águas sulfatadas com a pasta de cimento hidratada, dando origem a compostos expansivos deletérios do tipo etringita, gipsita ou taumasita. Ou os danos ao material, causados por ataque químico, podem ser resultantes da atividade microbiológica, ou seja, o concreto sofre uma deterioração induzida biologicamente (biodeterioração), conhecida internacionalmente por *microbiologically influenced/induced corrosion* (MIC) (Corrosão microbiologicamente influenciada/induzida), ou *biogenic sulfide corrosion* (corrosão por sulfetos biogênicos).

A biodeterioração em estruturas de esgoto gera um custo de bilhões de dólares em todo mundo, além de enormes prejuízos ambientais. Em 2009 nos Estados Unidos, foram gastos no país cerca de \$3,3 bilhões com a manutenção dos sistemas de saneamento [5]. Entretanto, apesar de representar um enorme desafio ambiental e econômico em todo o mundo, e mesmo havendo um vasto conhecimento sobre a biodeterioração do concreto, os mecanismos fundamentais deste fenômeno ainda não foram completamente compreendidos [6].

Este trabalho tem como objetivo fazer uma revisão sobre os principais conceitos e mecanismos de biodeterioração do concreto associada a estruturas de saneamento. Além disso, fazer um estudo de caso, por meio de levantamento fotográfico e análise quantitativa da deterioração das fossas de esgoto prediais da Universidade Federal do Espírito Santo. Não serão realizados ensaios in loco ou laboratoriais que atestem a existência de biodeterioração, e sim, um estudo visual comparativo com o que diz a literatura.

2. CONCEITOS E PRINCÍPIOS DA BIODETERIORAÇÃO

2.1. Redes de Saneamento

Redes de esgotos urbanas existem para coletar os rejeitos sanitários de propriedades domésticas ou industriais, transportando-os por meio de canalização subterrânea até as estações de tratamento de esgoto (ETE), para que seja feito o seu tratamento antes do descarte em corpos de água receptores. Estas estruturas protegem assim, a população que vive nas cidades contra condições anti-higiênicas e odores nocivos, além de reduzir drasticamente a incidência de doenças transmitidas pela água de esgoto, permitindo o desenvolvimento de cidades cada vez mais densamente povoadas [7].

A gestão de águas residuais é um dos grandes desafios ambientais do mundo, pois permite diminuir os custos ligados aos danos ambientais, às perdas agrícolas e, sobretudo, à saúde pública, daí a necessidade de melhor gerir e melhorar a infraestrutura de saneamento [8]. Há décadas, devido a sua alta flexibilidade de implementação, baixo custo e disponibilidade, o concreto tem sido o material mais amplamente utilizado para construção de redes de saneamento. Soluções mais caras em tubos de ferro fundido também são usadas, mas ainda assim exigem a presença de uma capa de argamassa em seu interior para evitar a corrosão do ferro. No entanto, embora o concreto ou argamassa nas redes de esgoto sejam concebidos para durar 50, 60 anos, estudos mostram que, em alguns casos, sua duração é reduzida a 10 anos [9].

2.2. Biodeterioração do concreto

Depois da fabricação todo material pode sofrer, ao longo de sua vida útil, ataques que modificam as suas propriedades iniciais, gerando danos que podem levar à sua destruição total ou parcial. Do ponto de vista semântico, entende-se como degradação as transformações desejáveis dos materiais, como por exemplo, a degradação do plástico ou de resíduos. Já a deterioração diz respeito às transformações deletérias que ocorrem no material ao longo de sua vida [10].

A perda de durabilidade do concreto está ligada a processos de deterioração de natureza complexa, podendo estar relacionada a fatores internos ou externos ao material, ou, ainda, a uma ação conjunta destes fatores. Como exemplo de mecanismos de deterioração pode-se citar os ataques químicos por ácidos, cloretos, sulfatos ou nitratos [1], fatores físicos ou mecânicos [11] ou ainda os fatores ligados a processos biológicos de deterioração.

Desta forma, quando um material sofre danos indesejáveis causados pela ação direta ou indireta de microrganismos, tem-se a chamada biodeterioração. Estes microrganismos produzem diversas interações entre os materiais e o meio externo, dando origem a um processo físico químico de deterioração [12]. No ataque direto, a biodeterioração resulta da simples presença dos microrganismos, podendo haver danos por formação de matéria biológica nos poros do material, o que gera fissuras. No caso do ataque indireto, os microrganismos irão produzir substâncias que reagirão com o material, causando a dissolução dos componentes ou formação de produtos expansivos. Os processos de biodeterioração provocam a perda de propriedades físicas e mecânicas e/ou alterações da composição dos materiais [13].

Para que o fenômeno da biodeterioração ocorra, é necessário o encontro de três parâmetros: um material, os microrganismos e um ambiente favorável, como mostra a Figura 1. O termo microrganismo é usado para todos os seres vivos microscópicos, bactérias, fungos, algas, líquens, musgos ou vírus. Atuam como agentes da biodeterioração, tendo uma ação direta ou indireta sobre o material. O meio ambiente pode ser considerado o vetor da biodeterioração, pois carrega os microrganismos e parte dos nutrientes necessários para o seu crescimento, o que leva a uma biodeterioração mais ou menos forte, em função de suas características. No que diz respeito aos materiais, a biodeterioração pode ocorrer em materiais metálicos, minerais, polímeros, cerâmicos, dentre outros. A agressividade do ataque depende de características como composição química, porosidade ou tratamentos de superfície empregados [13]. Neste trabalho será estudada a biodeterioração causada por bactérias em estruturas de saneamento feitas em concreto (fossas sépticas).

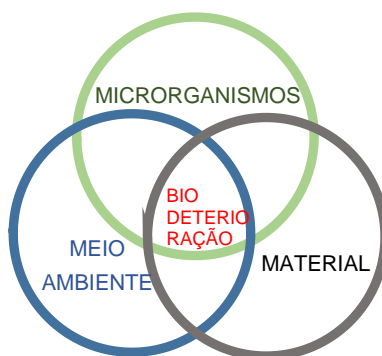


Figura 1: Parâmetros que levam à biodeterioração. Fonte: Adaptado de [13]

2.2.1. Mecanismo da biodeterioração

O primeiro estudo sobre a deterioração do concreto causada por microrganismos foi realizado em 1900 por Olmstead e Hamlin [14]. Os autores observaram o surgimento de uma massa pastosa esbranquiçada em parte de uma tubulação de

esgoto, teoricamente resultante de um ataque químico por sulfeto de hidrogênio ou gás sulfídrico (H_2S), produzido por bactérias redutoras de sulfato (BRS) da espécie *Desulfovibrio*. Esta bactéria é um microorganismo anaeróbico obrigatório que depende da disponibilidade de substâncias orgânicas para sua alimentação e utiliza os íons sulfatos (SO_4^{2-}) como uma fonte de oxigênio. A equação 1 descreve a formação de H_2S através da redução de SO_4^{2-} pelas BRS, onde C (carbôno) representa a matéria orgânica disponível no meio [6].



Em 1945, Parker [15] isolou de uma superfície de concreto deteriorada, pela primeira vez, bactérias oxidantes de enxofre (BOE) nomeando-as como *Thiobacillus*. Constatou-se, então, que o dano não era causado pelo H_2S e sim pelo ácido sulfúrico (H_2SO_4) produzido por estas bactérias, resultando em superfícies com pH abaixo de 1. Desde então cinco espécies de *Thiobacillus* foram identificadas no processo de biodeterioração do concreto em redes de esgoto: *T. thioparus*, *T. novellus*, *T. neapolitanus*, *T. intermedius* e *T. thiooxidans* [16], o que já foi confirmado por diversos autores como [17], [18], [19], [20], [21]. A presença de cada uma no meio depende da disponibilidade de nutrientes e do pH da superfície do concreto [7]. Entre estas espécies existem as bactérias neutrófilas (crescem em pH mais básicos) e acidófilas (crescem em pH mais ácido). As bactérias oxidantes de enxofre neutrofilas (BOEN) não representam risco imediato para a estrutura, porém agem como potencializados da sucessão de bactérias oxidantes de enxofre acidófilas (BOEA). Estas, por sua vez, estão associadas à deterioração severa do concreto [19], [20].

Portanto, o mecanismo da biodeterioração é um processo complexo, que acontece em várias etapas. Como dito anteriormente, o esgoto doméstico contém íons sulfato (SO_4^{2-}) em abundância, os quais, em condições específicas, serão reduzidos a H_2S . Portanto, no primeiro estágio da biodeterioração acontece a formação de H_2S , por meio da decomposição de compostos de enxofre, como um produto do metabolismo das BRS, as quais vivem nas zonas anaeróbicas da lama de esgoto ou no biofilme. Em seguida, o H_2S produzido por estas bactérias se dissipa em forma de gás para a atmosfera acima do efluente e é oxidado para ácido sulfúrico (H_2SO_4) pelas BOE, bactérias aeróbicas que colonizam a superfície exposta do concreto [15]. A Figura 2 mostra uma representação esquemática deste processo.

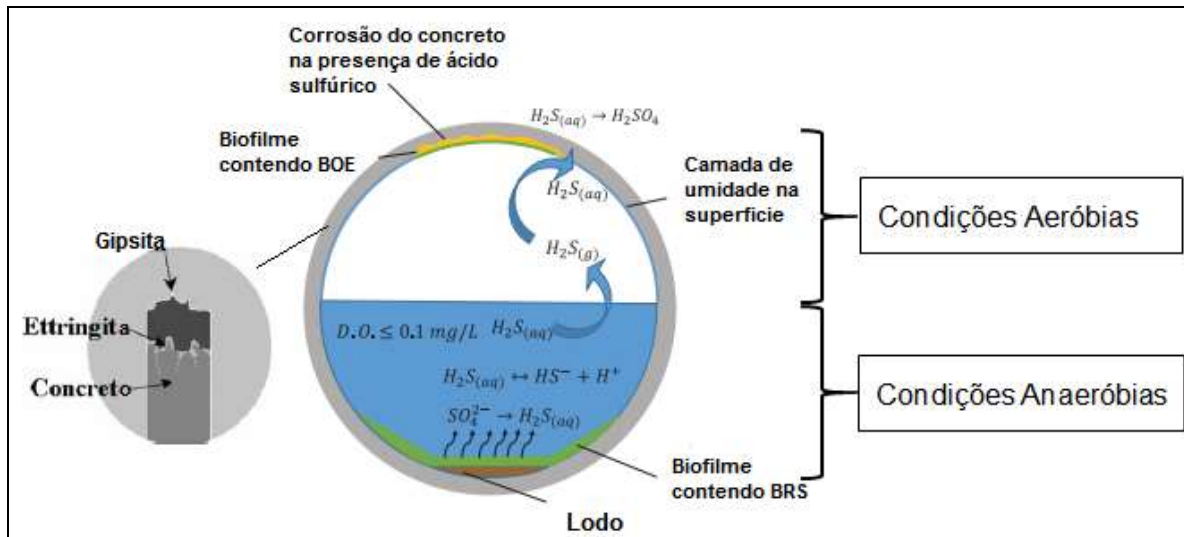


Figura 2: Representação da biodeterioração em uma tubulação de esgoto. Fonte: Modificado de [6]

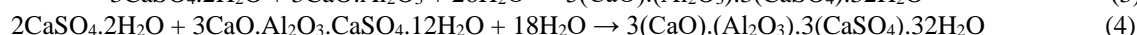
As BRS crescem na camada de biofilme que cobre a superfície do efluente e, normalmente, o oxigênio não é capaz de permear esta camada, portanto, uma área anaeróbica é formada, sendo um local ideal para produção de sulfetos [22]. A temperatura no local, o longo tempo de detenção e baixa velocidade de fluxo do efluente, a elevada taxa de demanda bioquímica de oxigênio (DBO), os níveis de turbulência e ventilação nas redes, dentre outros, são alguns fatores que contribuem para o crescimento bacteriano rápido nos sistemas de esgoto subterrâneos [23]. Já a oxidação de H_2S pelas BOE ocorre preferencialmente em locais onde a concentração de gás é > 2 ppm, a umidade relativa e turbulência do efluente são altas e na presença de oxigênio [24]

Antes do H_2SO_4 começar a reagir com o concreto, os compostos hidratados do cimento como o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) e o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) estão em um estado de equilíbrio, com o concreto apresentando um elevado valor de pH. Assim que a reação entre o ácido e concreto se inicia, a dissolução destes compostos hidratados

começa a ocorrer. A taxa desta ação dependente de fatores como a porosidade do concreto, a estrutura dos poros, o pH e a concentração de H_2SO_4 . O H_2SO_4 migra da superfície exterior do concreto para o interior. Assim, a superfície exterior desempenha um papel importante na neutralização e impedindo a solução de penetrar no interior do concreto, fornecer o concreto com uma melhor resistência contra a corrosão ácida. No momento em que o H_2SO_4 entra em contato com a matriz de cimento ocorre primeiramente a reação com o $(Ca(OH)_2)$, formando o sulfato de cálcio ($CaSO_4$) de acordo com a equação 2 [20]



Em seguida o $CaSO_4$ é hidratado formando a gipsita ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), cuja aparência é esbranquiçada, esponjosa e não possui propriedades coesivas. A gipsita então reage com o aluminato de cálcio hidratado (C_3A) ou com o monossulfoaluminato de cálcio hidratado (C_4ASH_{18}) formando a etringita secundária (ou tardia), conforme as equações 3 e 4. A etringita é um produto expansivo e causa fissuras internas e desintegração do concreto, possibilitando ainda mais a penetração do ácido no concreto [20]



A Figura 3 representa gráficamente as mudanças físico químicas que a biodeterioração em redes de esgoto causa ao concreto. O concreto é naturalmente alcalino, com um pH na faixa de 11-13 [25]. As BOE não são capazes de se desenvolver neste pH elevado. Porém, como visto, em ambientes com esgoto, estão presentes substâncias como CO_2 e H_2S , ambos com propriedades ácidas, atuando na redução química do pH, o que é mostrado na etapa 1. Uma vez que o pH é reduzido para aproximadamente 9 e com quantidade de nutrientes, umidade e oxigênio suficientes, as bactérias da espécie *Thiobacillus* do tipo nutrófilas (BOEN), mais precisamente as *T. novellus*, *T. neapolitanus*, *T. intermedius*, se fixam na superfície do material e se reproduzem. A sucessão bacteriana não é determinada apenas pelo pH da superfície, mas também pelos diferentes compostos de enxofre presentes no meio nos diferentes momentos do processo. As BOEN produzem alguns produtos ácidos e a medida que novos organismos crescem, produtos metabólicos ácidos se acumulam e o pH cai, como mostra a etapa 2. Quando o pH chega a 4-5 as BOEA, da espécie *T. thiooxidans*, começam a colonizar a superfície e oxidar os compostos de enxofre, produzindo grandes quantidades de H_2SO_4 , momento em que ocorre efetivamente a deterioração do material, como mostra a etapa 3 [26].

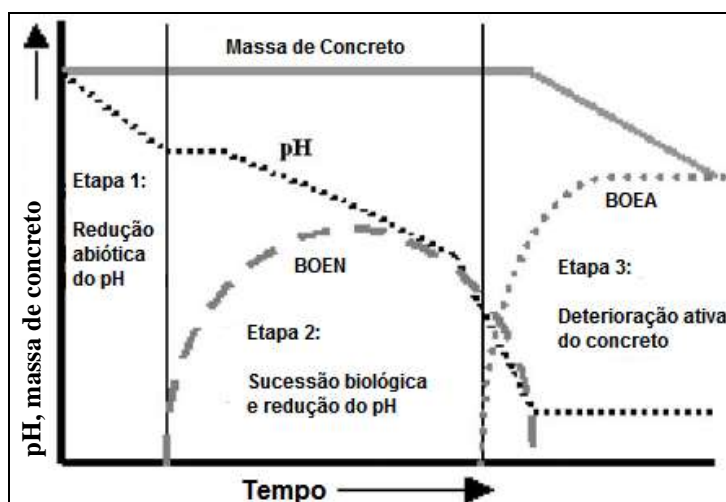


Figura 3: Mudanças físicas e químicas teóricas das propriedades do concreto ao longo do processo de biodeterioração.
Fonte: Adaptado de [26]

3. ESTUDO DE CASO

O estudo de caso foi realizado na Universidade Federal do Espírito Santo, localizado no bairro Goiabeiras em Vitória – ES, identificada na imagem de satélite conforme figura 4. A Universidade Federal do Espírito Santo foi inaugurada em 5 de maio de 1954 e possui uma área com certo de 1,5 milhão de metros quadrados [27].

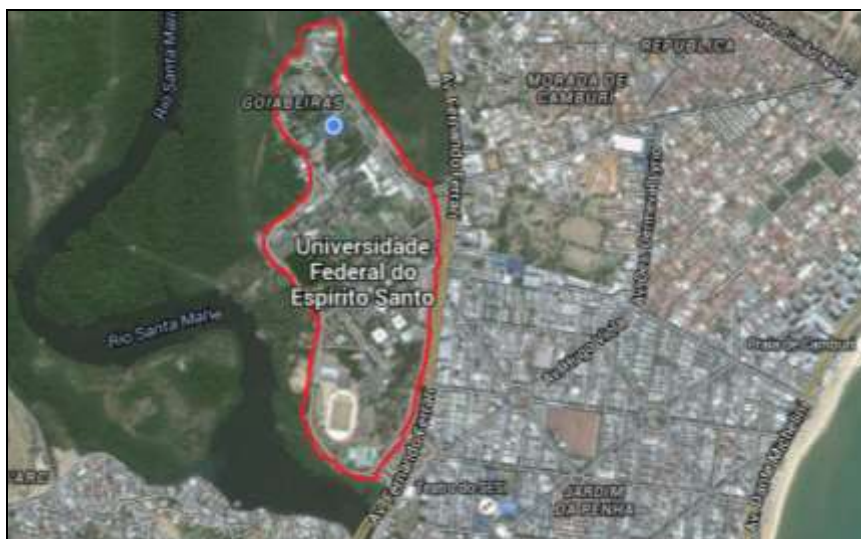


Figura 4: Imagem de Satélite delimitando a área do estudo de caso na UFES. Fonte: [28]

As estruturas de saneamento denominadas fossas sépticas foram utilizadas para este estudo de caso. Foram vistoriadas as fossas de quatro centros da UFES: CEMUNI, CCJE, IC E CT, delimitados e identificados no mapa conforme Figura 5. Não foi possível analisar todas as fossas de todos os prédios dos centros, devido a fatores como dificuldades de acesso, impossibilidade de abertura das tampas ou pela não identificação da localização da fossa conforme o projeto. No CEMUNI foram analisadas 23 fossas, no CCJE foram analisadas 3 fossas, no IC também foram analisadas 3 fossas e no CT foram analisadas 9 fossas, sendo um total de 39 fossas vistoriadas. Para este estudo de caso foi necessário utilizar um pé de cabra para abertura das fossas e aparelho fotográfico.

As fossas sépticas são unidades de tratamento primário nos esgotos domésticos, onde ocorre a separação e transformação de matéria sólida contida no esgoto. Nessas fossas, os esgotos sofrem a ação bacteriana e a parte sólida (lodo) é depositada no fundo, enquanto que na superfície forma-se uma camada de espuma, constituída de substâncias insolúveis mais leves. A fase líquida segue para o sumidouro ou para as valas de infiltração [27].

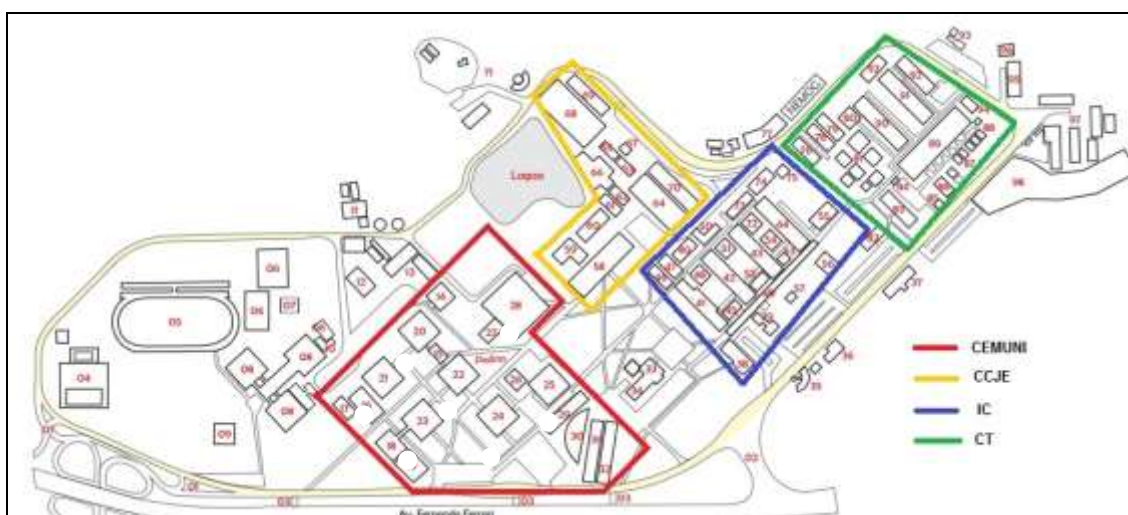


Figura 5: Delimitação dos Centros da UFES. Fonte: Adaptado de [27]

O primeiro centro a ser vistoriado foi o CEMUNI (Célula Modular Universitária). Os prédios datam da década de 60. As fossas estão distribuídas conforme a planta de drenagem da Figura 6. Ao todo são 6 prédios, com 4 fossas em cada, num total de 24 fossas, sendo que 1 não foi localizada conforme projeto.

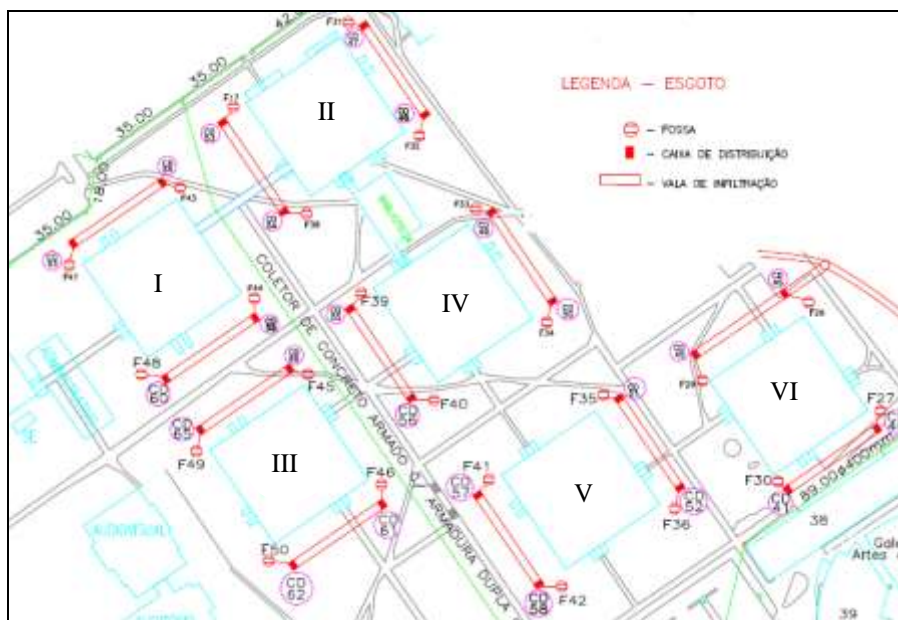


Figura 6: Planta de drenagem – CEMUNI

A figura 7 mostra a deterioração de 4 fossas. Das 23 fossas analisadas, 20 apresentaram forte odor de H_2S (característico de ovo podre) e deterioração avançada da estrutura. Foram identificadas inúmeras manifestações patológicas nas estruturas inspecionadas. Dentre as principais, pode-se citar: fissuração, perda de cobrimento do concreto, corrosão de armadura e deslocamento do concreto. Em 100% das estruturas foi possível identificar a segregação do agregado da pasta de cimento, sendo que em alguns casos, o agregado se desprendia com facilidade da estrutura. A camada amarelada da superfície evidenciava a presença de enxofre no meio. Foi possível notar também o elevado grau de porosidade do concreto no local.



Figura 7: Fotos de 4 fossas do CEMUNI

A segunda vistoria foi realizada no CCJE (Centro de Ciências Jurídicas e Econômicas). A construção dos prédios do centro data também da década de 60. As fossas estão distribuídas conforme a planta de drenagem da Figura 8. Ao todo são 16 prédios, e apenas 3 fossas foram localizadas conforme o projeto.

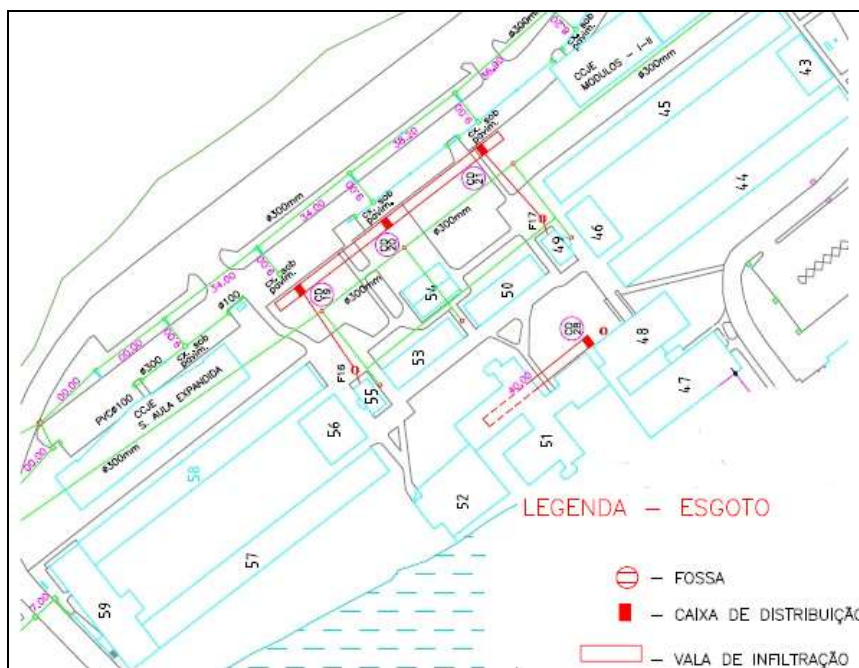


Figura 8: Figura 3: Planta de drenagem - CCJE

A figura 9 mostra o estado de deterioração das 3 fossas. Todas apresentaram forte odor de H_2S e severa deterioração da estrutura. As principais manifestações patológicas encontradas foram: perda de cobrimento, corrosão da armadura, manchamento. Observou-se também uma camada esbranquiçada na superfície da estrutura, indicando uma provável formação de gipsita.



Figura 9: Fotos de 3 fossas diferentes do CCJE

A terceira vistoria foi realizada no IC (Ilha do Cercado), que é um conjunto de centros como o CCHN (Centro de Ciências Humanas e Naturais), CCE (Centro de Ciências Exatas) e CE (Centro de Educação) e teve prédios construídos na década de 60 e 70. Algumas fossas foram refeitas e datam da década de 70. Elas estão distribuídas conforme a planta de drenagem da Figura 10. Ao todo são 19 prédios, mas apenas 3 fossas foram localizadas conforme o projeto.



Figura 10: Figura 3: Planta de drenagem – IC

A figura 11 mostra a deterioração das 3 fossas. Todas apresentaram forte odor de H_2S e deterioração avançada da estrutura. As principais manifestações patológicas encontradas foram fissuras, perda de cobrimento do concreto, corrosão da armadura e manchamento, além da presença de substância esbranquiçada. O concreto apresentava alta porosidade e fragilidade, podendo ser desestregado facilmente com o auxílio do pé de cabra.



Figura 11: Fotos de 3 fossas diferentes do IC

Por fim, foram realizadas as vistorias no CT (Centro Tecnológico). Os prédios do centro foram construídos nos anos de 1970. As fossas estão distribuídas conforme a planta de drenagem da Figura 12. Ao todo são 15 prédios, sendo que 9 fossas foram localizadas conforme o projeto.

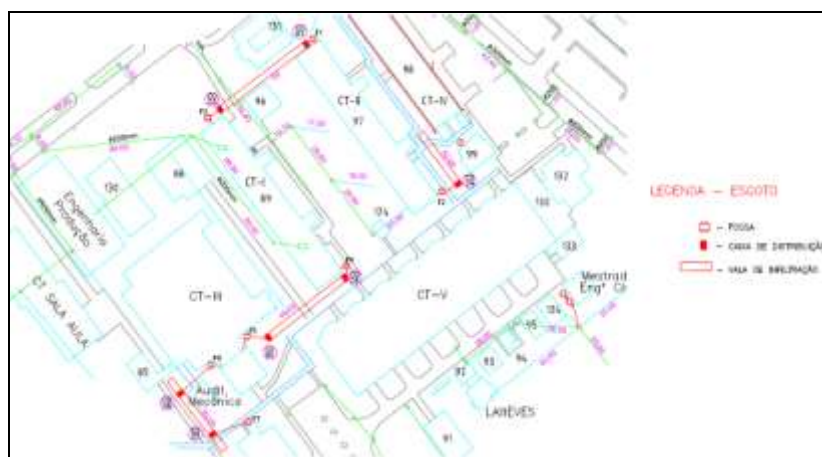


Figura 12: Figura 3: Planta de drenagem - CT

A figura 13 mostra a deterioração em 4 fossas. Em 7 fossas analisadas, foi identificado forte odor de H_2S e deterioração da estrutura. Em uma das fossas foi identificado a crescimento de uma árvore em seu interior. Isto pode contribuir para o aumento da fissuração e conseqüente aumento do ingresso de agentes agressivos na estrutura. As principais manifestações patológicas encontradas foram: perda de cobrimento, corrosão da armadura, presença de substância esbranquiçada, fissuração, bolor e manchamento. Em algumas fossas evidenciava a presença de enxofre, devido a camada amarelada na superfície.



Figura 13: Fotos de 4 fossas diferentes do CT

3.1. Considerações sobre as inspeções do estudo de caso

Após a realização das inspeções e registros fotográficos das fossas sépticas da UFES, é possível estabelecer as seguintes considerações:

- O local escolhido para o estudo de caso, por ser uma universidade e por possuir uma população flutuante, com paradas aos fins de semana e férias escolares, possui um esgoto mais diluído do que o esgoto doméstico coletado nas cidades. Isto provavelmente explica o fato de nem todas as caixas apresentarem forte odor de H_2S (característico de ovo podre) e deterioração em estágio avançado;
- A maior parte dos artigos sobre biodeterioração em redes de esgoto está relacionada à análise do fenômeno ocorrendo nas tubulações. Contudo, como não seria possível vistoriar tubulações da UFES, optou-se pela vistoria das fossas sépticas para este estudo de caso. Tendo em vista o estado de deterioração observado nas fossas vistoriadas, pressupõe-se que as tubulações ao longo das redes de esgoto estejam ainda mais deterioradas, por apresentarem maior tempo de detenção hidráulica, menor ventilação e maior concentração de H_2S aprisionado;
- A percepção de odor de H_2S contribui para a hipótese da presença de BRS em abundância no efluente. Além disto, foi possível correlacionar, embora sem a realização de ensaios, o odor com uma maior ou menor deterioração da estrutura. As fossas cujo odor era mais forte, a deterioração era mais acentuada. Ao passo que as fossas que se encontravam em melhor estado, não apresentavam muito cheiro do gás. A identificação de superfícies com coloração amarelada corrobora a hipótese de existência de enxofre, elemento fundamental para o metabolismo das BRS na produção de H_2S .
- Inúmeras manifestações patológicas foram observadas nas estruturas inspecionadas. As principais foram: Desagregação do agregado graúdo, fissuração, deslocamento do concreto, manchamento e corrosão das armaduras.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÃO

O efeito do H_2SO_4 nas superfícies de concreto expostas a um ambiente de esgoto pode ser devastador. Muitas estações de tratamento, caixas de visita, fossas sépticas e tubulações entraram em colapso devido à perda da integridade estrutural causada pelo ataque de H_2SO_4 biogênico. Como visto, o H_2SO_4 ataca a matriz do concreto, que contém compostos hidratados do concreto como o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) e o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), formando produtos expansivos (como etringita e gipsita) muito deletérios ao material, o que significa um grave problema econômico e ambiental para muitos países.

Atualmente, existem muitas linhas de pesquisa para investigação da biodeterioração do concreto, com o objetivo de mitigar os efeitos deletérios deste fenômeno: estudos sobre os processos biológicos envolvidos na biodeterioração, com referência ao papel das BRS e BOE, estudos ligados aos efeitos químicos do H_2S e H_2SO_4 sobre as misturas de concreto, metodologias de pesquisa em laboratório com simulação de ataque em câmaras de deterioração, modelagem matemática para simulação da deterioração do concreto, dentre outras.

Porém, apesar do vasto conhecimento adquirido nos últimos anos sobre a biodeterioração em estruturas de saneamento, os mecanismos fundamentais deste fenômeno não foram ainda totalmente definidos. Muitas pesquisas ainda dependem largamente de evidências empíricas. A natureza complexa de testes microbiológicos e a utilização de materiais perigosos impediram o desenvolvimento de métodos de ensaio convenientes e replicáveis que reproduzam a biodeterioração em laboratório, uma vez que são difíceis, demorados e muito onerosos na maioria das vezes. Isto levou ao desenvolvimento de métodos de teste simplificados e acelerados que podem não capturar com precisão os mecanismos dos danos causados pela biodeterioração. Além disso, a falta de metodologias de ensaio normalizadas para a avaliação da resistência do concreto à biodeterioração resulta em constatações inconsistentes e impossibilita a comparação direta entre a análise de laboratório [7].

Vale ressaltar que, embora ainda existam muitas questões não definidas sobre os processos envolvendo a biodeterioração do concreto, a literatura mostra que alguns fatores influenciam para que o fenômeno ocorra. Estes são: a composição do efluente (a qual influencia na atividade metabólica das BRS e BOE); as condições ambientais do meio (temperatura, pH do esgoto e da superfície imersa da estrutura, efeitos mecânicos que influenciam na taxa de oxigênio disponível e na velocidade de emissão do H_2S); a produção mais ou menos importante de H_2SO_4 pelas BOE; a composição e propriedades do concreto utilizado na construção das estruturas. Tais conhecimentos podem auxiliar no controle da ocorrência do fenômeno da biodeterioração, garantindo maior durabilidade e vida útil às estruturas [13].

O estudo de caso realizado mostrou que as fossas vistoriadas apresentam importantes indícios da ocorrência de biodeterioração, quando é feita uma comparação com o que relata a literatura. A presença de forte odor de H_2S (típico de ovo podre), superfícies esbranquiçadas do concreto, a presença de enxofre, perda de massa, desagregação do agregado graúdo, deslocamento, fissuração, corrosão das armaduras, principais manifestações patológicas encontradas nas vistorias, corroboram a hipótese de que de fato as estruturas estão sofrendo a ação da biodeterioração. Diversas pesquisas apontam uma mudança de coloração de cinza para amarelo no concreto, sugerindo um acúmulo de quantidades significativas de enxofre elementar na superfície do material [15], [16]. Muitas pesquisas identificaram também a perda de massa de concreto causada por biodeterioração [4], [18] [19], [20]. Outras apontam ainda que a velocidade do efluente nas tubulações como fator de aceleração da produção de H_2S , atuando no aumento da espessura da lama que se acumula na parte inferior dos tubos, logo, quanto menor a velocidade, maior a espessura da lama, o que cria uma zona anaeróbia maior, favorecendo o crescimento de BRS [13], [20].

Seria imprescindível, entretanto, lançar mão de ensaios laboratoriais para que pudesse ser feito um diagnóstico preciso sobre as reais causas e consequências dos danos observados nas estruturas. Tais ensaios poderiam comprovar a presença de BOE no local, a formação de H_2SO_4 , de produtos expansivos do tipo etringita, thaumasita ou gipsita secundárias, quantificar a presença de H_2S , avaliar o pH do efluente e da superfície do concreto, dentre outros parâmetros que comprovariam a existência de biodeterioração no local.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Pinheiro, S. M. de M. - *Impacto da colonização do fungo Cladosporium sphaerospermum na argamassa do concreto*. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória. Dissertação de mestrado, 135p, 2003.
- [2] Souza, V. C. M. de; Ripper, T. - *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo, 1ª Ed.: PINI, 257p, 1998.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [3] Silva, M. S; Rosowsky, D. V, “Biodeterioration of construction materials: State of the art and future challenges”. *Journal of materials in civil engineering*, 2008, 20(5): 352-365.
- [4] Monteny, N *et al*, “Chemical and microbiological tests to simulate sulfuric acid corrosion of polymer-modified concrete”. *Cemente and Concrete. Res.* 31 (2001) 1359–1365.
- [5] US Environmental Protection Agency. “State of Technology for Rehabilitation of Wastewater Collection Systems”. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development. 2010, EPA/600/R-10/078.
- [6] House, M.V; Weiss, W. J., “Review of microbially induced corrosion and comments on needs related to testing procedures”, 4^o International Conference on the Durability of Concrete Structures, Purdue University, West Lafayette, IN, EUA, 2014.
- [7] Pikaar, I., *et al.*, “Reducing sewer corrosion through integrated urban water management”. *Science*, 2014, 345 (6198).
- [8] OMS/UNICEF, “Rapport sur les progrès en matière d’assainissement et d’alimentation en eau”. Programme commun Organisation mondiale de la Santé et UNICEF de suivi de l’approvisionnement en eau et de l’assainissement. 2015.
- [9] Videla, H. A., “Manual of biocorrosion”. *CRC Press*, Lewis Publishers, 1996, Boca Raton.
- [10] Shirakawa, M. A - *Estudo da biodeterioração do concreto por Thiobacillus*. Dissertação de mestrado. São Paulo, 121p, 1994.
- [11] Brandão, A. M. da S. - *Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto*. Escola de Engenharia de São Carlos, SP. Dissertação de mestrado, 137 p, 1998.
- [12] Cwalina, B, “Biodeterioration of concrete”. *ACEE Journal*, 2008, 18A, 44-100.
- [13] Herisson, J. H. - *Biodeterioration des matériaux cimentaires dans les ouvrages d’assainissement: etude comparative du ciment d’aluminat de calcium et du ciment Portland*. Université Paris-Est, Tese, 280 p, 2012.
- [14] Olmstead, W.M., Hamlin, H., “Converting portions of the Los Angeles outfall sewer into a septic tank”. *Engineering News*, 1900, 44, 317.
- [15] Parker, C.D., “The corrosion of concrete 1. The isolation of a species of bacterium associated with the corrosion of concrete exposed to atmospheres containing hydrogen sulfide”. *Australian Journal of Experimental Biology and Medical Science*, 1945a. , 23, 81–90.
- [16] Islander, R.L. *et al*, “Microbial ecology of crown corrosion in sewers”. *Journal of Environmental Engineering*, 1991, 117: 751 – 770.
- [17] Sand, W., “Importance of hydrogen sulfide, thiosulfate, and methylmercaptan for growth of Thiobacilli during simulation of concrete corrosion”. *Applied Environmental Microbiology*, 1987, 53, 1645–1648.
- [18] Mori, T. *et al*, “Interactions of nutrients, moisture, and pH on microbial corrosion of concrete sewer pipes”. *Water Research*, 1992, 26, 29–37.
- [19] Vincke E. *et al*, “A new test procedure for biogenic sulfuric acid corrosion of concrete. Biodegradation” 1999, 10(6): 421–8.
- [20] Davis, J.L. *et al*, “Analysis of concrete from corroded sewer pipe”. *International Biodeterioration & Biodegradation*, 1998, 42, 75–84.
- [21] Okabe, S. *et al*, “Succession of sulfuroxidizing bacteria in the microbial community on corroding concrete in sewer systems.” *Appl. Environ. Microbiol.*, 2006, 73(3), 971–980.
- [22] Jana D., Lewis R.A., “Acid attack in a concrete sewer pipe – a petrographic and chemical investigation”. Proc. 27th Int. Conf. Cement Microscopy, ICMA, Victoria, Canada, 2005.
- [23] Kaempfer, W.; Berndt, M., "Estimation of service life of concrete pipes in sewer networks". *Proceedings of Durability of Building Materials and Components* 8, 1999, 37-45.
- [24] Vaughn, O. D., “Understanding biogenic sulfuric corrosion”. *Coating & Lining*, 2007.
- [25] Lea, F. - *The Chemistry of Cement and Concrete*, 3rd Edition. Edward Arnold Ltd., London, 1970.
- [26] Roberts D. J. *et al*, “Quantifying microbially induced deterioration of concrete: initial studies”. *Int Biodeter Biodegr.* 2002, 49(4):227–34.
- [27] UFES – site: <http://www.ufes.br/>, acesso em: 2016
- [28] Google Earth - <https://www.google.com.br/maps/@-20.2778523,-40.3061342,656m>, acesso em: 2016
- [29] Funasa - *Manual de Orientações Técnicas para Elaboração de Propostas para o Programa de Melhorias Sanitárias Domiciliares*. 2014, Brasília.



CAPTURA DE CO₂ DEVIDO À CARBONATAÇÃO DO CONCRETO DURANTE O CICLO DE VIDA DAS ESTRUTURAS

E. POSSAN
Prof. Eng^a Civil
Unila, CEASB/PTI
Foz do Iguaçu; Brasil
e-mail: epossan@gmail.com

E. F. FELIX
Bolsista de IC
Unila, CEASB/PTI
Foz do Iguaçu; Brasil
e-mail: emerson.felipe.felix@gmail.com

RESUMO

O processo produtivo do cimento é responsável por cerca de 5 a 7% do CO₂ emitido na atmosfera. Todavia, durante o ciclo de vida, as estruturas de concreto estão sujeitas à carbonatação podendo capturar parte do CO₂ emitido na sua construção. A fim de constatar esta potencialidade, esse estudo emprega a modelagem matemática para avaliar o desempenho de concretos de resistência à compressão de 20, 30 e 40 MPa produzidos com diferentes cimentos (CP III, CP IV e CP V ARI) para idades de 0 a 100 anos. Verificou-se que a captura de CO₂ é diretamente proporcional à área superficial de concreto exposta ao CO₂, sendo influenciada pelo tipo de cimento e resistência do concreto. Este balanço das emissões de CO₂ tem potencial de se tornar um indicador de sustentabilidade e, no futuro, ser considerado como medida compensatória no projeto de estruturas de concreto.

Palavras-chave: captura de CO₂, carbonatação, estruturas de concreto, sustentabilidade.

ABSTRACT

The process to produce cement is responsible for 5 to 7% of carbon dioxide emissions. However, the concrete structures are subjected to carbonation over its life cycle, which helps to capture a considerable amount of the CO₂ emitted during construction. To claim this potential, this study utilizes mathematical modeling to evaluate the performance of concrete with compressive resistance of 20, 30 and 40 MPa, and produced with different types of cement (CP III, CP IV e CP V ARI) for ages of 0 to 100 years. Based on these parameters, it was confirmed that the CO₂ capture is directly proportional to the concrete's superficial area that is exposed to the CO₂, influenced by the type of cement and the resistance of the concrete. Thus, in the future, the balance of CO₂ emissions can become a potential indicator of sustainability, in addition to be considered a compensatory measure in the project of concrete structures.

Keywords: CO₂ capture, carbonation, concrete structures, sustainability.

1. INTRODUÇÃO

Face o crescente consumo mundial de concreto, muito se discute sobre alternativas para minimizar as emissões associadas à fabricação do cimento. Estima-se que mais de 2 bilhões de toneladas de dióxido de carbono foram emitidas na última década devido a produção do cimento Portland [1]. Tal fato coloca o cimento na lista dos produtos que mais emitem CO₂, representando cerca de 5% das emissões antropogênicas totais [2], sendo que 50% destas emissões advêm da calcinação da rocha calcária (descarbonatação) e o restante da queima de combustíveis na geração de energia para a produção do clínquer.

Porém, durante a vida útil, os materiais a base de cimento estão sujeitos à carbonatação devido à reação entre o CO₂ que ingressa através do concreto e o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) da matriz cimentante à presença de água.

Em estruturas armadas, a carbonatação é tida como um mecanismo de deterioração, pois causa a diminuição do pH do concreto deixando a armadura suscetível à corrosão. Entretanto, em concretos não armados e/ou não estruturais a carbonatação atua como um processo de captura CO₂ da atmosfera, compensando parcialmente o CO₂ gerado na produção do cimento [3, 4, 5], a qual pode ser considerada no balanço das emissões dos gases causadores do efeito



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



estufa associados às estruturas de concreto. Para tal, são necessários estudos mais aprofundados a fim de comprovar essa potencialidade, o que motivou o desenvolvimento deste trabalho.

2. CAPTURA DE CO₂ DEVIDO À CARBONATAÇÃO DO CONCRETO

A carbonatação resulta das reações do CO₂ do ambiente com os produtos alcalinos do concreto, formando carbonato de cálcio (CaCO₃) e água. Essa reação ($\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$) reduz o pH do concreto, deixando o aço suscetível à corrosão. Por outro lado captura o CO₂, já que o CO₂ que ingressa através do concreto reage com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂), gerando o CaCO₃ em um processo inverso ao da produção do cimento ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$).

A reação de carbonatação e, conseqüentemente, a captura de CO₂, ocorre durante toda a vida útil da estrutura ou elemento de concreto, e segundo Pade e Guimarães [3], continua ocorrendo após a demolição onde o processo pode ser intensificado.

Entretanto, há divergência na literatura em relação à potencialidade do sequestro/captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto. Em estudo desenvolvido na Noruega, Jacobsen e Jahren [6] estimaram que 16% do CO₂ emitido na produção do cimento é reabsorvido pelo concreto devido à carbonatação durante sua vida útil. Gajda [7] relata que pode ser absorvido 7,6% do CO₂ emitido. Já Pade e Guimarães [3], em estudo realizado na Dinamarca, estimam, para uma perspectiva de 100 anos, considerando a demolição da estrutura, que o concreto devido à carbonatação pode absorver até 57% do CO₂ emitido na produção do cimento. Caso a demolição da estrutura não seja considerada, esse valor é reduzido para 24%.

Essas divergências encontradas na literatura sobrevêm dos diversos fatores que influenciam a carbonatação do concreto (como resistência, ambiente de exposição, quantidade de cimento utilizada par a produção, idade da estrutura, entre outros), assim como, são dependentes da metodologia empregada pelos pesquisadores. Logo, cada estrutura e região demandam estudos específicos para estas estimativas, devendo ser conduzidos mais estudos correlatos para que o sequestro CO₂ devido o processo de carbonatação do concreto possa ser considerado uma medida compensatória.

3. METODOLOGIA

Para o cálculo da taxa de CO₂ capturado durante o ciclo de vida de estruturas produzidas com diferentes concretos, para um período de 0 a 100 anos, dividiu-se a pesquisa em seis etapas, a saber:

Etapa 1 - Seleção dos concretos:

Para as simulações considerou-se que a estrutura será construída em ambiente urbano com umidade relativa média de 65 % e teor de CO₂ de 0,038 %. Na tabela 1 são apresentados os traços dos concretos utilizados nas simulações, dosados por meio do método ABCP/ACI. O agregado graúdo empregado é de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm, massa específica de 2.700 kg/m³ e massa unitária de 1.515 kg/m³. Como agregado miúdo empregou-se areia natural quartzosa com módulo de finura de 2,9, massa específica e 2.660 kg/m³ e massa unitária de 1.490Kg/m³.

Tabela 1 – Traços empregados nas simulações

Tipo de Cimento	Adições		Resistência do concreto	Dosagem (kg/m ³)				Cenários simulados
	Tipo*	Teor*		Cimento	Brita	Areia	Água	
CP III	Escória	35 - 70	20	370,90	1112,60	741,80	185,00	1
			30	385,20	1155,50	770,30	154,00	2
			40	392,70	1178,20	785,50	137,00	3
CP IV	Cinza volante	15 - 50	20	352,00	1055,90	703,90	211,00	4
			30	371,60	1114,80	743,20	167,00	5
			40	393,50	1180,60	787,10	118,00	6
CP V	Material carbonático	0 - 5	20	364,80	1094,40	729,60	182,00	7
			30	378,60	1135,90	757,30	151,00	8
			40	392,00	1175,90	784,00	122,00	9

* Tipos e teores estabelecidos em [8]

Etapa 2 - Estimativa da emissão de CO₂ decorrente da produção do cimento, agregados e concreto:

As emissões de CO₂ decorrentes da produção do concreto foram estimadas considerando desde a produção do cimento até sua disponibilização no canteiro, seja este oriundo de central dosadora ou produzido em obra, incluindo as emissões oriundas da produção dos agregados.

Com base nas metodologias do IPCC [8] e do CSI [9], para a estimativa das emissões de CO₂ referentes à produção do cimento (E_{cim}), foram considerados as emissões por uso de energia (E_{ene}), decomposição da matéria prima (descarbonatação) (E_{desc}) e pelo transporte na produção do cimento (E_{trans}), utilizando a equação 1.

$$E_{cim} = E_{ene} + E_{desc} + E_{trans} \quad (\text{kgCO}_2/\text{t}) \quad (\text{Equação 1})$$

Para os cálculos de E_{ene} , E_{desc} e E_{trans} se utilizou a metodologia empregada por Lima [11]. Para a estimativa das emissões decorrentes da produção dos agregados, foram utilizados indicadores encontrados na literatura, sendo usado 5,81 kgCO₂/t para a areia natural, e 15,46 kgCO₂/t para a brita [12]. Para a estimativa das emissões por transporte utilizou-se 8,4 kgCO₂/t [11]. Os dados de energia foram coletados do Balanço Energético Nacional – BEN [13]. Todos os cálculos e estimativas conduzidos foram realizados em planilhas do Excel®.

Etapa 3 - Estimativa da profundidade de carbonatação:

Com o auxílio do software Excel®, a estimativa da profundidade de carbonatação do concreto ao longo do tempo foi realizada empregando-se o modelo de degradação proposto por Possan [14] (ver equação 2), selecionado devido possuir variáveis de entrada de fácil obtenção (resistência à compressão, tipo de cimento, teor de CO₂ do ambiente de exposição) e à boa representatividade do dano (representa 85% dos casos testados).

$$y = k_c \cdot \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{1}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde: (y) é profundidade de carbonatação média do concreto (em mm), (f_c) é a resistência característica à compressão axial do concreto (em Mpa), (k_c) é o fator referente ao tipo de cimento empregado (tabela 2a), (k_{fc}) é o fator referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do tipo de cimento utilizado (tabela 2a), (t) é a idade do concreto (em ano), (ad) é o teor de adição pozolânica no concreto (em % em relação à massa de cimento), (k_{ad}) é o fator referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz, em função do tipo de cimento utilizado (tabela 2a), (UR) é a umidade relativa média (em %*0,01), (k_{ur}) é o fator referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (tabela 2a), (CO_2) é o teor de CO₂ da atmosfera, (em %), (k_{CO_2}) é o fator referente ao teor de CO₂ do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (tabela 2a) e (k_{ce}) é o fator referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura (tabela 2b).

Tabela 2 - Coeficientes do modelo em função (a) das características do concreto e das condições ambientais (b) das condições de exposição [14]

Tipo de Cimento	a)			b)	
	Características do concreto			Condições Ambientais	
	Cimento	f_c	Adição	CO ₂	UR
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{CO_2}	k_{UR}
CP I	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	k_{ce}
Ambiente interno Protegido da chuva	1,30
Ambiente externo Protegido da chuva	1,00
Ambiente externo Desprotegido da chuva	0,65

Etapa 4 - Cálculo da captura de CO₂ pelas estruturas do concreto durante sua vida útil (0 a 70 anos):

Para a estimativa da quantidade de CO₂ capturada durante a vida útil (VU) das estruturas (70 anos), foram conduzidos cálculos referentes à carbonatação por parte do concreto em um elemento estrutural representado na figura 1 para

diferentes cenários (conforme tabela 1). Por meio de cálculos estequiométricos, estimou-se a captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto pela equação 3.

$$CO_2 = y \cdot c \cdot CaO \cdot r \cdot A \cdot M \quad CO_2(kg/m^3) \quad (\text{Equação 3})$$

Onde: (*y*) é a profundidade de carbonatação do concreto (em metros), (*c*) é a quantidade de cimento empregada para produzir um m³ de concreto (sem considerar as adições), (*CaO*) é a quantidade de óxido de cálcio contido no cimento, (*r*) é a proporção de CaO totalmente carbonatada, ou seja, transformada em CaCO₃, (*A*) é a área superficial do concreto exposta à ação do CO₂ (em m²) e (*M*) é a fração molar do CO₂/CaO.

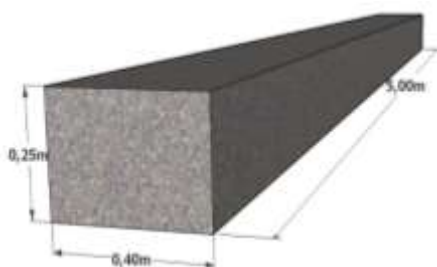


Figura 1: Estrutura de concreto

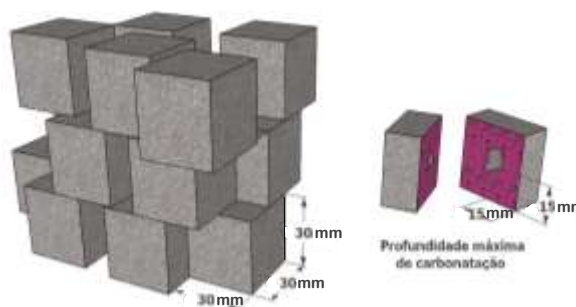


Figura 2: Elementos de concreto após demolição

Etapa 5 - Cálculo da captura de CO₂ pelas estruturas do concreto após sua demolição (de 70 a 100 anos):

Para a estimativa da quantidade de CO₂ capturada pelo concreto no período pós-demolição, foram conduzidas simulações da carbonatação dos resíduos oriundos da demolição da estrutura. Para tal, retirou-se a “capa” já carbonatada durante a vida útil e transformou-se o “concreto não carbonato” em cubos de aproximadamente 30x30x30 mm (figura 2) considerando que estes seriam expostos à ação do CO₂ por um período de até 30 anos. Assim, para a estimativa da taxa de CO₂ capturado pelo concreto após a demolição, empregaram-se as seguintes etapas:

- a) Estimativa da profundidade de carbonatação ao final da VU da estrutura (70 anos);
- b) Estimativa do volume de concreto carbonatado e não carbonatado durante a VU;
- c) Definição das dimensões aproximadas dos elementos de concreto após a demolição (figura 2);
- d) Cálculo da nova área superficial total dos elementos de concreto após a demolição, conforme equação 4;
- e) Emprego da equação 3 com a nova área superficial para então determinar a quantidade de CO₂ (kg/m³) capturado no pós-demolição.

$$A_{st} = V_{nc} \cdot \left(\frac{A_{sc}}{V_c} \right) \quad (m^2) \quad (\text{Equação 4})$$

Onde: (*A_{st}*) é a área superficial total que está em contato com a atmosfera (em m²), (*A_{sc}*) é a área superficial do elemento de concreto (paralelepípedo) (em m²), (*V_c*) é o volume do elemento de concreto (paralelepípedo) (em m³) e (*V_{nc}*) é o volume de concreto que ainda não passou pelo processo de carbonatação (em m³).

Etapa 6 – Balanço de CO₂ durante o ciclo de vida (CV) das estruturas de concreto

Para a estimativa do balanço de CO₂ durante o ciclo de vida da estrutura de concreto, utilizou-se a equação 5. O valor calculado refere-se à quantidade de CO₂ emitida para a fabricação de cada concreto (cenários de 1 a 9 da tabela 1) subtraída da quantidade capturada ao longo do CV devido à carbonatação, conforme equação 5.

$$B_{CO_2} = E_{con} - C_{cap} \quad CO_2(kg) \quad (\text{Equação 5})$$

Onde: (*B_{CO2}*) é o balanço de CO₂, (*E_{con}*) é a quantidade de CO₂ emitida na produção do concreto e (*C_{cap}*) é a quantidade de CO₂ capturada pelo concreto.

4. RESULTADOS

Na tabela 3 apresenta-se a profundidade de carbonatação das estruturas ao longo do tempo, calculadas pela equação 2. Observa-se que alguns casos no período de pós-demolição, o concreto foi totalmente carbonatado antes de finalizar o ciclo de vida estimado de 100 anos. Tal fato deve-se ao formato e dimensões das partículas de resíduo utilizadas nas simulações (cúbicas de lados iguais a 30 mm). Considerando que o CO₂ pode ingressar por todas as faces, a profundidade de carbonatação máxima de cada partícula é de 15 mm (ver detalhe da figura 2).

Como esperado (ver tabela 3), o aumento da resistência à compressão do concreto reduz a profundidade de carbonatação do material [14, 15], reduzindo a quantidade de carbono absorvida da atmosfera (ver figuras 3, 5 e 7). Segundo Kumar et al. [16], devido à influência da relação água/cimento, concretos com resistências mais elevadas apresentam menor porosidade. Isso dificulta a entrada e a consequente captura de CO₂.

Tabela 3 - Profundidade de carbonatação ao longo do tempo, em mm, em função do tipo de cimento e da resistência à compressão do concreto

Tipo de Cimento	f _c (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)													
		Estrutura (As=6,5 m ²)							Resíduo (pós-demolição)* (As=64±1 m ²)						
		5	10	20	30	40	50	60	70	75	80	85	90	95	100
CP III	20	14,9	21,1	29,9	36,6	42,3	47,3	51,8	55,9	14,9	**	**	**	**	**
	30	7,4	10,5	14,9	18,3	21,1	23,6	25,9	28,0	7,4	10,5	12,9	14,9	Carb	Carb
	40	4,5	6,4	9,1	11,2	12,9	14,4	15,8	17,1	4,5	6,4	7,9	9,1	10,2	11,2
CP IV	20	16,9	23,9	33,8	41,4	47,8	53,5	58,6	63,3	13,1	**	**	**	**	**
	30	8,2	11,6	16,5	20,2	23,3	26,1	28,5	30,8	8,2	11,6	14,2	**	**	**
	40	5,0	7,1	10,1	12,4	14,3	16,0	17,6	19,0	4,7	6,7	8,3	9,5	10,7	11,7
CP V	20	9,9	14,0	19,8	24,3	28,0	31,4	34,3	37,1	9,8	13,9	**	**	**	**
	30	4,9	7,0	9,9	12,1	14,0	15,6	17,1	18,5	4,9	7,0	8,5	9,9	11,0	12,1
	40	3,0	4,2	6,0	7,4	8,5	9,5	10,4	11,3	3,0	4,2	5,2	6,0	6,7	7,4

Sendo (f_c) a resistência à compressão axial do concreto (em MPa), (As) a área superficial de concreto exposta à ação do CO₂ (em m²).

* Refere-se à idade do concreto da estrutura. A profundidade de carbonatação nas simulações, por sua vez, é calculada com base na produção do resíduo. Logo, os tempos de 75, 80, 85, 90, 95 e 100 anos, correspondem a 5, 10, 15, 20, 25 e 30 anos de exposição do resíduo a ação do CO₂.

** Partícula de agregado 100% carbonatada (profundidade de carbonatação maior ou igual a 15 mm).

Também se verifica a influência do tipo de cimento na carbonatação do concreto. Concretos produzidos com cimentos sem adições (CP V) tendem a apresentar maior resistência à carbonatação que os com adições (CP III e CP IV). Isso se deve ao fato do avanço da frente de carbonatação ser inversamente proporcional à reserva alcalina disponível na matriz da pasta de cimento hidratada, que por sua vez é função da composição química do cimento [17], influenciada pelo tipo e teor de adições.

Segundo limites estabelecidos pela NBR 11578 [8], no Brasil o cimento CP V ARI pode ter no máximo 5 % de adições carbonáticas enquanto que o CP III e o CP IV podem possuir, respectivamente, teores de adições de 35 a 70 % de escória de alto forno e de 15 a 50% de cinza volante, o que altera a composição química do cimento, com influência direta na carbonatação do concreto assim como na captura de CO₂.

As figuras 3, 5 e 7 apresentam os valores de CO₂ (kg/m³) absorvidos da atmosfera pelas estruturas de concreto durante o período de vida útil (0 a 70 anos) e no período pós-demolição (70 a 100 anos) em função da resistência de dosagem, enquanto as figuras 4, 6 e 8 apresentam as quantidades de CO₂ emitidas para a produção do concreto e a quantidade capturada devido à carbonatação durante o ciclo de vida em função do tipo de cimento (conforme equações 3 e 4).

Nota-se que em concretos de resistência à compressão de 20 MPa, o potencial e captura de CO₂ devido à carbonatação, se considerado o pós-demolição da estrutura, é em média 60% superior ao capturado durante o período de vida útil, evidenciando a importância da consideração da demolição da estrutura no balanço de CO₂. Resultados semelhantes são verificados para os demais concretos. Tal fato é devido a maior área superficial de concreto exposta a ação do CO₂, o que aumenta a área carbonatada e, conseqüentemente, a captura de CO₂ na reação de carbonatação.

A estrutura considerada nas estimativas de vida útil possui área superficial de 6,5 m² enquanto que no pós-demolição, a área superficial média estimada do resíduo gerado é de aproximadamente 64,47±1 m² (a área no pós-demolição é variável devido o desconto da camada carbonatada durante o período de vida útil, que varia com a resistência e tipo de cimento do concreto).

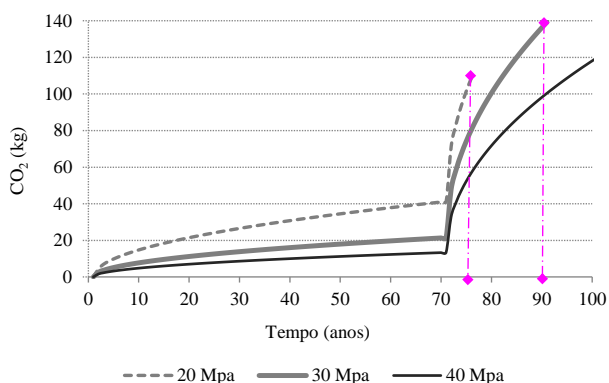


Figura 3: Evolução da captura de CO₂ ao longo do tempo no concreto com cimento CP III

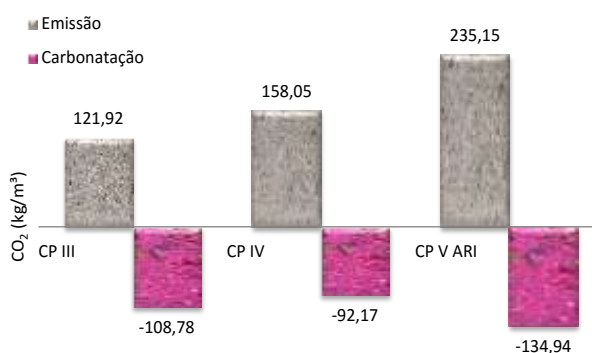


Figura 4: Quantidades de CO₂ emitidas e carbonatadas nos concretos com 20 Mpa

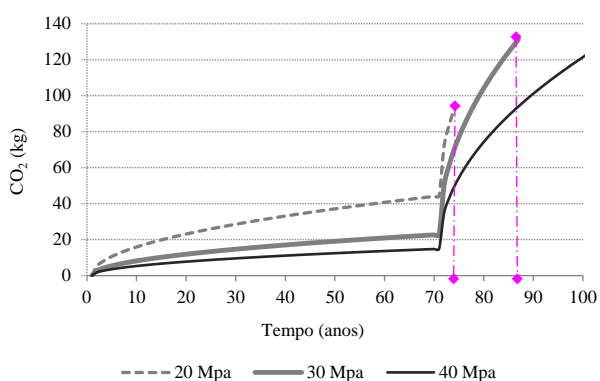


Figura 5: Evolução da captura de CO₂ ao longo do tempo no concreto com cimento CP IV

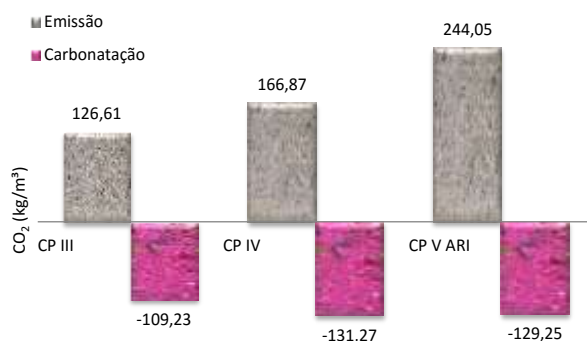


Figura 6: Quantidades de CO₂ emitidas e carbonatadas nos concretos com 30 Mpa

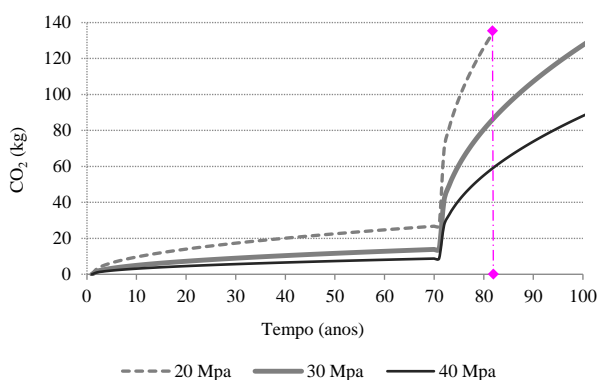


Figura 7: Evolução da captura de CO₂ ao longo do tempo no concreto com cimento CP V ARI

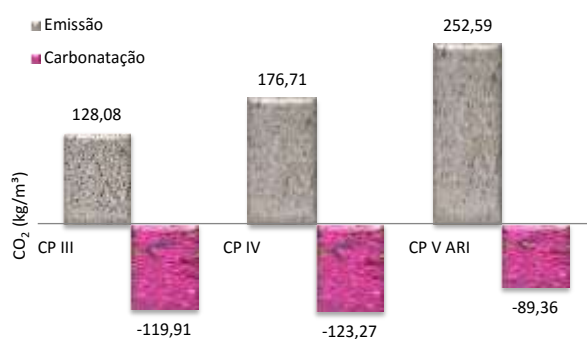


Figura 8: Quantidades de CO₂ emitidas e carbonatadas nos concretos com 40 Mpa

Nas figuras 4, 6 e 8 apresentam-se as emissões de CO₂ decorrentes da produção do concreto, onde o quadrante positivo referente às emissões produzidas e o quadrante negativo à captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto durante o ciclo de vida da estrutura (vida útil e pós-demolição), considerando o tipo de cimento e a resistência à compressão axial do concreto. Constata-se que o concreto durante sua vida útil pode capturar de 40 a 90% do CO₂ emitido na sua fabricação. Em alguns casos, considerando a demolição da estrutura, a captura pode se aproximar de 100%, é o caso do concreto produzidos com o cimento CP III, onde as emissões da produção do concreto são da ordem de 128 kgCO₂/t e a captura é da ordem de 120 kgCO₂/t (ver figura 8).

Conforme equação 5, na figura 9 apresenta-se o balanço das emissões de CO₂ para os nove cenários do estudo, mostrando a porcentagem de carbono capturada pelo concreto ao longo de toda a VU (70 anos) e no período de exposição após a demolição (até 30 anos), assim como, a porcentagem de CO₂ que permanece na atmosfera, ou seja, o que não foi capturado.

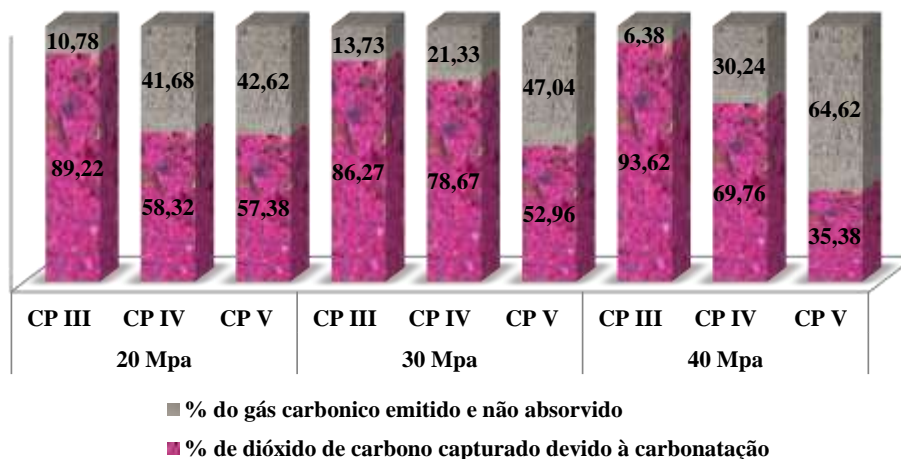


Figura 9: Balanço das emissões de CO₂ devido à carbonatação do concreto

Verifica-se que os concretos produzidos com cimento CP IV ARI são os que apresentam o balanço de emissões menos favorável, porém apresentam melhor desempenho do ponto de vista de durabilidade, já que apresentam maior resistência à carbonatação. Os melhores resultados para o balanço de CO₂ para concretos produzidos com cimentos com adições (CP III e CP IV) são atribuídos à fabricação do cimento, uma vez que parte do clínquer é substituído por adições, reduzindo as emissões por tonelada de cimento produzido. Também se deve à redução da reserva alcalina (teor de produtos carbonatáveis) em concretos com adições, o que resulta em frentes de carbonatação mais velozes e, por conseguinte, a maior captura de CO₂.

Cabe destacar que a carbonatação do concreto no pós-demolição é fortemente dependente das condições de exposição e das dimensões do material demolido, sendo necessários estudos específicos para avaliar em escala real a forma e tempo de exposição do resíduo à ação do CO₂.

5. CONCLUSÕES

Via modelagem matemática constatou-se que o concreto apresenta potencial de captura de CO₂ devido sua carbonatação, sendo que no período pós-demolição da estrutura essa potencialidade pode ser aumentada em até 5 vezes.

Além dos fatores que afetam a carbonatação do concreto (resistência à compressão, tipo de cimento, entre outros) a área superficial da estrutura exposta à ação do dióxido de carbono influencia na captura de CO₂. Quanto maior a área em contato com o CO₂ maior o potencial de captura.

A captura de CO₂ decorrente do concreto é de fundamental importância para a construção civil, pois conhecendo este processo é possível indicar concretos pelo desempenho, visando à durabilidade, com um consumo mínimo de cimento Portland, mas que também capture CO₂ da atmosfera durante o ciclo de vida da estrutura, indicando que o balanço das emissões poderá ser no futuro considerado uma medida compensatória no projeto de estruturas de concreto.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] Yang, K. H. et al. "Carbonation and CO₂ uptake of concrete". *Environmental Impact Assessment Review*, 46, 2014, 43-52 p.
- [2] CDIAC - Carbon Dioxide Information Analysis Center. National Cement Production Estimates: 1950 – 2007, 2007. Disponível em <http://cdiac.ornl.gov/>. Último acesso em 20 de julho de 2011.
- [3] Pade, C., Guimaraes, M. "The CO₂ uptake of concrete in a 100 year perspective", *Cement and Concrete Research*, p.1384–1356, 2007.
- [4] Galan, I. et al. "Sequestration of CO₂ by concrete carbonation. *Environmental Science & Technology*, p.3181–3186, 2010.
- [5] Possan, E. et al. "Sequestro de CO₂ devido à carbonatação do concreto: potencialidades da barragem de Itaipu", *Revista de estudos ambientais*. 2012.
- [6] Jacobsen, S., Jahren, P. "Binding of CO₂ by Carbonation of Norwegian OPC Concrete". CANMET/ACI International Conference on Sustainability and Concrete Technology, Lyon, 2002.
- [7] Gajda, J. Miller, F. M. "Concrete as a Sink for Atmospheric Carbon Dioxide: a Literature review and estimation of CO₂ absorption by Portland Cement Concrete". PCA, Chicago, R&D Serial no. 2255, 2000.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11578: Cimento Portland composto - Especificação. Rio de Janeiro, 2001. Versão Corrigida:1997, 5 p.
- [9] IPCC – Intergovernmental Panel on climate change. Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories. 2006. Disponível em <http://www.ipcc.ch>. Último acesso em 05 de Junho de 2012.
- [10] CSI. 2005. CO₂ Accounting and Reporting Standard for the Cement Industry. Cement CO₂ Protocol, July. Genebra: WBCSD. Disponível em <http://www.wbcdcement.org/climate.asp>. Último acesso em 07 de junho de 2012.
- [11] Lima, J. A. R. "Avaliação das consequências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas". Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP, 2010, 129 p.
- [12] Marcos, M. H. C. "Análise da emissão de CO₂ em edificações através de uma ferramenta CAD-BIM". In: *SIGraDi 2009 sp – From Modern to Digital: The Challenges of a Transition*. Novembro 2009, São Paulo. 5 p.
- [13] BRASIL - Ministério das Minas e Energia (MME). Balanço Energético Nacional 2012: Ano base 2011 / Empresa de Pesquisa Energética. Rio de Janeiro: EPE, 2012. Disponível em: https://ben.epe.gov.br/downloads/Relatorio_Final_BEN_2012.pdf. Último acesso em 03 de Junho de 2012.
- [14] Possan, E. "Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano". 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [15] Pauletti, C. "Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição". 2009. Tese Doutorado em co-tutela (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre e École Doctorale Mécanique, Energétique, Génie Civil et Procédés, Institut National des Sciences Appliquées, Toulouse.
- [16] Kumar, R, Bhattacharjee, B. "Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete". *Cement and Concrete Research*, 33, 2003, 155–164 p.
- [17] Meyer, A. "The importance of the surface layer for the durability of concrete structures". In: International conference on concrete durability. Atlanta, USA, 1987, 48-61 p.



CARACTERIZAÇÃO DE INFILTRAÇÕES EM PAREDE DE CONTENÇÃO DEVIDA À FALHA OU AUSÊNCIA DE IMPERMEABILIZAÇÃO EM CONSTRUÇÃO COMERCIAL NA CIDADE DE PALMAS/TO

R. HONÓRIO

Graduando
Católica do Tocantins
Tocantins - Brasil
robertasueylla@gmail.com

F. FERNANDES

Prof. Universitário
Católica do Tocantins
Tocantins - Brasil
fernando.fernandes@catolica-to.edu.br -mail

RESUMO

As construções sejam comerciais ou multifamiliar, estão utilizando cada vez mais áreas em subsolo, seja para garagens, ou, outro fim, é quase sempre uma opção que resulta no ganho de área útil. Evitar infiltrações devida a falha na impermeabilização e na falta desta e a solução para que manifestações patológicas não surjam durante a fase de vida útil. Este trabalho fez uma avaliação no tipo de impermeabilização e na falta desta no surgimento de manifestações que surgiram em uma obra comercial na cidade de Palmas. Foi possível identificar que cuidados mínimos em escolha do material impermeabilizante, assim como o concreto usado na parede de contenção foram determinantes para o surgimento das manifestações patológicas estudadas.

Palavras-Chave: Patologia, Impermeabilização, Parede, Contenção.

ABSTRACT

The buildings are commercial or multifamily, are increasingly using underground areas, whether in garages, or other purposes, it is almost always an option that results in the usable area gain. Avoid leaks due to failure in the waterproofing and in the absence of and the solution to that pathological manifestations do not arise during the lifetime phase. This work made an assessment on the type of waterproofing and in the absence of the emergence of diseases that appeared in a commercial project in the city of Palmas. It was possible to identify that minimum care in the choice of waterproofing material, as well as the concrete used in the retaining wall were instrumental in the rise of pathological manifestations studied.

Key Words: Pathology, Waterproofing, Wall, Containment.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Problema Analisado

Como forma de conhecimento, esse estudo vem analisar e avaliar os tipos de impermeabilizações e também a falta de impermeabilizações em paredes de contenção e as patologias que surgem ao longo de sua vida útil.

1.1.1 Manifestações Patológicas em Paredes de Contenção de Concreto Armado

Os muros de arrimo ou de gravidade são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais do terreno a ser contido e podem ter diversas formas de execução envolvendo muitas técnicas e materiais. Geralmente são utilizados para conter desníveis ou ainda outros tipos de contenções como grandes obras de hidrelétricas. O muro de arrimo de concreto armado é um dos mais usados e se divide em algumas variações de sua aplicação em contenções,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



porém todas elas têm como objetivo estabelecer o equilíbrio da encosta, através do seu próprio peso suportando os empuxos do maciço, Cunha (1991).

A parede de concreto armado usada como contenção em subsolo de obras urbana tem como objetivo conter grande volume de terra, esse contato direto com o solo faz com que as águas de chuvas de grande intensidade ou de vazamentos em tubulações, quando infiltrada no solo se movimentam através dos espaços vazios chegando a ficar acumulada entre a parede de contenção e o solo. Esse contato com a água represada, quando a parede de contenção não tem uma boa impermeabilização, é a causa de várias manifestações patológicas uma delas são os pontos de umidade chegando a afetar a estrutura.

As manifestações provocadas pela infiltração d'água, devido à ausência ou falha da impermeabilização são: Corrosão das armaduras, eflorescência e Carbonatação do Concreto.

Segundo Hussein (2013) corrosão das armaduras é uma das mais comuns manifestações patológicas, e podem ser causadas por vários motivos: o recobrimento das armaduras abaixo do recomendado, o concreto mal executado, acarretando elevada porosidade e fissuras de retração. Além da formação de nichos de concretagem, devido ao traço, vibração ou formas incorretos. Deficiência de cura do concreto, causando fissuras, porosidade excessiva e diminuição da resistência. Carbonatação do Concreto Como conhecido, a reação do cimento com a água resulta em compostos hidratados. Dessa reação resulta o hidróxido de cálcio, que em combinação com os hidróxidos ferrosos do aço formam uma capa protetora para a armadura.

O autor afirma ainda que a carbonatação do concreto, que ocorre em concretos porosos ou com baixo cobrimento das armaduras reduz a alcalinidade do concreto, tendo como consequência a destruição da capa da armadura, permitindo o início do processo de corrosão, quando em presença de água, oxigênio e diferença de potencial da armadura.

Define também que a eflorescência é constituída de sais de metais alcalinos e alcalino-ferrosos. Expostos à água, estes sais se dissolvem e vão para a superfície e a evaporação da água resulta na formação de depósitos salinos. Ela pode alterar a aparência do elemento onde se deposita e até causar degradação do mesmo.

Para Reis (2013) as patologias verificadas num muro de arrimo não têm sua gênese em fatores isolados, mas devem-se às falhas de concepção do solo, projetos e na execução da mão de obra. Durante a construção tem-se que dar destaque a projetos, fundação edrenagem de modo que grande parte das patologias nos muros de arrimos poderia ser evitada se houvesse uma melhor execução do projeto e escolha apropriada dos materiais e componentes da construção.

1.1.2 Impermeabilização em Paredes de Contenção

Impermeabilização é um método utilizado na construção civil que impede os fluidos de adentrar a um determinado local através da aplicação de produtos que chamamos de impermeabilizantes. A impermeabilização em paredes de contenção serve para proteger a estrutura de umidade, essa umidade pode chegar por meio de capilaridade que é quando a água existente no solo sobe até um metro ou por percolação que é a passagem lenta da água através de um corpo para outro chegando a encharcar esses corpos. A impermeabilização serve também para proteger os materiais construtivos das reações agressivas das ações da umidade, água e vapores. As paredes de contenção geralmente estão no subsolo e são a proteção contra águas subterrâneas e estão em constante pressão da água. Geralmente as camadas impermeabilizantes só resistem a esforços normais e as pressões ou cargas devem ser distribuídas uniformemente ou variar gradativamente.

A ABNT NBR9575 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) que trata de projetos de impermeabilização existem dois tipos de impermeabilização ou seja de evitar a passagem de fluidos, um deles é o sistema rígido no qual na massa do emboço recebe polímeros, cristalizantes ou hidrofugantes evitando que a água infiltre nos poros do concreto, o outro é o sistema flexível que é composto pelas mantas ou membranas moldadas na obra com material asfáltico de forma a envolver o objeto a ser impermeabilizado.

A norma rodoviária DNER -ES349 (1997) especifica os tipos adequados de impermeabilização que será determinado segundo a solicitação imposta pela água, que são elas: contra água sob pressão; contra água de percolação; e contra a umidade do solo. Os tipos de impermeabilização contra água sob pressão compreendem: concreto impermeável; argamassa impermeável; cimentos especiais cristalizados; membranas asfálticas; e membranas de polímeros.

Os tipos de impermeabilização contra água de percolação compreendem, além dos citados no item anterior, os seguintes: revestimentos impermeáveis; membranas de polímeros moldadas no local e os tipos de impermeabilização contra umidade do solo compreendem: concreto impermeável; argamassa impermeável e cimentos especiais cristalizados.

Os sistemas de impermeabilização devem ser executados conforme a ABNT NBR 9574 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), na qual especifica como preparar o local para receber o material impermeabilizante deve também obedecer as exigências de desempenho. Conforme a 7ª edição do manual técnico de impermeabilização da Vedacit os principais cuidados para receber o material impermeabilizante são: Preencher as cavidades existentes no concreto com argamassa; o concreto deve estar limpo, isento de poeira, óleo, graxa, partículas soltas, etc. Nos casos de recuperação do concreto escarificar e lavar com jato de água sob pressão, a fim de remover

todas as partículas soltas; aguardar a secagem; reavaliar a estrutura e verificar a presença de ferragem oxidada e em caso positivo, tratar as barras de ferro com anticorrosivos à base de zinco para metais e observar a presença de trincas e se estão estabilizadas.

Em paredes de contenção é usado o sistema de impermeabilização flexível. Segundo Gabrioli e et al (2002) as cortinas com possibilidade de acesso à face que resultará em contato com o solo são plenamente aptas ao tratamento com mantas asfálticas pré-fabricadas (impermeabilização positiva), quando esse acesso é impossível, pode-se partir para paredes duplas ou uma solução combinada de rebaixamento de lençol (diminuição da pressão neutra) com impermeabilização negativa (face oposta à pressão de água) à base de cimentos poliméricos ou cristalizantes.

2.0 Avaliação do Processo Construtivo

Para elaboração desse trabalho foi realizado um levantamento em uma construção comercial no município de Palmas-TO para a verificação e avaliação dos tipos de impermeabilizações utilizada nas paredes de contenções e os tipos de manifestações causadas ao longo de sua vida útil.

As paredes de contenção foram executadas ao redor de toda a área construída do subsolo chegando até 6 metros de altura com 15 centímetros de espessura. Foi constatada 1 tipo de impermeabilização nas paredes de contenção: Membrana asfáltica aplicada a frio (figura 1).



Foto: Roberta Honório

Figura 1 - Emulsão asfáltica aplicada.

Para a concretagem das paredes de contenção foi usado concreto usinado de baixa permeabilidade pela adição de aditivos impermeabilizantes, com resistência mínima final de 30 Mpa (figura 2). Conforme Petronilho et al (2012) o concreto impermeável por sua própria natureza é um material poroso e permeável. Por esta razão, tecnicamente, no atual estado de desenvolvimento do conhecimento da tecnologia do concreto, não existe concreto totalmente impermeável, mas é totalmente possível a produção de concretos de baixíssimas permeabilidades, que impedem a passagem d'água, satisfazendo a necessidade de uso da estrutura.



Foto: Roberta Honório

Figura 2 - Lançamento de concreto

Apos a desforma e a cura de 28 dias do concreto, foi aplicado a emulsão asfáltica a frio diluída com 20% de água in loco. Depois de regularizar e limpar o local, a aplicação foi feita com broxas em 3 camadas com intervalo de 6 horas de uma para outra, respeitando as exigências do manual do produto. Foi aplicado da base da parede até o topo nas áreas

que foram aterradas e da base até 3 metros na parte interna que não seria aterrada. Após a aplicação da emulsão asfáltica o lado externo foi aterrado (figura 3(b)) e compactado (figura 3 (a)).



Foto: Roberta Honório

Figura 3 (a)- Compactação das paredes de contenção Figura 3 (b) - Aterro da parte externa da parede de contenção

A regularização das juntas de dilatação foram executadas com adesivo estrutural a base de epóxi, depois do local regularizado, seco e limpo foi aplicado a emulsão asfáltica (figura 5).



Foto: Roberta Honório

Figura 5: Preparação da junta de dilatação

2.1 Consequências das falhas na impermeabilização

A água é um dos maiores causadores de patologia, de forma direta ou indireta, quer se encontre no estado de gelo, no líquido ou mesmo enquanto vapor de água. Pode ser vista como um agente de degradação ou como meio para a instalação de outros agentes, Queruz (2007).

Em alguns pontos da parede de contenção houve falhas no processo construtivo de impermeabilização, devido a falta de limpeza e regularização em alguns locais, trazendo um agravante para a estrutura que foi a infiltração de água em alguns pontos por percolação. Essa manifestação patologia foi caracterizada por algumas manchas de umidade que identificam a infiltração na parede.

Com a verificação das infiltrações nas paredes de contenção do edifício, foi constatado que as mesmas só aparecem em tempos de muita precipitação, constatou também que essa infiltração ainda não causou fissuras e por esses pontos de infiltração serem em poucas quantidades não condena a estrutura do edifício.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Segundo Souza e Melhado (1998) o projeto de impermeabilização deve conter as seguintes informações:

- ✓ Os sistemas a serem adotados em cada uma das áreas;
- ✓ A espessura total do sistema de impermeabilização (incluindo-se a regularização);
- ✓ As alturas e espessuras necessárias dos eventuais rebaixos necessários na alvenaria para a execução dos rodapés;
- ✓ Desníveis necessários para a laje;
- ✓ Corte típico de cada sistema a ser empregado, identificando as camadas e suas respectivas espessuras mínimas e declividades;
- ✓ Lista com os pontos críticos dos demais projetos que possam comprometer o sistema de impermeabilização, juntamente com as justificativas e as alterações propostas.

Antonelli et al. (2002) conclui em sua pesquisa que a falta de projeto específico de impermeabilização é responsável por 42% dos problemas, sendo significativa sua influência na execução e fiscalização dos serviços de impermeabilização.

2.2 Alternativas de amenização

Para paredes de contenção em subsolos não há correções, a menos que seja feita a escavação em todo o solo em volta, e essa alternativa tem custo elevadíssimo.

As alternativas de amenização são:

- ✓ Aplicação de um revestimento impermeável, rígido, sendo empregados cimentos especiais de cura rápida ou argamassas com aditivos impermeabilizantes. Portanto sabe-se que esse tratamento só irá amenizar temporariamente a situação estética da parede;
- ✓ Injeções de resinas sintéticas reativas, do tipo Epóxi, aplicadas no local da infiltração;

3. CONCLUSÕES

A maioria das manifestações patológicas são visíveis e pelas suas características permitem a dar origem as mesmas, a principal manifestação patológica identificada na edificação analisada foram manchas de umidade, que se desenvolveram devido a infiltração de água no solo. A ocorrência dessa patologia deixou sinal de alerta no quesito impermeabilização.

No caso de falha ou falta de impermeabilização, deverá ser feito um estudo de caso nas seções em que está havendo manifestações patológicas para descobrir a proveniência da mesma e caracteriza-la, enquadrando nos quesitos normativos e buscar soluções para amenizar ou solucionar a patologia encontrada. O projeto de impermeabilização deverá ser bem elaborado seguindo todas as normas da ABNT juntamente com os processos de execução não poderá haver nenhum tipo de falha, pois o processo de reparação requer uma alta demanda de mão de obra e consequentemente financeira.

4. REFERÊNCIAS

- [1] CUNHA, M. A.(1991), “*Ocupação de encostas*”. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Publicação nº 1831, São Paulo,234p.
- [2] HUSSEIN, Jasmim Sadika Mohamed. “*Levantamento de patologias causadas por infiltrações devido à falha ou ausência de impermeabilização em construções residenciais na cidade de Campo Mourão-PR*”. 2013. 54 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão - Pr, 2013.
- [3] REIS, Adriana. “*Definição - Patologias em muro de arrimo*”. 2013. 34 pg.. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/162051316/DEFINICAO-PATOLOGIA-EM-MURO-DE-ARRIMO>>. Acesso em: 21 ago. 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9575: “*Impermeabilização - Seleção e projeto*”. Rio de, 2003. 12 p. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/214139078/NBR-9575-2003-NB-987-Projeto-de-impermeabilizacao-pdf#scribd>>. Acesso em: 15 jan. 2016. Kasai, Y. - Demolition and reuse of concrete and masonry. Third International RILEM Symposium, Chapman & Hall, 1993, 534 p.
- [5] NORMA RODOVIÁRIA -ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO -. DNER-ES 349/97: “*Edificações - impermeabilização*”. 1 ed. Rio de Janeiro: Dner-pro 101/97, 1997. 6 p. Disponível em:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dner-es349-97.pdf>>. Acesso em: 8 jan. 2016.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9574: “*Execução de impermeabilização*”. Rio de Janeiro, 1986. 2 p. Disponível em: <<http://holdflex.com.br/wp-content/uploads/2015/10/NBR-9574-NB-1308-Execucao-de-impermeabilizacaoDESATUALIZADA.pdf>>. Acesso em: 13 jan. 2016.
- [7] IMPERMEABILIZAÇÃO das Estruturas: “*Manual Técnico*”. 7. ed. São Paulo: Vedacit, 2009. 194 p. Disponível em: <<http://www.vedacit.com.br/neu/images/edi/lib/5.pdf>>. Acesso em: 10 jan. 2016.
- [8] GABRIOLI, J.; THOMAZ, E. “Impermeabilização de fundações e solos”. *Téchne*, São Paulo, n. 67, p. 77-80, out. 2002.
- [9] PETRONILHO E ASSOCIADOS TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO LTDA “*Concreto Impermeável*”: 2012. Disponível em: <<http://www.petronilho.com.br/site/CONCRETO-IMPERMEAVEL>>. Acesso em: 15 jan. 2016.
- [10] QUERUZ, F. “*Contribuição para identificação dos principais agentes e mecanismos de degradação em edificações da Vila Belga. Santa Maria*”: UFSM, 2007. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- [11] SOUZA, J.C.S.; MELHADO, S.B. “*Diretrizes para uma metodologia de projeto de impermeabilização de pisos do pavimento tipo de edifícios*”. In: Congresso Latino-Americano Tecnologia e Gestão Na Produção de Edifícios: Soluções Para o Terceiro Milênio, 1998, São Paulo.
- [12] ANTONELLI, G.R.; CARASEK, H.; CASCUDO O. “*Levantamento das manifestações patológicas de lajes impermeabilizadas em edifícios habitados de Goiânia-Go*”. IX Encontro Nacional do Ambiente Construído. Foz do Iguaçu. 2002.



**CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DE UM EDIFÍCIO HISTÓRICO DO SÉCULO XIX
CONSTRUÍDO EM ALVENARIA DE TIJOLOS MACIÇOS**

F. BRANDÃO

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Ceará, Brasil
eng.franciscobrandao@hotmail.com

A. ALVES

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Ceará, Brasil
andre.eng.civ@hotmail.com

F. SANTOS

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Ceará, Brasil
david-santos@live.com

A. DIÓGENES

MSc, Professora efetiva
LAER, Engenharia Civil, UVA
Ceará, Brasil
aldeciragd@yahoo.com.br

E. MESQUITA

Doutorando
CONSTRUCT-LESE, FEUP
Ceará, Brasil
e.mesquita@fe.up.pt

H. VARUM

PhD, Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE, FEUP
Porto, Portugal
hvarum@fe.up.pt

RESUMO

Construções históricas podem ser entendidas como bens materiais que possuem elevado significado artístico, cultural, religioso, documental ou estético para uma dada sociedade, ou seja, representam, em algum aspecto, a identidade cultural de uma comunidade em um determinado período. Observadas as propriedades de durabilidade dos materiais, as construções históricas, não divergindo das demais construções, estão sujeitas a processos de degradação, sejam eles por meio de agentes ambientais ou antrópicos, ou ambas as situações. Diante desta perspectiva, este trabalho propõe-se ao estudo das características dinâmicas estruturais de uma capela do início Século XIX constituída em alvenarias de tijolos maciços, nomeadamente a Igreja de Nossa Senhora das Dores situada na cidade de Sobral, região Norte do estado do Ceará, através da modelagem numérica com recorrência ao método dos elementos finitos. Para tal, foram realizadas consultas a documentos históricos, disponibilizados pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), e inspeções *in situ* com o objetivo de coletar informações sobre as características geométricas e construtivas, e ainda informações sobre o estado atual de conservação da edificação. A modelagem 3D da estrutura foi desenvolvida em *software* CAD e a análise modal no *software* ANSYS®. Os resultados obtidos permitiram a interpretação sobre o comportamento global da estrutura, no que se refere às frequências naturais e modos de vibração.

Palavras-chave: caracterização dinâmica, análise modal, Igreja de Nossa Senhora das Dores, alvenaria de tijolos maciços, análise estrutural.

ABSTRACT

Historical constructions can be understood as material goods that presents high artistic, cultural, religious, documental or esthetic values for one society, that is, they represent, in some aspect, the cultural identity of a community in a given period. Observed the properties of materials durability, historical constructions, not unlike other buildings, are submitted to process of degradation, whether through environmental agents or anthropic, or both. In this perspective, the current work proposes to study the structural dynamic characteristics of a church from Century XIX, constituted by masonry of solid bricks, namely the Nossa Senhora das Dores' Church, located in the city of Sobral, North region of the state of Ceará, through numerical modeling with recurrence to finite element method. For this, was made a documental search on files provided by Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), and *in situ* inspections with the objective of collecting information about the geometric and constructive features, and the current state of structural conservation of the construction. The 3D model was developed in CAD *software* and the modal analysis in ANSYS® *software*. The results obtained have led to the interpretation of the structure's global behavior in relation to the natural frequencies and modes of vibration.

Keywords: dynamic characterization, modal analysis, Nossa Senhora das Dores' Church, masonry of solid bricks, structural analysis.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

As construções em alvenaria tiveram origem com as primeiras comunidades sedentárias, quando o homem passou a construir seu próprio abrigo a partir de agrupamentos de pedras orientadas na vertical. A construção destas edificações baseavam-se no dimensionamento empírico, através da colocação quase que aleatória de pedras, de modo a fazer agir a ação da gravidade, e de modo a garantir uma interação de equilíbrio entre os diferentes elementos através de tensões de compressão e de atrito, quais sejam longitudinais e/ou transversais [1]. No curso dos anos, com a disponibilidade de materiais nos locais das construções, e também com o surgimento de variados métodos construtivos, a alvenaria passa a ser construída de diversas formas e tipologias, e ainda com emprego de materiais diversos como é o caso das alvenarias de pedra, alvenarias de tijolos maciços e alvenarias de adobe, entre tantas outras [2].

Em termos de propriedades mecânicas, as alvenarias podem ser consideradas como um material heterogêneo, anisotrópico e descontínuo, essencialmente devido aos seus diferentes tipos de componentes, sendo por este fato, difícil caracterizá-la mecanicamente. Segundo Roque [3], nas edificações antigas construídas em alvenaria, a natureza do material compósito, as características gerais da concepção, somadas aos efeitos acumulados de diferentes processos de degradação dos materiais, tornam estas estruturas vulneráveis a ações de caráter dinâmico, dentre as quais a ação sísmica é a mais preocupante. Contudo, isto não significa dizer que as construções em alvenarias apresentam menor desempenho ou vida útil que outros materiais, como a madeira e o concreto, por exemplo, pois são as ações no âmbito da conservação estrutural que garantirão que uma determinada estrutura seja considerada, ou não, segura.

A identificação das características dinâmicas de estruturas no âmbito da engenharia civil, consiste uma etapa fundamental para a caracterização do comportamento estrutural e ainda constitui elementos base para atividades de monitorização, uma vez que as propriedades dinâmicas estão intimamente relacionadas ao desempenho em serviço dos elementos estruturais e, conseqüentemente, com sua integridade. Em se tratando de construções históricas, o emprego da caracterização dinâmica é relevante não somente pelos dados coletados de frequências naturais e modos de vibração, mas também por seu caráter não-destrutivo, o que garante a repetibilidade dos ensaios sem danos ao patrimônio.

Essencialmente as edificações históricas fazem parte do patrimônio histórico, o qual pode ser entendido como todo e qualquer bem material, natural ou imóvel que possui significado e importância artística, cultural, religiosa, documental ou estética para uma sociedade em particular, ou seja, representa, em algum aspecto, a identidade cultural de uma comunidade. Assim, as construções históricas caracterizam-se por serem bens materiais patrimoniais sujeitos à degradação estrutural, seja ela por meio de agentes ambientais ou antrópicos.

Nesse contexto, a cidade de Sobral, localizada na região Norte do Estado do Ceará, apresenta um dos maiores e mais importantes centros históricos do país, com cerca de 1200 imóveis tombados pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). Pelo exposto, a realização de estudos que demonstrem a viabilidade do emprego de métodos de caracterização dinâmica aplicados às construções históricas mostram-se bastante relevantes, especialmente para o entendimento sobre o comportamento global estrutural destas edificações, e também como forma de contribuição para a tomada de decisões sobre a preservação do patrimônio e manutenção da segurança estrutural.

Como forma de contribuição ao meio tecnocientífico, o presente trabalho tem por objetivo realizar a caracterização dinâmica, no que se refere à obtenção das frequências naturais e respectivos modos de vibração, de uma edificação histórica do patrimônio histórico sobralense, qual seja, a Igreja de Nossa Senhora das Dores, uma capela do início Século XIX construída em alvenaria de tijolos maciços, localizada às margens do Rio Acaraú.

2. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS

2.1 Análise Modal

A caracterização modal de uma estrutura, descrita em termos de frequência natural, amortecimento e modos de vibração, é de suma importância para a análise do seu comportamento dinâmico. Enquanto que na análise estática se estuda o comportamento estrutural quando as variações temporais dos deslocamentos da estrutura ocorrem em intervalos de tempo suficientemente longos, de forma que efeitos inerciais possam ser desprezados, na análise dinâmica,

busca-se estudar o comportamento estrutural quando os efeitos inerciais não podem ser desprezados, isso, através da identificação das propriedades dinâmicas da estrutura ou da resposta estrutural ao longo do tempo [4].

Segundo Nóbrega e Hanai [5], a análise modal é o processo onde se utilizam técnicas teóricas e experimentais que possibilitam a construção de um modelo matemático representativo do comportamento dinâmico do sistema estrutural em estudo, com o objetivo de determinar seus parâmetros modais: frequências naturais, modos de vibração e os fatores de amortecimento modal. Estes parâmetros são frequentemente determinados por métodos teóricos, como por exemplo, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Em outras situações, o modelo matemático nem mesmo existe, sendo assim, os parâmetros modais podem ser determinados por via experimental. Quando o modelo existe, a abordagem experimental pode servir para a verificação e a validação dos resultados obtidos no modelo analítico.

Definindo os termos anteriormente citados, tem-se que o amortecimento é o fenômeno pelo qual a energia mecânica de um sistema é dissipada (principalmente pela geração de calor e/ou energia). O amortecimento determina a amplitude de vibração na ressonância e o tempo de persistência da vibração depois de cessada a excitação. Já as frequências naturais de uma estrutura indicam a taxa de oscilação livre da mesma, após cessada a força que provocou seu movimento. Em outras palavras, representa o quanto a estrutura pode vibrar quando não há força aplicada sobre ela. Uma mesma estrutura possui diversas frequências naturais, pois ela pode vibrar livremente em várias direções. A mais importante frequência natural é a primeira, menor entre todas, chamada de frequência fundamental [5]. Por fim, os modos de vibração caracterizam a forma como uma estrutura poderá vibrar, sendo que a forma de vibração está intimamente relacionada a cada uma das frequências naturais de uma estrutura. Na Figura 1 tem-se um exemplo de um edifício com seus 3 primeiros modos de vibração.

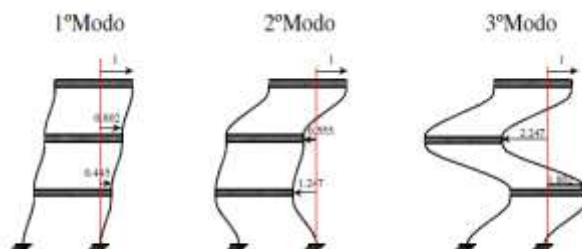


Figura 1: Configurações modais de um edifício de 3 pavimentos
Fonte: Espada [6]

Considerando uma estrutura discretizada por nós e não amortecida, pode-se calcular as frequências naturais e os modos de vibração de uma estrutura, a partir da seguinte equação:

$$([K] - \omega_j^2 [M]) \varphi_j = 0 \quad (1)$$

Onde os termos são respectivamente:

[K] = matriz de rigidez da estrutura;

[M] = matriz de massa da estrutura;

ω_j^2 = autovalor e quadrado da j-ésima frequência natural;

φ_j = autovetor que é o j-ésimo modo natural de vibração ou modo não amortecido.

2.2 Utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) em análise de estruturas

O Método dos Elementos Finitos (MEF) surgiu pelo desenvolvimento de métodos matriciais para a análise de estruturas no âmbito do desenvolvimento da indústria aeroespacial Americana, no final da década de 1940. Contudo, só com o desenvolvimento de computadores mais potentes na década de 60, o MEF foi amplamente divulgado e hoje é usado na solução dos mais variados problemas de Engenharia [7].

Segundo Mendes [7], devido aos avanços computacionais, e conseqüentemente do MEF, ao longo das últimas décadas, tornou-se possível a solução de vários tipos de problemas dinâmicos, e o desenvolvimento de estudos sobre inúmeros fenômenos que variam de grandeza, direção ou sentido no tempo. Desta forma, para além das ações permanentes, ações como a movimentação de pessoas e de motores de máquinas sobre lajes, incidência do vento em edifícios altos, tráfego rodoviário sobre pontes e ocorrência de sismos, passaram a ser fundamentais no dimensionamento de estruturas.

No MEF, a estrutura analisada é dividida em um número discreto de elementos finitos, como o elemento triangular ilustrado pela Figura 2. Considera-se que estes elementos estão ligados entre si por pontos nodais, formando assim uma malha de elementos finitos. Conhecido o comportamento de cada elemento finito, faz-se a soma dos comportamentos individuais de cada um que resulta no comportamento global da estrutura em estudo. Na Figura 3 têm-se um exemplo de uma malha de elementos finitos já discretizada.

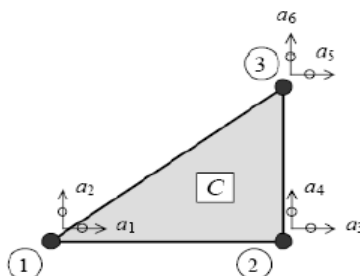


Figura 2: Elemento finito bidimensional triangular
Fonte: Justo [8]

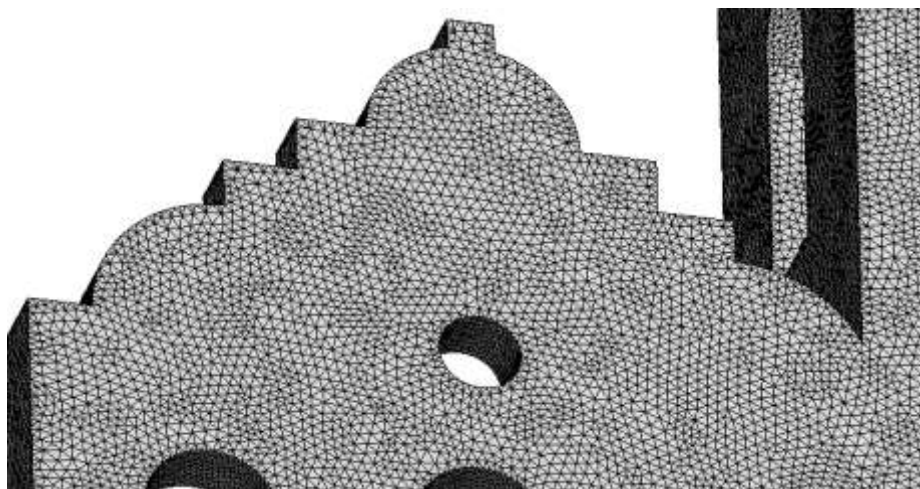


Figura 3: Exemplo de malha de elementos finitos tetraédricos de 10 nós

O MEF é uma forma de resolução numérica de um sistema de equações diferenciais parciais, que permite obter soluções teóricas sobre o estado de tensão e de deformação de um sólido, com uma geometria qualquer, sujeito a ações externas e é atualmente o método numérico mais utilizado para as soluções aproximadas dos problemas de Engenharia, como por exemplo o dimensionamento de grandes estruturas, bem como simulação do comportamento de estruturas em situação dinâmica, por exemplo, atingidas por um sismo [8].

2.3 Modelagem numérica de estruturas em alvenaria

A modelagem numérica de edifícios em alvenaria constitui um desafio para a engenharia de estruturas, fundamentalmente devido ao fato da alvenaria ser um material constituído por blocos, juntas e interfaces entre estes elementos que apresentam propriedades mecânicas distintas. Além disso, devido à grande variedade de materiais e técnicas utilizadas no período da construção dos edifícios, sob o ponto de vista da modelagem estrutural, a alvenaria constitui um material de elevada complexidade. Assim, os métodos de análise utilizados em edifícios de alvenaria podem apresentar distintos níveis de rigor e complexidade em função da forma como as ações atuantes são representadas nos modelos, da geometria do edifício e do comportamento e propriedades dos materiais utilizados na modelagem [9].

Em relação às técnicas de modelagem, Costa [10] e Lourenço [11] explicam que podem ser realizadas de três formas, quais sejam, Micro-modelagem detalhada: onde são modeladas separadamente as unidades de alvenaria, argamassa e interfaces unidade-argamassa, sendo as unidades de alvenaria e argamassa representados por elementos contínuos e as interfaces unidade-argamassa por elementos descontínuos; Micro-modelagem simplificada: a modelação das unidades é

ampliada até aos eixos médios da argamassa, e são representadas por modelos contínuos, sendo o comportamento das juntas e das interfaces representados em conjunto como elementos descontínuos; e Macro-modelagem: é efetuada a representação das unidades, da argamassa, e da interface unidade-argamassa como um único elemento contínuo equivalente, os macroelementos, estes que são modelos simplificados que reproduzem as características do comportamento da estrutura como um todo. Abaixo tem-se a Figura 4, onde é ilustrada cada uma das três técnicas de modelagem estrutural.

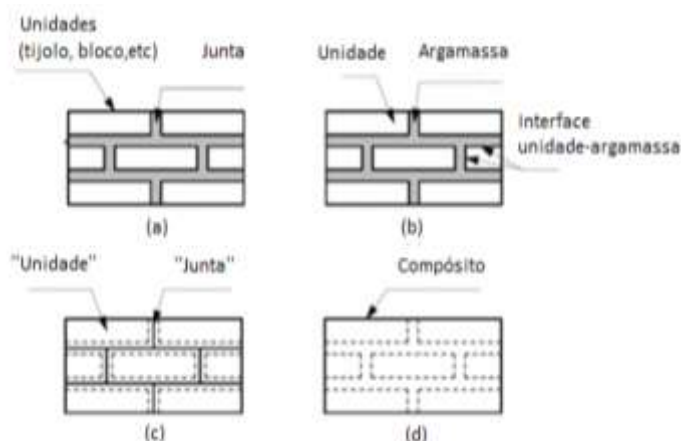


Figura 4: Estratégia de Modelagem: (a) Parede de alvenaria; (b) Micro-modelagem detalhada; (c) Micro-modelagem simplificada. (d) Macro-modelagem

Fonte: Lourenço[12]

Conforme ressalta Roque [13], outro fator de muita importância na modelagem de estruturas de alvenaria é o conhecimento acerca das propriedades mecânicas dos materiais (Módulo de Elasticidade, Coeficiente de Poisson, Densidade, etc.), pois a correta calibração do modelo é intimamente dependente destas propriedades. Para a realização de modelos numéricos que traduzam com exatidão o comportamento real das estruturas, é importante determinar com algum rigor as suas propriedades mecânicas. Parâmetros como o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν), que permitem estimar a rigidez dos elementos estruturais, bem como a sua deformabilidade e distribuição de esforços, e o peso específico (w), necessário ao cálculo da parcela da carga correspondente ao peso próprio, na medida em que este tem influência sobre a massa do sistema estrutural, afetam drasticamente a resposta dinâmica de um sistema estrutural.

Os parâmetros acima referidos são fortemente influenciados pelas propriedades de cada um dos componentes que constituem as alvenarias, como as propriedades físicas e mecânicas das pedras e tijolos. Porém graças ao contributo de vários pesquisadores que desenvolveram trabalhos na área, no sentido de estabelecer critérios objetivos de diferenciação e identificação entre as várias soluções construtivas de paredes de alvenaria e das suas respetivas características e propriedades mecânicas, é possível ascender a um conjunto de valores obtidos através de resultados experimentais, com o objetivo destes servirem como valores de referencia para a elaboração de modelos numéricos [14].

Na Itália tem havido um vasto trabalho de pesquisa e caracterização de alvenarias, devido à grande quantidade de edifícios em alvenaria existentes no país, o grau de risco a que estão sujeitos devido à ocorrência de sismos e à necessidade de preservação do património. Destas pesquisas resultaram uma variedade de dados que foram compilados e resumidos em forma de tabelas, que vêm dispostas no regulamento italiano "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (NTC) de 2008, como a da Figura 5, de onde foram extraídos os valores do Módulo de Elasticidade (E) e de Peso específico (W), utilizados na modelagem da Igreja de Nossa Senhora das Dores. A Figura 5 apresenta os valores das propriedades mecânicas a adotar para paredes construídas com recurso a argamassas pobres, ou simplesmente pela justaposição das pedras entre si. Algumas entidades italianas têm inclusive desenvolvido programas de cálculo e análise especializados para o caso de estruturas em alvenaria, como é o caso do 3DMacro e do 3muri, que utilizam estes valores tabelados, adaptados à realidade italiana, para a elaboração dos modelos de cálculo [14].

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \leq 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Figura 5: Valores de referência dos parâmetros mecânicos e peso específico médio para diversas tipologias de alvenaria
Fonte: NTC [15]

3. CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

3.1 Aspectos históricos e construtivos

A Igreja de Nossa Senhora das Dores, datada de 1810, foi construída onde antes existia um pequeno nicho localizado junto à antiga Rua do Rio, em Sobral, Ceará. A Igreja foi incorporada à urbanização da Margem Esquerda do Rio Acaraú com tratamento especial de piso no Largo das Dores, implantação de bancos e iluminação e um pequeno anfiteatro de frente para a margem esquerda do Rio Acaraú [16].

A Igreja foi construída em alvenaria de tijolos maciços, onde a planta caracteriza-se por uma nave central de maior proporção e uma nave lateral de menor proporção. No mesmo alinhamento da nave central localiza-se o altar, que se separa desta por um grande arco. Nos fundos do altar encontram-se uma pequena sacristia e um banheiro. O acesso ao coro se dá por uma escadaria na torre. O grau de ornamentação da Igreja é pequeno, tanto internamente quanto externamente. O edifício possui uma implantação diferenciada, pois é um dos únicos edifícios antigos da área cuja implantação, ainda que parcialmente, aceitou voltar-se para o Rio Acaraú, estando com sua face Norte virada para a Rua das Dores e sua face Sul voltada para a margem esquerda do Rio Acaraú [17]. A Figura 6 mostra a planta baixa da Igreja de Nossa Senhora das Dores, onde se pode ver claramente o altar no final da nave central de maior proporção.

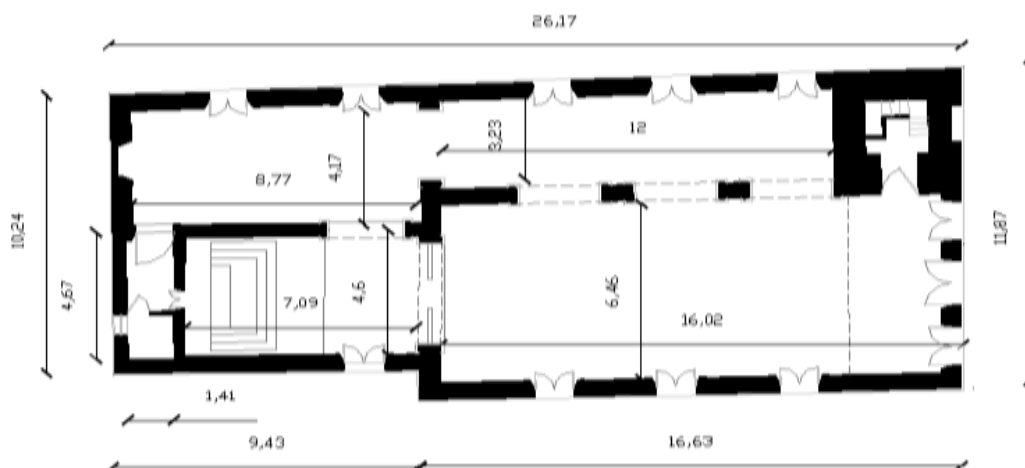


Figura 6: Planta Baixa da Igreja de Nossa Senhora das Dores
Fonte: IPHAN [17]

A Figura 7 mostra a representação em CAD de todas as quatro fachadas da Igreja de Nossa Senhora das Dores, onde se observam com maior clareza os detalhes das respectivas fachadas.

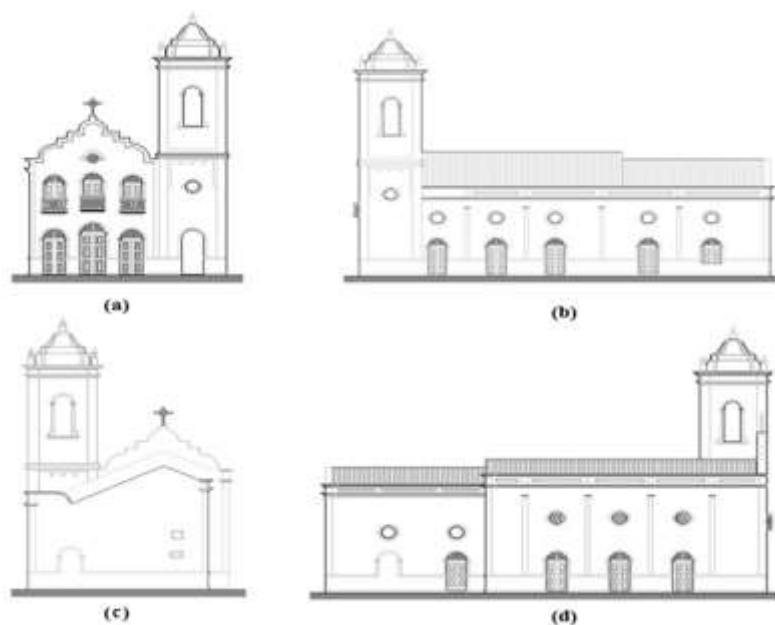


Figura 7: Vistas da Igreja das Dores: (a) fachada frontal (Oeste), (b) fachada lateral (Sul),
(c) fachada fundos (Leste) e (d) fachada lateral (Norte)
Fonte: IPHAN [17]

3.2 Estado de conservação

A inspeção visual, mesmo que forneça dados qualitativos, é ainda uma ferramenta bastante útil no processo de avaliação e diagnóstico de uma estrutura. Logo, a combinação das informações oriundas da inspeção visual com ensaios globais potencializa a eficiência de uma potencial intervenção estrutural. Neste trabalho, para a realização da avaliação *in situ* ao edificado foram seguidas as recomendações do Boletim Técnico do ALCONPAT: Caracterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas.

Durante a inspeção visual à Igreja de Nossa Senhora das Dores foram constatados poucos danos aparentes à estrutura, dos quais destacam-se: destacamento de revestimento, como indicados na Figura 8, algumas poucas fissuras nas proximidades dos arcos das portas, e na fachada frontal, destacamento do revestimento com exposição da alvenaria.



(a)



(b)

Figura 8: (a) Danos na Fachada Lateral (Sul) e (b) Danos na Fachada Frontal (Oeste) da Igreja de Nossa Senhora das Dores

De maneira geral a Igreja de Nossa Senhora das Dores apresenta um bom estado de conservação, essencialmente devido ao trabalho conjunto de órgãos municipais, estaduais e federais. Os danos encontrados podem ser resumidos, em termos gerais, como sendo oriundos do efeito da umidade, que tem provocado focos de eflorescência, principalmente nas bases da fachada da Igreja. Em termos estruturais, não foram encontradas evidências de danos que comprometessem a estabilidade da Igreja, uma vez que os danos catalogados pela equipe do Laboratório de Avaliação e Recuperação Estrutural-LAER/UVA concentram-se nos revestimentos das fachadas da Igreja.

4. METODOLOGIA

4.1 Inspeção em campo e modelagem numérica

A inspeção estrutural com o objetivo de coletar informações sobre as características construtivas, geométricas, bem como o estado de conservação da Igreja de Nossa Senhora das Dores foi realizada em outubro de 2015. Para além de informações sobre a geometria e métodos construtivos, foi realizado um registro fotográfico da estrutura e, em específico, de seus respectivos danos estruturais aparentes, como os mostrados na seção 3.2 deste trabalho. De modo a considerar as características geométricas da Igreja de Nossa Senhora das Dores observadas em campo e com auxílio aos registros fornecidos pelo IPHAN-Subseção de Sobral, a estrutura foi modelada primeiramente em 3D em programa CAD, e seguidamente foi exportada para o programa Ansys®, onde foram inseridas no modelo as propriedades físico-mecânicas necessárias à realização da análise dinâmica.

A malha utilizada para discretização do modelo numérico foi caracterizada por elementos tetraédricos de 10 nós, adotados devido ao melhor contorno das formas curvas presentes na estrutura. O módulo de elasticidade (E) e o peso específico (w) da alvenaria de tijolos maciços foram extraídas da NTC [15], sendo estas propriedades comumente adotadas por diversos autores como Nunes [9], Roque [14], Delgado [18] e Ferreira [19]. Já o coeficiente de Poisson (ν) foi o mesmo valor utilizado no estudo de Delgado [18]. Ressalta-se que estes valores foram obtidos mediante extensa pesquisa bibliográfica levando em consideração as características da estrutura e também o tipo de modelagem, neste caso a Macro-modelagem como explicado no Item 2.3 deste trabalho.

4.2 Análise modal da estrutura

A análise modal foi realizada por meio do programa Ansys®, onde foram inseridas as propriedades físico-mecânicas das alvenarias no modelo, mostrada na Tabela 1, e de onde foram extraídos os 6 primeiros modos de vibração juntamente com suas respectivas frequências naturais e períodos.

Tabela 1- Propriedades mecânicas do material do modelo

E [GPa]	W [kN/m ³]	ν
1,50	18	0,2

Foram extraídos também os deslocamentos totais da estrutura para cada modo de vibração e os deslocamentos direcionais, nas direções X, Y e Z, os quais são mostrados na seção 5 do presente trabalho.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dada a escassez de literatura disponível sobre as propriedades das alvenarias brasileiras, e ainda sobre alvenarias históricas, a modelagem numérica considerou características físico-mecânicas de alvenarias semelhantes as alvenarias encontradas no estado do Ceará. Essencialmente, as alvenarias italianas utilizadas na etapa de calibração do modelo apresentam espessuras dos tijolos inferiores à espessura média de tijolos maciços característicos do estado do Ceará, em torno de 5-6 cm de espessura. Contudo, como o presente estudo tem por objetivo uma análise global da estrutura a nível de segurança, e dada a variabilidade das propriedades físico-mecânicas das alvenarias de tijolos maciços, a adoção de índices oriundos da normativa italiana não descaracteriza a qualidade das análises realizadas, além de ser uma prática comum de recorrência quando os dados sobre o material estudado não estão disponíveis na literatura.

Após a devida calibração do modelo numérico da Igreja de Nossa Senhora das Dores, as seis primeiras frequências naturais e seus respectivos períodos foram extraídos e os resultados são mostrados na Tabela 2 e também um comparativo entre eles é realizado na Figura 9.

Tabela 2- Frequências e períodos dos seis primeiros modos vibração

Modo	f [Hz]	T [s]
1	2,23642	0,44714
2	2,61836	0,38192
3	2,87333	0,34803
4	3,11522	0,32100
5	3,53650	0,28277
6	4,61575	0,21665

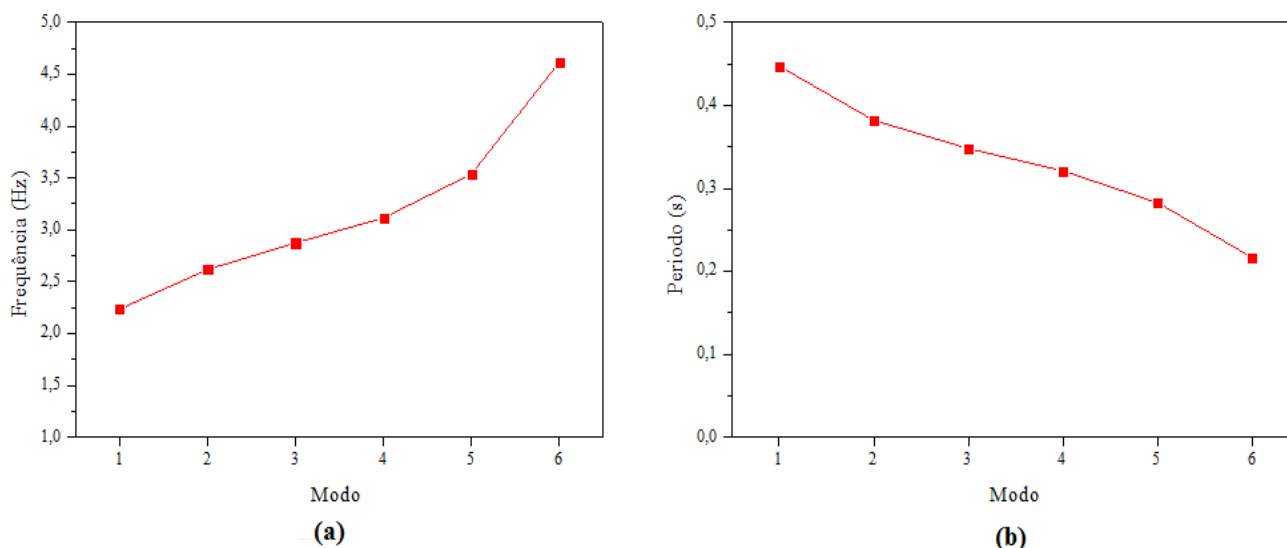


Figura 9: (a) Frequências naturais e (b) períodos para cada um dos seis primeiros modos de vibração

A partir da análise das frequências, verifica-se as mesmas aumentam e os períodos diminuem de acordo com o aumento do número de modos de vibração que são extraídos. A frequência mais importante de uma análise modal é a primeira, pois tem o maior período. Estruturas com frequências muito altas e em zonas sísmicas, quando da ocorrência de um sismo, se a frequência fundamental da estrutura coincidir com a frequência de excitação gerada pelo sismo, a mesma pode entrar em um fenômeno oscilatório chamado de ressonância e vir a colapsar. Na Tabela 3 são mostrados os valores dos deslocamentos direcionais máximos e os deslocamentos totais obtidos para cada modo de vibração da estrutura. O sinal negativo dos deslocamentos indica que a estrutura se deslocou no sentido negativo do respectivo eixo de referência, de acordo com o sistema de eixos adotados e indicados nas Figuras 10 e 11 a seguir.

Tabela 3- Deslocamentos máximos direcionais e deslocamento total para cada modo de vibração

Modo	Desl. máximo em X [mm]	Desl. máximo em Y [mm]	Desl. máximo em Z [mm]	Desl. Total [mm]
1	0,21507	-0,02415	0,00868	0,21518
2	0,09635	-0,05045	-0,02138	0,10876
3	0,13009	0,09488	0,01742	0,13080
4	0,19482	-0,05809	-0,01589	0,19483
5	0,26299	-0,01664	-0,013226	0,26316
6	0,14093	0,09289	0,01046	0,14111

Analisando-se a Tabela 3, observa-se que as maiores contribuições para os deslocamentos totais da estrutura provêm dos deslocamentos no eixo X, os quais apresentam valores de deslocamentos muito próximos aos deslocamentos totais para os modos analisados. Em relação aos deslocamentos no eixo Y, somente o 3º e 6º modo de vibração apresentam valores próximos aos valores de deslocamentos totais da estrutura, quando comparados com os demais modos. Já os deslocamentos no eixo Z, foram os menores deslocamentos direcionais encontrados, e o maior foi o deslocamento referente ao 2º modo de vibração, cujo valor foi de 0,02138mm, no sentido negativo do eixo Z (para baixo), em relação ao sistema de eixos adotados.

A Figura 10 mostra os 6 primeiros modos de vibração da Igreja de Nossa Senhora das Dores, com as frequências, os períodos e o sistema de eixos de referência indicados. Pelos resultados, evidencia-se que a alvenaria lateral esquerda da Igreja tem seus deslocamentos excitados para o 1º, 2º e 6º modos de vibração, enquanto que a torre lateral sofre deslocamentos para o 2º, 3º e 4º modos. Contudo, é a alvenaria dos arcos, seguramente devido sua esbelteza geométrica, que está submetida a deslocamentos para o maior número dos modos, essencialmente 2º, 3º, 4º, 5º e 6º. Em se tratando do comportamento de arcos de alvenaria, estes em geral, apresentam uma maior vulnerabilidade de deslocamentos que alvenarias das paredes.

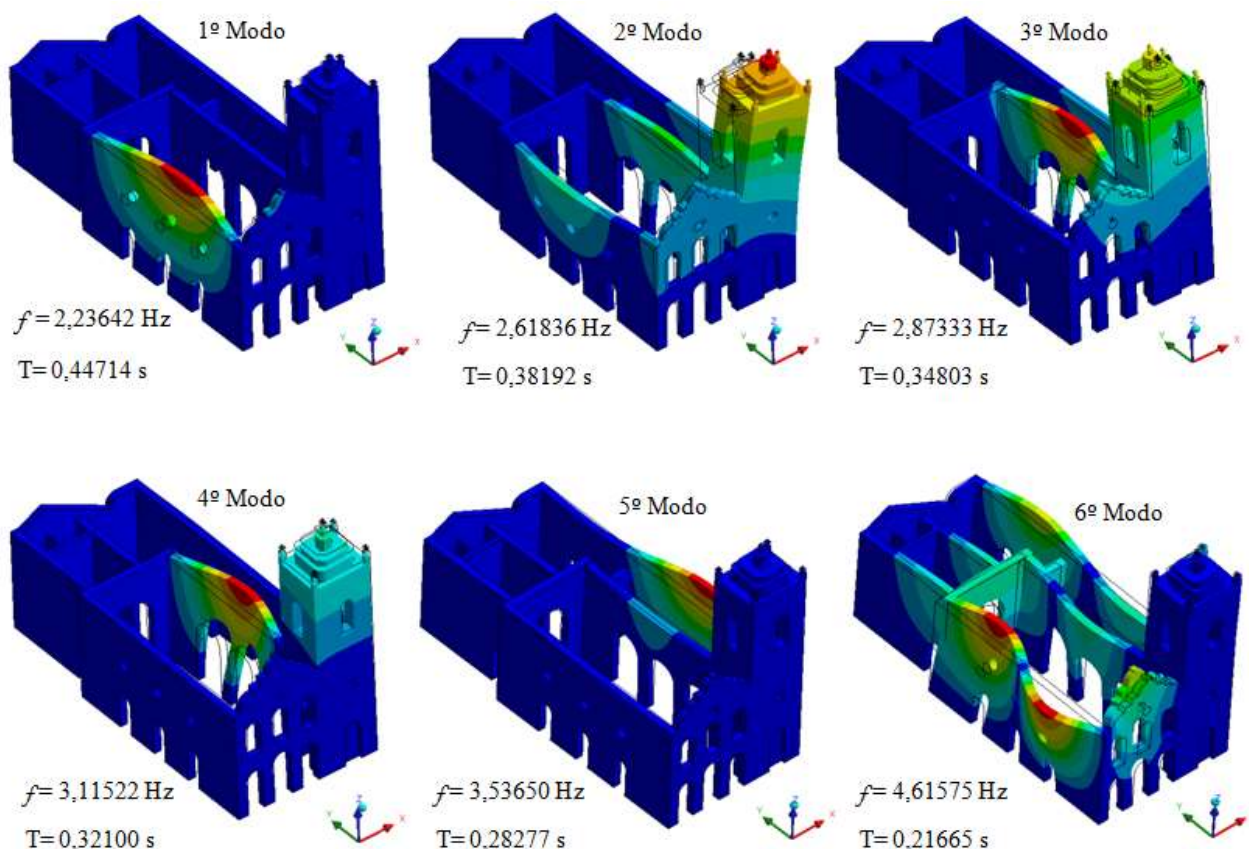


Figura 10: Seis primeiros modos de vibração da estrutura

Verifica-se que os 2º e 3º modos são quase semelhantes devido ao pequeno aumento da frequência entre eles, porém a área solicitada e valores dos deslocamentos totais são diferentes. Os modos 4 e 5 também são quase semelhantes, porém

também apresentam divergência quanto a localização e aos valores dos deslocamentos totais. A Figura 11 mostra os deslocamentos direcionais (X, Y e Z) para o 1º e 6º modos de vibração.

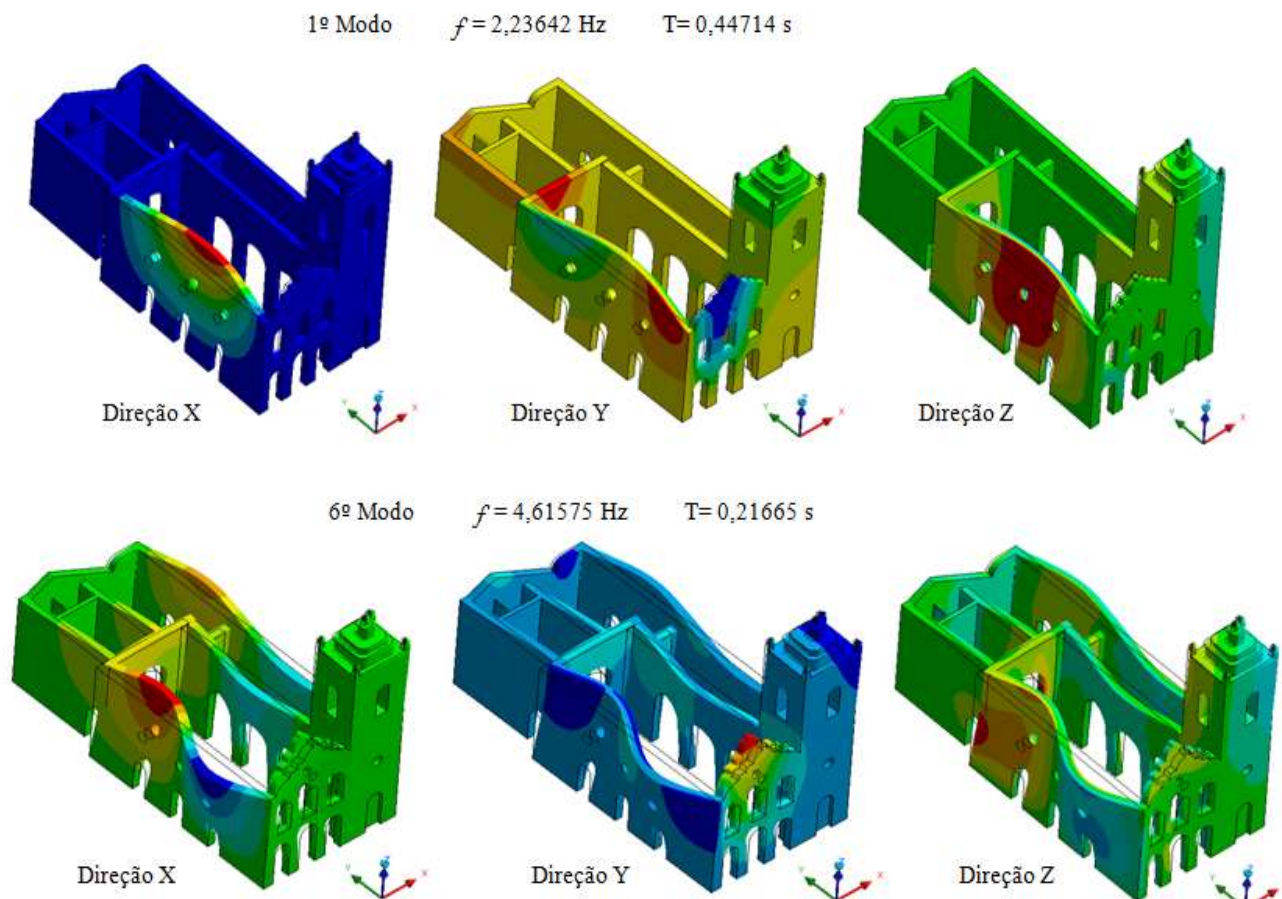


Figura 11: Primeiro e sexto modos de vibração da estrutura nas direções X, Y e Z com frequências e períodos indicados

Em relação aos deslocamentos direcionais do 1º e 6º modos indicados na Figura 11, e seus respectivos valores na Tabela 3, verifica-se que em módulo, o 1º modo de vibração apresenta deslocamento máximo em X maior que o deslocamento máximo em X do 6º modo, deslocamento máximo em Y menor que o deslocamento máximo em Y do 6º modo e deslocamento máximo em Z menor que deslocamento máximo em Z do 6º modo.

6. CONCLUSÕES

Sendo a Igreja de Nossa Senhora das Dores correspondente a uma estrutura do patrimônio histórico sobralense, buscou-se neste trabalho, definir um modelo numérico que representasse da melhor forma possível a estrutura em análise, a fim de garantir segurança nos resultados da análise modal. Através da realização da inspeção *in situ* pode-se verificar o estado atual de conservação da Igreja, evidenciando-se a ocorrência de poucos danos, essencialmente destacamentos no revestimento externo e fissuras. Contudo, os danos observados não apresentam risco ao comprometimento da segurança da estrutura, e de modo geral, a Igreja de Nossa Senhora das Dores pode ter seu estado de conservação considerado como bom.

Na análise modal verificou-se que a solicitação a deslocamentos do maior número de paredes ocorre no 6º modo de vibração, porém como o valor do deslocamento total deste modo é menor que o valor do deslocamento total do 1º modo de vibração, mesmo que o 1º modo apresente um menor número de alvenarias solicitadas, os deslocamentos neste modo devem ser amplamente considerados e tidos em conta numa potencial intervenção que objetive a redução do risco estrutural. Observou-se também que o maior valor de deslocamento ocorre no 5º modo de vibração, já o menor ocorre no 2º modo. Ressalta-se ainda que, mesmo não apresentando os maiores deslocamentos, a região dos arcos, no interior da Igreja, apresenta deslocamentos para o maior número de modos, nomeadamente 2º, 3º, 4º, 5º e 6º modos de vibração, sendo desse modo considerada uma potencial zona de surgimento de fissuras.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Estudos desta natureza, aplicados à edificações históricas contribuem para a implementação do conhecimento a cerca do comportamento global e vulnerabilidade das estruturas, constituindo ferramentas de apoio à tomada de decisões sobre intervenções com foco na preservação e manutenção da segurança do patrimônio histórico.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN, pelo suporte necessário à realização deste trabalho. Esequiel Mesquita agradece a Fundação CAPES e ao Ministério da Educação do Brasil pela Bolsa de Doutorado Pleno no Exterior, Processo nº 10023/13-5.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Marques, R. F. P. *Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil/Estruturas, Universidade do Minho, Guimarães, 2012. 248 p.
- [2] Calcaterra, A. *Una metodologia per la caratterizzazione dei parametri meccanici di murature esistenti: micromodellazione e modelli di danno. Caso studio: Civita di Bagnoregio*. Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Padova, Padova. 2013.171 p.
- [3] Roque, J. C. A. *Metodologia Integrada para Avaliação e Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das Construções Históricas em Alvenaria: A Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil/Estruturas, Universidade do Minho, Guimarães, 2009. 231 p.
- [4] Torii, A. J. *Análise dinâmica de estruturas com o método dos elementos finitos generalizado*. Tese de Doutorado em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012. 223 p.
- [5] Nóbrega, P. G. B. da; Hanai, J. B. de. “A Análise Modal na Avaliação de Estruturas de Concreto Pré-moldado”. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São carlos, 2005, pp. 1-10.
- [6] Espada, M. I. R. *Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas. Aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2010. 182 p.
- [7] Mendes, P. T. de F. *Análise dinâmica de uma estrutura. Estudo numérico e experimental*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil/Estruturas, 2012, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2012. 102 p.
- [8] Justo, R. A. E. G. *Comparação do Desempenho e de Funcionamento de Programas Comerciais (ANSYS e SAP2000) Focado à Análise Sísmica*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil/Estruturas e Geotecnia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2010. 85 p.
- [9] Nunes, R. F. G. *Modelação e análise de estruturas de edifícios existentes em alvenaria*. Dissertação de Mestrado em Reabilitação Urbana, Instituto Politécnico de Tomar, Tomar, 2013. 143 p.
- [10] Costa, C.M. R. *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2009. 618 p.
- [11] Lourenço, P. B. “Computations on historic masonry structures”, *Progress in structural engineering and materials*, 2002,4, pp. 301–319.
- [12] Lourenço, P. B. *Computational strategies for masonry structures*. Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology, Delft, 1996. 2010 p.
- [13] Roque, J. C. A. *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2002. 338 p.
- [14] Minhalma, A. P. S. S. do N. *Análise Modal de um Edifício de Paredes de Alvenaria Resistente*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil /Estruturas e Geotecnia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2015. 89 p.
- [15] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) D.M. del 14/01/2008. Roma.
- [16] Pinto, J. J. de S. *Os novos palácios da velha princesa: Intervenções arquitetônicas contemporâneas no sítio histórico de Sobral*. Dissertação de Mestrado em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2009. 129 p.
- [17] Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). Inventário Nacional de Bens Arquitetônicos – IBA Sobral, 2005.
- [18] Delgado, J. L. *Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, 2013. 122 p.
- [19] Ferreira, A. M. O. L. *Modelação de paredes em alvenaria estrutural de tijolo*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil/Estruturas, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014. 82 p.
- [20] Mesquita, E. *et al. Boletim Técnico: Caracterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas*. ALCONPAT-BRASIL: Janeiro, 2016.



**CARACTERIZAÇÃO DOS DANOS EM CONSTRUÇÕES HISTÓRICAS DE ALVENARIA
VERNACULAR: CASOS DE ESTUDO**

A. CAVALCANTE

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil
UVA
caio_andradecavalcante@
hotmail.com

L. MOTA

Aluna de Graduação
LAER, Engenharia Civil
UVA
larissagmota@gmail.com

E. ARAUJO

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil
UVA
emanoel.cunha@hotmail.
com

A. DIÓGENES

Professora, M.Sc.
LAER, Engenharia Civil
UVA
aldecira@yahoo.com.br

E. MESQUITA

PhD Student
CONSTRUCT - LESE
FEUP
e.mesquita@fe.up.pt

H. VARUM

Professor Catedrático
CONSTRUCT- LESE
FEUP
hvarum@fe.up.pt

RESUMO

As construções históricas são bens materiais que necessitam ser conservadas para a preservação da identidade cultural de uma comunidade. Os desgastes causados pela ação de intempéries, isto é, fatores ambientais externos, associados com a má conservação, e ainda à própria degradação dos materiais construtivos, são razões pelas quais a manutenção estrutural torna-se uma ferramenta indispensável para a conservação de obras patrimoniais. Assim, como forma de contribuir para a tomada de decisões no que concerne a manutenção do patrimônio histórico, este trabalho faz a análise dos danos mais comuns nas fachadas de duas importantes construções históricas de alvenaria vernacular do Centro Histórico Sobralense, ambas inseridas na área tombada pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), quais sejam: Teatro São João, construído em 1889, sendo o primeiro do Estado do Ceará e o quarto no âmbito nacional em arte sacra e Art Déco; e a Igreja do Menino Deus construída em 1810, em que se percebe a forte influência da escola tardo-barroca, ou, segundo alguns autores, rococó, sobre cujas bases produziam-se a arquitetura religiosa no Brasil, mais especificamente das cidades do Maranhão e Pernambuco. As caracterizações geométricas dos danos bem como o diagnóstico de suas causas permitiram esclarecer se os danos encontrados nas construções ocorreram devido à incompatibilidade dos materiais, à falta de manutenção, a ações naturais de degradação ou ainda por fatores ambientais externos, o que justifica este estudo, e assim promover informações úteis que podem ser utilizadas para o delineamento de uma intervenção nos dois casos de estudo abordados.

Palavras-chave: Caracterização dos danos, alvenaria vernacular, construções históricas, Igreja do Menino Deus, Teatro São João.

SUMMARY

The historic buildings are material goods that need to be maintained to preserve the cultural identity of a community. The damage caused by the action of weather, that is, external environmental factors associated with poor maintenance, and even the very degradation of building materials, are reasons why the structural maintenance becomes an indispensable tool for the conservation of heritage works. Thus, in order to contribute to the decision-making regarding the maintenance of historical heritage, this work is the analysis of the most common damage to the facades of two important historical buildings of vernacular masonry of Sobralense Historical Center, both inserted in the area listed by Institute of Historical and Artistic Heritage (IPHAN), namely: Saint John Theatre, built in 1889, the first of Ceará and fourth nationally in religious art and art Deco; and the Church of Baby Jesus built in 1810, in which one perceives the strong influence of the late-Baroque school, or, according to some authors, Rococo, on whose bases produced to religious architecture in Brazil, more specifically in the cities of Maranhão and Pernambuco. The geometric characterizations of the damage as well as the diagnosis of the causes allowed clarify whether the damage found in buildings occurred due to incompatibility of materials, lack of maintenance, the natural actions of degradation or by external environmental factors, which justifies this study, and thus promote useful information that can be used for designing an intervention in the two cases discussed study.

Keywords: characterization of the damage, vernacular masonry, historic buildings, Church of Baby Jesus, Saint John Theatre.

1. INTRODUÇÃO

As construções históricas são bens materiais que devido ao seu valor cultural fazem parte do registro histórico que resguarda uma época do desenvolvimento de uma determinada sociedade, e que necessita de intervenções rotineiras de manutenção com vista à preservação da integridade estrutural destas construções. Todavia, é no momento da elaboração do projeto/etapas de manutenção ou reparo das construções históricas que se torna necessária a definição de materiais e técnicas construtivas adequadas, compatíveis aos materiais e técnicas presentes nas edificações históricas como modo de preservação das características do edificado, e é ainda neste momento que o mapeamento de danos torna-se essencial ao processo de avaliação e diagnóstico estrutural.

Tendo em consideração a necessidade de organizar e normalizar os dados acerca de construções históricas e sua respectiva manutenção, foi que recentemente um guia foi apresentado por Tavares, Costa e Varum (2014) [1], em que os autores apresentam um *check-list* que pode ser aplicado no momento da inspeção na construção, além de informações sobre a prevenção e intervenção em uma série de manifestações patológicas. Há um destaque dos autores acerca dos principais fatores que contribuíram para a ausência de práticas de manutenção (caso haja), destacando a aceleração na execução por questões econômicas e a perda de conhecimentos das técnicas construtivas antigas, e da aplicação de produtos contemporâneos durante as intervenções.

Neste contexto, a cidade de Sobral, situada na Região Norte do Estado do Ceará, a 240 quilômetros de Fortaleza, capital do Estado, apesar de ser uma pequena cidade, possui um vasto acervo cultural e uma grande história possuindo o maior centro histórico do Estado, constituído de arquitetura original com 1.200 imóveis tombados em 2000 pelo Instituto do Patrimônio Histórico Nacional (IPHAN) só na área de proteção rigorosa, que se estende da margem do rio Acaraú à Rua Coronel Monte Alverne [2] (Figura 1).



Figura 1: Mapa de Sobral com indicação dos imóveis na área tombada pelo IPHAN em 2000 com demarcação das duas construções em estudo (Igreja do Menino Deus e Teatro São João).

Em Sobral, verifica-se atualmente, que os ambientes tradicionais se encontram em processo de desvalorização e perda do seu caráter cultural e social, onde os proprietários, principais responsáveis para a manutenção e reabilitação destas construções históricas, que nos remetem ao passado e tanto influem na cultura local, não visam mais seu caráter tradicional e as vêem como obras que se afastam do caráter da nova modernidade. A tendência para a homogeneização cultural, derivada da globalização, tem justificado o desprezo de muitas destas obras históricas, onde muitas vezes em seus reparos e manutenções não há um levantamento construtivo, geométrico ou um referente às anomalias encontradas. Assim, devido ao descaso na organização da manutenção das construções históricas, se vêem danos frequentes e recorrentes que podem ocorrer devido à incompatibilidade dos materiais, a ações naturais de degradação, por fatores ambientais ou ainda pela falta de manutenção.

Se a ocorrência de danos é frequente nos edifícios atuais, é bem mais em construções antigas quando não mantidas adequadamente. Assim, este trabalho leva em consideração a análise de danos de duas importantes construções históricas sobralenses, nomeadamente o Teatro São João, construído em 1889, e a Igreja do Menino Deus. O presente trabalho tem por objetivo contribuir para a adoção de medidas de preservação e reparo do patrimônio, e ainda implementação do conhecimento sobre o estado de conservação e práticas de registro das intervenções construtivas, essencialmente através da identificação e discussão dos danos encontrados nas fachadas dessas construções.

2. . ASPECTOS HISTÓRICOS DAS EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS EM ESTUDO

O Teatro São João, localizado na Travessa da Praça São João possui sua fachada principal direcionada para esta mesma Praça. Sua estrutura é constituída, basicamente, de tijolo maciço e na fachada principal constata-se a presença de platibandas e marquises em todo o seu perímetro, que segundo Herbert Rocha fazendo referência à estética da fachada: “A fachada do São João, em uma única volumetria, é sua principal característica, cujo frontão em arco rompia com o paradigma do frontão triangular sem, entretanto, fugir ao desenho de padrão neoclássico. Esta originalidade torna o São João um exemplar raro no Brasil”. A figura 2 mostra as fachadas do Teatro São João, em que na Figura 2 (a) observa-se a fachada frontal e principal meio de acesso ao interior do edificado, na Figura 2 (b) a fachada na orientação Noroeste, na Figura 2 (c) a fachada na orientação Sudeste e na Figura 2 (d) a fachada na orientação Nordeste.

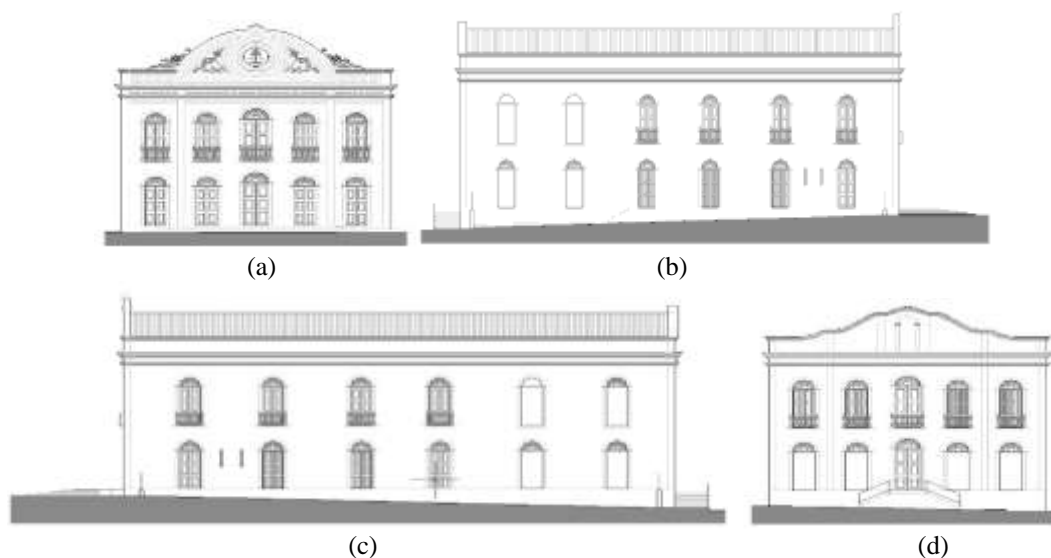


Figura 2: Fachada frontal em (a); na orientação Noroeste em (b); na orientação Sudeste em (c); na orientação Nordeste em (d).

Fonte: IPHAN [2]

A Igreja do Menino Deus tem como endereço a Rua Jornalista Deolino Barreto sendo propriedade da Diocese de Sobral, e apresentando as mesmas características estruturais do Teatro São João. O imóvel encontra-se situado em área urbana. Localiza-se num pólo cultural da cidade próximo à Casa da Cultura, ao Museu Dom José, ao Teatro São João e junto à Praça São João. A vizinhança, no entanto, é heterogênea possuindo, além destes monumentos, muitas residências e também pontos comerciais. A igreja se impõe como um marco do local destacando-se na paisagem por suas altas torres em contraponto ao Teatro que se destaca por sua implantação isolada na praça. A Figura 3 apresenta as fachadas da Igreja do Menino Deus, em que na Figura 3 (a) observa-se a fachada frontal na orientação Sudoeste e principal meio de acesso ao interior da Igreja, na Figura 3 (b) a fachada na orientação Sudeste, na Figura 3 (c) a fachada na orientação Noroeste.

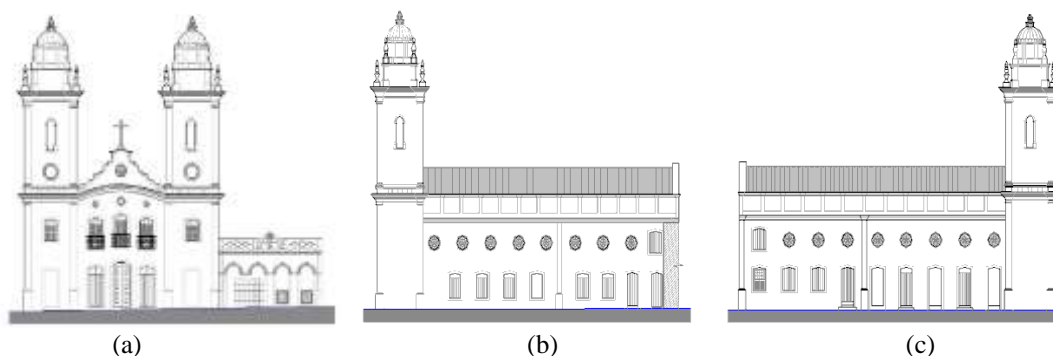


Figura 3: Fachada frontal e na orientação Sudoeste em (a); na orientação Sudeste em (b); na orientação Noroeste em (c).

Fonte: IPHAN [2].



3. MÉTODOS DE INSPEÇÃO

A metodologia de inspeção empregada seguiu as recomendações de Mesquita et al. [3]: pesquisa bibliográfica; estudo de manutenção de construções históricas tombadas e em áreas tombadas; estudo de casos: análise, inspeção preliminar, pesquisa em campo datada em Setembro de 2015, detecção da necessidade de intervenção; análise das condições de manutenção de bens públicos (análise histórica dos edifícios, levantamento fotográfico dos danos encontrados, seleção da estratégia a adotar, levantamento e diagnóstico).

Durante a inspeção no campo foram realizadas visitas as duas obras em estudo, em que as fachadas dessas estruturas foram criteriosamente analisadas, e os danos foram registrados em fotos, onde depois houve um processo de análise descritiva e houve ainda a detecção dos danos mais frequentes, discussão sobre suas possíveis causas e alguns métodos para reabilitação e preservação dos exemplares.

4. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DOS DANOS DAS FACHADAS

As fachadas do Teatro São João e da Igreja Menino Deus, assim como qualquer outra construção, estão submetidas às agressões externas, como variações de temperatura, ação dos ventos, umidade e sais presentes no ar. Contudo, não foram evidenciadas atuação de sobrecargas que comprometessem a integridade da fachada das duas estruturas, ou que possa provocar a separação física da fachada do corpo das edificações. Desse modo, este trabalho foca-se na análise de pequenas alterações nas fachadas que, se não podem por si só provocar maiores danos, pode prejudicar o desempenho visual das obras e funções básicas, como a valorização estética do edificado, o tempo de vida útil da fachada e provocar o surgimento de mais zonas afetadas pelos danos constatados neste trabalho.

Segundo Isaias [4], a grande maioria dos danos encontrados em estruturas de concreto armado apresentam evidências características que permitem ao especialista determinar a sua origem, as causas que conduziram ao seu aparecimento e as consequências que poderão ocorrer caso as causas não sejam devidamente corrigidas. No que diz respeito a construções históricas de alvenaria, o mesmo princípio de análise pode ser adotado. Essencialmente, as causas das manifestações patológicas envolvem, normalmente, fatores diversos, complexos e de difícil diagnóstico. Portanto, uma estratégia adequada de inspeção e de manutenção rotineiras poderá proporcionar à estrutura um melhor desempenho global em toda a sua vida útil.

4.1 Fissuras ocasionadas devido à sobrecarga nas aberturas de janelas e portas

As fissuras observadas, tanto na fachada do Teatro São João quanto na fachada da Igreja do Menino Deus, encontram-se concentradas nas laterais das janelas e portas, em sua maioria formando ângulos com cerca de 45° (quarenta e cinco graus), como destacados na Figura 4, ocasionadas pela ausência e/ou deficiência de vergas e contra-vergas. De modo mais específico, o surgimento destas fissuras, dão este relacionado com o baixo desempenho das vergas e contra-vergas, especialmente nos arqueamentos, pois elementos com função de redistribuição de cargas, como é o caso das vergas e contra-vergas, devem ter dimensões suficientes para suportar as tensões concentradas decorrentes da descontinuidade da alvenaria.

De acordo com Helene [5], as fissuras nas laterais de aberturas em alvenarias, podem ocorrer também quando o projetista subdimensiona a estrutura, ou seja, quando não é feita uma avaliação correta da sobrecarga que atuará. Ou ainda, a fissura pode ser consequência da deficiência dos materiais empregados na execução e também por mudança no tipo de utilização da estrutura, causando cargas maiores que as previstas em projeto.

As fissuras encontradas na fachada do Teatro São João estão localizadas ao nível do térreo, na região dos arcos das portarias frontais, enquanto que na Igreja do Menino Deus, as fissuras surgem na janela frontal da torre sineira lateral esquerda, e no topo da janela secundária da fachada, ao nível do segundo pavimento. Numa primeira análise, pode-se dizer que há uma ineficiência de performance dos elementos estruturais que deveriam promover a redistribuição de cargas nas regiões das aberturas nas fachadas, o que é ainda mais potencializado, na fachada do Teatro São João, em que as aberturas das portarias induzem a esbelteza dos panos de alvenaria. Na janela frontal da torre sineira da Igreja do Menino Deus, a ocorrência de fissuras esta relacionada com o sobrepeso provocado pelo sino de bronze, também motivado pela ineficiência de elementos de redistribuição de cargas.

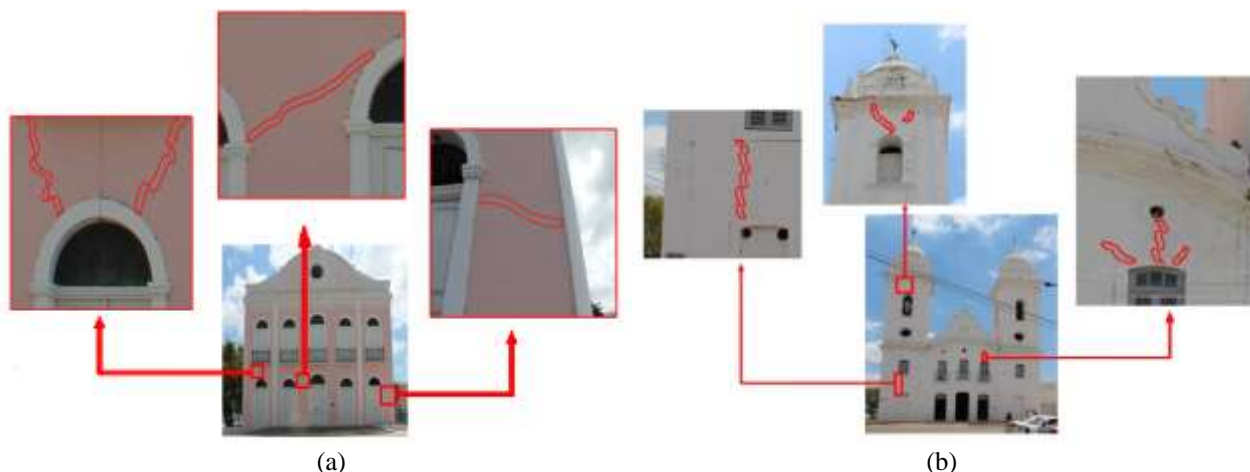


Figura 4: Mapeamento do contorno das fissuras na fachada do: (a) Teatro São João; e (b) Igreja Menino Deus.

4.2 Degradação das paredes das fachadas pela presença de bolor

De modo geral, em ambas as fachadas inspecionadas foram evidenciadas a presença de bolor, que segundo Alucci *et al.* [6], o bolor é uma alteração observável macroscopicamente na superfície de diferentes materiais, sendo uma consequência do desenvolvimento de microrganismos pertencentes ao grupo dos fungos, que se proliferam com a presença de umidade e temperatura amena. Nas edificações, o bolor promove a decomposição, por ação biológica, de diferentes tipos de componentes, notadamente revestimentos, ou de material orgânico sobre estes depositados. Constataram-se também danos acarretados devido à ausência de pingadeira causando o desprendimento do emboço nas extremidades das marquises, conforme mostrado na Figura 5.

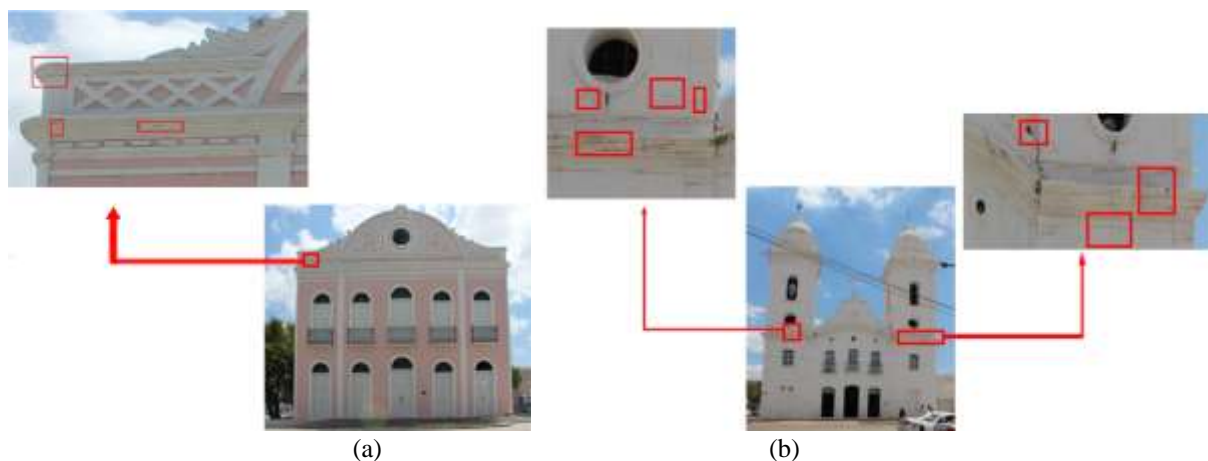


Figura 5: Mapeamento das degradações das paredes em relação à umidade das fachadas principais do: (a) Teatro São João; e (b) Igreja Menino Deus.

É importante salientar que o bolor ocasiona a degradação dos materiais constituintes devido às movimentações higroscópicas, e deve ser bastante frisado já que os problemas de umidade quando surgem nas edificações, sempre trazem um grande desconforto e degradam a construção rapidamente, sendo as soluções caras. Pode-se citar como um fator que gera aumento do número e intensidade dos danos ocasionados por umidade em construções históricas os novos materiais das características construtivas adotadas pela arquitetura moderna, assim como os novos materiais e sistemas construtivos empregados nas últimas décadas [7].

4.3 Fissuras decorrentes da hidratação retardada da cal

Durante a etapa de inspeção aos edificadados, constatou-se a presença de fissuras superficiais e com aberturas micrométricas nas paredes das fachadas, essencialmente decorrentes da absorção excessiva de água da argamassa de assentamento, e potencialmente a hidratação retardada dos cales, que por sua vez ocasionou uma retração em zonas do revestimento, e o surgimento de fissuras conforme observado na Figura 6. A cal mal hidratada pode apresentar elevados

teores de óxido livre de cal e magnésio, que na presença de umidade irão se hidratar e conseqüentemente aumentar de volume, podendo chegar ao dobro do tamanho anterior, ocasionando fissuras [8].

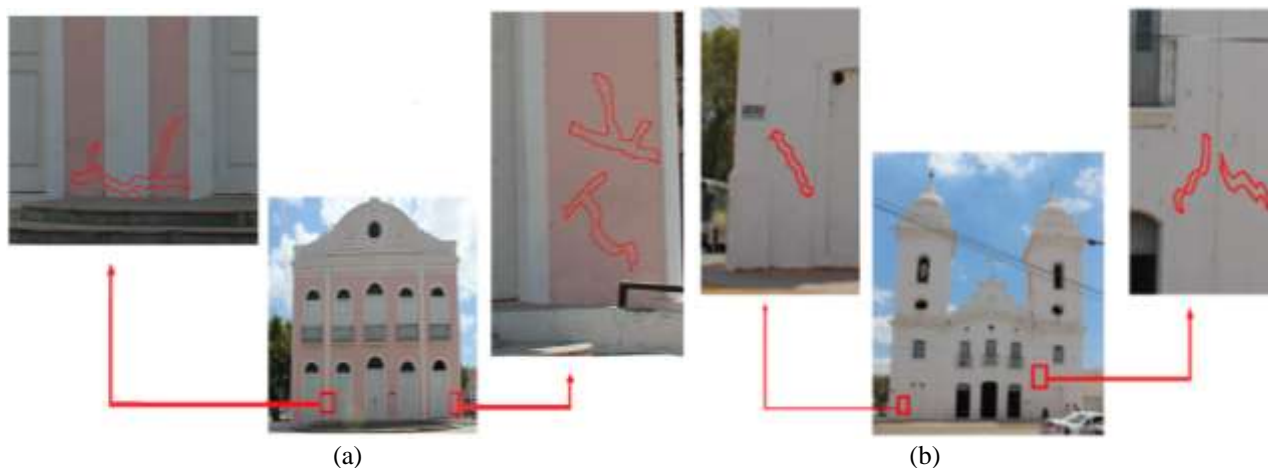


Figura 6: Mapeamento do contorno das fissuras das paredes, devido materiais distintos das fachadas principais do: (a) Teatro São João; e (b) Igreja Menino Deus.

4.4 Eflorescência

A eflorescência em revestimentos de alvenaria é caracterizada pela cristalização de sais, transportados pela água na forma solubilizada através do fenômeno conhecido com capilaridade, nos poros da superfície do revestimento. O processo de expansão destes sais ocasiona o surgimento de tensões que, em sua maioria, provocam pontos ou faixas de desagregação do revestimento.

Quer no Teatro São João, quer na Igreja do Menino Deus, foram evidenciados pontos de ocorrência de eflorescência, conforme se pode observar na Figura 7. Contudo, é importante ressaltar que a ocorrência destes danos se dá numa área mínima e a uma cota máxima de 0.80 m (na Igreja do Menino Deus).

Apesar de que a natureza dos danos encontrados relacionados com ocorrência da eflorescência não apresentaram grandes riscos pra segurança dos edificados, é recomendável o tratamento destas áreas pela retirada da argamassa contaminada, impermeabilização da parede, e posterior aplicação de uma argamassa impermeabilizante, compatível com as características construtivas de ambas as construções históricas.

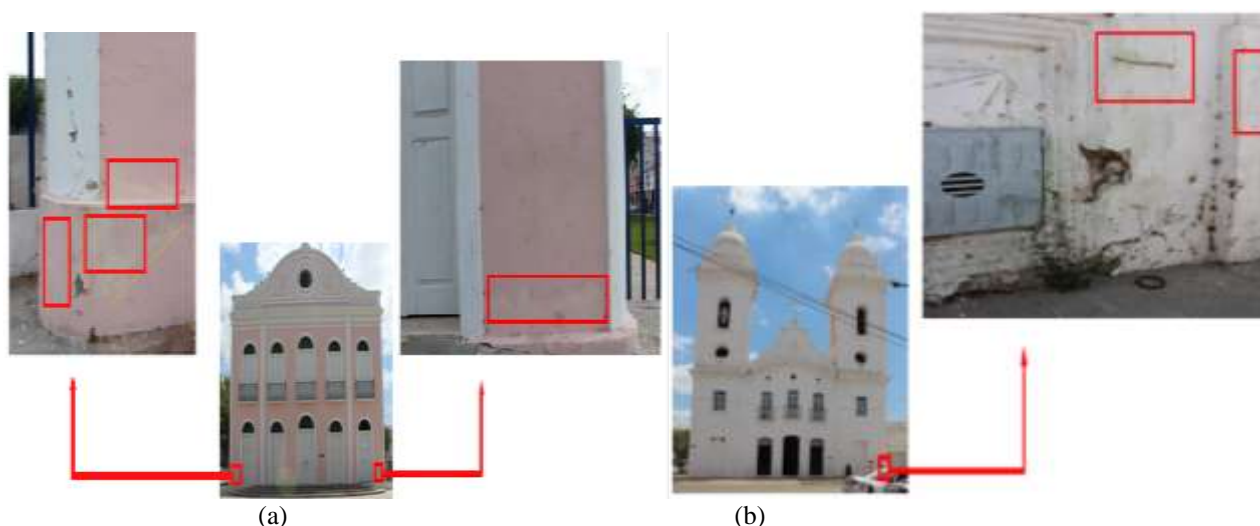


Figura 7: Mapeamento da eflorescência das fachadas do: (a) Teatro São João; e (b) Igreja Menino Deus.

4.5 Destacamentos em parte das paredes

O destacamento de camadas da pintura é mais frequente de ocorrer numa fase pós-manutenção, propriamente na camada de reboco, onde a cal age com efeitos diferentes, quer se trate do óxido de cálcio ou do óxido de magnésio presentes em sua composição. Existindo óxido de cálcio livre, na forma de grãos grossos, os produtos da expansão da cal não podem ser absorvidos pelos vazios de argamassa e o efeito é o de formação de vesículas, observáveis nos primeiros meses de aplicação do reboco. Ao ser a hidratação do óxido de magnésio muito mais lenta, ela se dá simultaneamente à carbonatação. O revestimento endurecido empola gradativamente deslocando-se do emboço causando as manifestações patológicas de destacamento, as quais ocorrem devido a um conjunto de fatores: chuva, vento e variação de temperatura, que caracterizam a perda de aderência como observado no Teatro São João e na Igreja do Menino Deus, vide Figura 8.



Figura 8: Destacamento das fachadas do: (a) Teatro São João; e (b) Igreja Menino Deus.

5. MAPEAMENTO DOS DANOS NAS FACHADAS

O mapeamento dos danos de uma construção histórica como um todo ou em suas partes, como o relatado no trabalho que frisou a fachada principal do edificado, significa identificar as manifestações e sintomas das falhas, determinar as origens e mecanismos de formação e estabelecer procedimentos e recomendações para a prevenção. A partir do mapeamento é possível planejar as atividades de recuperação, manutenção, dentre outras. Estes dados apóiam os serviços de manutenção, que busca maximizar o desempenho quanto à segurança dos edifícios e minimizar os custos dos serviços e as intervenções a serem efetuadas nas construções históricas.

5.1 Teatro São João

Foi identificado no Teatro São João uma grande incidência de fissuras, se comparado com os demais danos encontrados, ver na Figura 9. No entanto nenhuma fissura que viesse a apresentar risco à estabilidade da fachada do edificado, onde a provável origem dessas fissuras poderá estar relacionada com a ação isolada ou em conjunto, da falha nas escolhas dos materiais e da falha no próprio processo de execução. Como visto na Figura 9, o edificado apresenta a maior concentração de fissuras no nível médio do pavimento, onde se estendem desde a sacada das portas do segundo pavimento até o limite dos arqueamentos do primeiro nível, vê-se também, que os danos por oxidação e destacamento apresentam escalas bem inferiores quando comparados com as fissuras no edificado. Como já evidenciado, o Teatro, apresenta fissuras no revestimento, oxidação nas grades e destacamento em parte das paredes, no entanto em um contexto geral, a construção apresenta um bom estado de conservação.

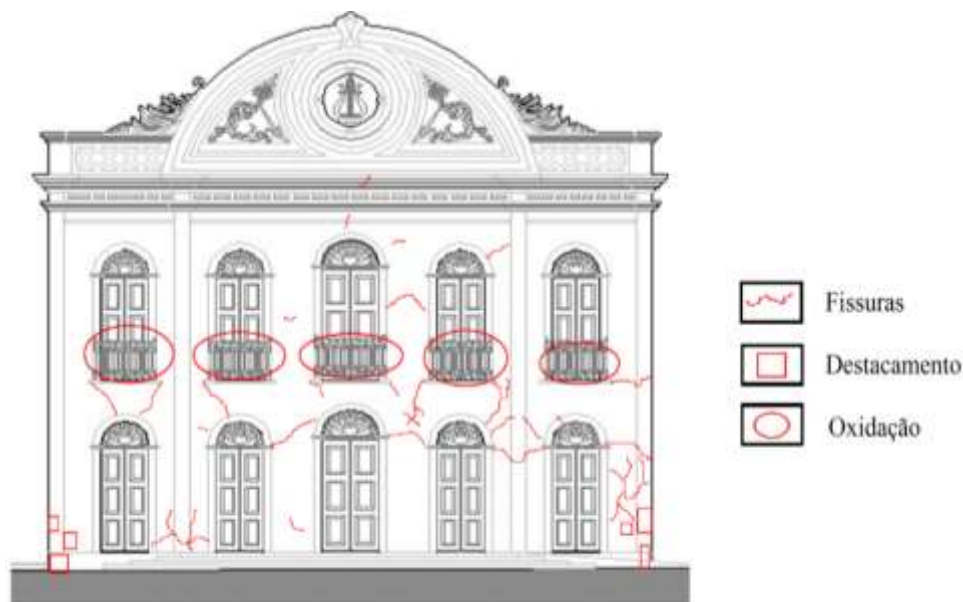


Figura 9: Mapeamento dos danos da fachada principal do Teatro São João.

5.2 Igreja do Menino Deus

Foi identificado na Igreja do Menino Deus uma grande incidência de fissuras e destacamento da pintura e do reboco, e em menor escala uma oxidação nas grades e o crescimento de vegetação de pequeno porte, como observado no mapeamento na Figura 10. As fissuras observadas na Igreja, em sua maioria, são superficiais e ocasionadas pela ineficiência de elementos de redistribuição de cargas, já o destacamento, observado em grande parte da fachada, está relacionado, prioritariamente, à pintura e encontra-se em maior escala no primeiro pavimento. No entanto, ao mesmo modo do Teatro São João, nenhum dano que viesse a apresentar perigo à estabilidade do edificado, apresentando assim, em seu contexto geral, um bom estado de conservação.



Figura 10: Mapeamento dos danos da fachada principal da Igreja do Menino Deus.

6. CONCLUSÕES

Sendo a Igreja do Menino Deus e o Teatro São João dois importantes exemplares do patrimônio histórico sobralense, buscou-se nesse trabalho caracterizar os danos em suas fachadas e demonstrar alguns meios de manutenção e de



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



tratamento dos danos encontrados, essencialmente fissuras, mas nenhuma que promovesse maiores danos à estrutura. A fissuração na fachada das estruturas afeta a aparência e estética das construções, contudo, quando superficiais, não caracterizam a iminência de risco para as construções. Todavia, no que se refere ao patrimônio histórico, à ocorrência de danos, de qualquer natureza, requer um cuidado especial, não só para a detecção nas primeiras idades, como também na adoção de medidas de reparo adequadas e compatíveis com os métodos construtivos do edificado.

O levantamento de danos realizado através da inspeção *in situ* nas edificações do Teatro São João e Igreja do Menino Deus permitiram a elaboração do mapeamento de danos nas fachadas, fornecendo informações compatíveis e que podem ser utilizadas num potencial processo de recuperação das fachadas. De modo específico, os resultados deste trabalho evidenciaram a presença de danos superficiais, em grande parte relacionados com a atuação da humidade, neste estagio sem grande influencia para o comprometimento da segurança estrutural das edificações.

Espera-se que os resultados deste trabalho auxiliem na manutenção e preservação dos edificados em estudo, já que a falta de manutenção pode vir a tornar-se fator responsável pelo aparecimento de problemas estruturais de maior gravidade, implicando, potencialmente, em grandes gastos e, dependendo da situação, podendo levar até mesmo ao comprometimento da segurança destas estruturas.

7. AGRADECIMENTOS

Agrecede à Fundação Cearense de Amparo à pesquisa (FUNCAP) pela concessão de bolsa de estudo como apoio financeiro ao desenvolvimento científico, ao Instituto o Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) e a Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA).

8. REFERÊNCIAS

- [1] TAVARES, A.; COSTA, A.; VARUM, H.; *Manual de manutenção de edifícios em adobe*. Revista Brasileira de Cirurgia Cardiovascular, Aveiro, 1 ed., v. 24, p. 80, 2014.
- [2] IPHAN - Instituto do Patrimônio Histórico e artístico Nacional (1999). Manual de conservação preventiva para edificações. IPHAN: Fortaleza, 2014.
- [3] MESQUITA, E.; PAUPÉRIO, E.; ARÊDE, A.; VARUM, H.; Boletim Técnico ALCONPAT: Caracterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas. ALCONPAT-BRASIL: janeiro, 2016.
- [4] ISAIAS, G. C. Livro: *Concreto: Ciência e Tecnologia*. Volume 2. 1ª ed. IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto - Editor: Geraldo Cechella Isaias. São Paulo. 2011.
- [5] HELENE, P. R. L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2ª ed - São Paulo: PINI, 1992.
- [6] ALUCCI, M. P.; FLAUZINO, W. D.; MILANO, S. *Bolor em edifícios: causas e recomendações*. In: Tecnologia de Edificações. São Paulo: Pini, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 1988. (Coletânea de trabalhos da Div. de Edificações do IPT)
- [7] ROCHA, Herbert. *O lado esquerdo do rio*. Sobral: Editora Ucitec, 2003.
- [8] MARCELLI, M. *Sinistros na construção civil*. São Paulo: PINI, 2007.
- [9] GRANATO, J. E. *Apostila: Patologia das construções*. São Paulo, 2002.
- [10] SOUZA, V.; RIPPER, T. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. – São Paulo: Pini, 1998.



CARBONATAÇÃO ACELERADA E NATURAL EM AMOSTRAS DE CONCRETO COM AGREGADO RECICLADO DE CONCRETO E CINZA DE CASCA DE ARROZ

T. HENTGES

PPGEC

Unisinos

Rio Grande do Sul

tatiisabel@yahoo.com.br

M. KULAKOWSKI

Prof. Dr. PPGEC

Unisinos

Rio Grande do Sul

marlovak@unisinos.br

C. KAZMIERCZAK

Prof. Dr. PPGEC

Unisinos

Rio Grande do Sul

claudiok@unisinos.br

B. SARTORI

PPGEC

Unisinos

Rio Grande do Sul

engenheirosartori@gmail.com

RESUMO

Gases como o CO_2 , o SO_3 e o H_2S atuam com o tempo na superfície exposta das estruturas de concreto de forma que reduzem a alta alcalinidade do concreto e acabam por desproteger a armadura inserida neste. Essa reação é chamada de carbonatação e vem apresentando papel importante em pesquisas. Outro assunto que vem mostrando importância é a utilização de resíduos no concreto. Na pesquisa de Sartori foram executados concretos com substituição parcial de 0%, 10% e 20% de cimento por cinza de casca de arroz (CCA) e também de 0%, 25% e 50% de agregado graúdo natural (AGN) por agregado graúdo reciclado de concreto (ARC), os concretos ainda variaram em t \bar{m} relações água/aglomerante (a/agl): 0,42, 0,53 e 0,64. Algumas amostras dos concretos produzidos foram submetidas ao ensaio acelerado de carbonatação e outras foram expostas ao ambiente para avaliação da carbonatação natural. O objetivo deste trabalho é verificar a profundidade e o coeficiente de carbonatação que se deu ao natural em corpos de prova deixados expostos ao ambiente externo, comparando-os com a carbonatação acelerada. Para isso, assim como executado nas amostras do ensaio acelerado, os corpos de prova foram rompidos perpendicularmente ao eixo e a profundidade de carbonatação foi medida por meio de asperção de fenolftaleína, onde foram feitos registros fotográficos, análises de imagens no software AutoCad e, por fim, aplicou-se as equações. Os resultados obtidos são semelhantes aos encontrados por Sartori, onde os concretos que apresentam menor coeficiente de carbonatação são aqueles com menor relação a/agl, sendo que a CCA trouxe melhoras significativas e a substituição de AGN por ARC não apresentou diferenças significativas nos resultados.

Palavras-chave: carbonatação, cinza de casca de arroz, agregado reciclado de concreto.

ABSTRACT

Gases such as CO_2 , SO_3 and H_2S act in time on the exposed surface of the concrete structures in order to reduce the high alkalinity of the concrete and eventually unlock the reinforcement inserted therein. This reaction is called carbonation and is showing important role in research. Another issue that has been showing importance is the use of waste in concrete. In Sartori (2013), were executed concrete with partial replacement of 0%, 10% and 20% of cement by rice husk ash (RHA) and also 0%, 25% and 50% of natural coarse aggregate (NCA) by recycled concrete coarse aggregate (RCA), the concrete still have varied in water / binder (w/b): 0.42, 0.53 and 0.64. Some specific samples produced were subjected to the accelerated carbonation test and others were exposed to the environment for evaluation of natural carbonation. The objective of this study is to test the depth and carbonation coefficient that was given to the natural left in specimens exposed to the external environment, comparing them with the accelerated carbonation. For this, as well as run on the samples of the accelerated test, the specimens were broken perpendicular to the axis and the carbonation depth was measured by sprinkling of phenolphthalein, which were made photographic records, image analysis in AutoCad software, and finally, the equations applied. The results are similar to those reported by Sartori, where the concrete that have a lower coefficient of carbonation are those with the lowest ratio water / binder, and the RHA brought significant improvements and replacement of NCA by RCA showed no significant differences in the results.

Palavras-chave: carbonatio, rice husk ash, recycled concrete aggregate.

1. INTRODUÇÃO

A carbonatação é uma reação que ocorre em concretos expostos ao ambiente natural onde algumas condições como temperatura, umidade e concentração de CO_2 influenciam na velocidade do processo [1]. A composição química do cimento também tem influência significativa, tendo em vista que fatores como o tipo de cimento, a relação água/cimento e as adições minerais podem acelerar ou retardar a carbonatação [2]. Segundo Cascudo e Carasek [3], boas condições de cura também têm grande importância na proteção do concreto à carbonatação, em função de que esta ocorre com a difusão de CO_2 de fora para dentro da estrutura, e que uma cura adequada aumenta a hidratação da pasta de cimento na superfície do concreto, diminuindo a porosidade do mesmo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A carbonatação é uma das principais causas da corrosão de armaduras em concreto [4] e esse processo ocorre quando os produtos alcalinos da hidratação do cimento – como o $\text{Ca}(\text{OH})_2$, que possui solubilidade em água, dissocia-se em íons Ca^{2+} e OH^- em um meio aquoso – reagem com o gás carbônico (CO_2) e outros gases presentes no ar que acessam meios aquosos no interior do concreto através de superfícies porosas. O resultado dessa reação é a formação de CaCO_3 sólido e a redução do pH do concreto, facilitando a despassivação da armadura.

Diversas pesquisas vêm sendo feitas para avaliar a utilização de agregados reciclados no lugar de agregados naturais em concretos e argamassas, pois reações como carbonatação podem vir a ocorrer de forma mais fácil nesses novos materiais.

Os ensaios utilizados para estudar a carbonatação em concretos e argamassas vêm sendo questionados devido à sua agressividade, pois, com o objetivo de se obter resultados de melhor leitura, muitos deles incorporam teores de CO_2 muito distantes da realidade. Com isso, o objetivo desse trabalho foi analisar as diferenças entre coeficientes de carbonatação natural e em ensaio acelerado.

2. MATERIAIS

2.1 Cimento

O cimento utilizado no trabalho foi o CP-II-F-32 e sua composição química é apresentada na Tabela 4. Foi escolhido esse cimento por não haver em sua composição qualquer tipo de aditivos, escórias ou pozolanas (conforme ABNT NBR 11578:1991 [5])

Tabela 4 - Caracterização física, química e mecânica do cimento utilizado.

Parâmetro	Lote Abril 2012	Lote Maio 2012
Al_2O_3 (%)	4,12	4,12
SiO_2 (%)	19,42	19,39
Fe_2O_3 (%)	2,60	2,59
CaO (%)	60,76	60,78
MgO (%)	4,85	4,93
SO_3 (%)	3,03	3,08
Perda ao Fogo (%)	6,04	6,08
CaO Livre (%)	2,89	2,24
Resíduo Insolúvel (%)	2	2
Equivalente Alcalino (%)	0,63	0,62
Expansão à Quente (mm)	0,50	1,00
Início de Pega (h:min)	3:20	3:30
Fim de Pega (h:min)	4:30	4:30
Água Cons.Normal (%)	26,20	26,30
Blaine (cm^2/g)	3.850	3.720
#200 (%)	3,4	4,2
#325 (%)	16,3	15,5
fc 1 dia (MPa)	16,3	16,9
fc 3 dias (MPa)	29	29,3
fc 7 dias (MPa)	36,9	36,6
fc 28 dias (MPa)	41,9	41,9
Massa específica (g/cm^3)	3,11	3,11

2.2 Cinza de Casca de Arroz

A cinza de casca de arroz utilizada como pozolana na pesquisa é oriunda da cidade de Alegrete, RS, e produzida pela combustão da casca do arroz (biomassa) em forno de leito fluidizado para a geração de energia. A cinza possui massa específica de $2,12 \text{ g}/\text{cm}^3$, índice de atividade pozolânica de 104,7% e as demais características são apresentadas na

Tabela 5. Os resultados de difração de raios-x indica um material predominantemente amorfo com picos de sílica cristalina bem definidos de quartzo e cristobalita.

Tabela 5 - Caracterização química da cinza de casca de arroz

Parâmetro	Teor (%)
SiO ₂	94,99
K ₂ O	1,01
SO ₃	0,57
Cl	0,43
CaO	0,33
MnO	0,20
Al ₂ O ₃	0,18
P ₂ O ₅	0,10
Fe ₂ O ₃	0,06
TiO ₂	0,01
MgO	0,01
ZnO	0,00
P.F.	2,12

2.3 Agregado Miúdo

Na pesquisa foi empregada areia natural quartzosa, proveniente do Rio Jacuí, Rio Grande do Sul. Os dados de massa específica e unitária são apresentados abaixo, na Tabela 6 e na Tabela 7.

Tabela 6 – Valores de massa unitária e específica do agregado miúdo natural

Ensaio/NBR	Resultado (g/cm ³)
Massa unitária/ NM 45	1,52
Massa específica/ NM 52	2,55

Tabela 7 – Caracterização granulométrica do agregado miúdo natural

Abertura da Peneira	Massa Retida (%)	Massa Acumulada (%)
6,3mm	1	1
4,8mm	2	3
2,4mm	5	8
1,2mm	6	14
0,6mm	11	25
0,3mm	38	63
0,15mm	35	98
<0,15mm	2	100
Dimensão máxima característica (mm)	4,8 mm	
Módulo de Finura	2,12	

2.4 Agregado Graúdo Natural

Como agregado graúdo natural, foi empregada brita basáltica provindo da Linha São Jorge, distrito de Garibaldi, Rio Grande do Sul. Os dados de massa unitária, específica e a caracterização granulométrica obtidos são apresentados na Tabela 8 e na

Tabela 9.

Tabela 8 - Valores de massa unitária e específica do agregado graúdo natural

Ensaio/NBR	Brita (g/cm ³)
Massa unitária/ NM 45	1,40
Massa específica/ NM 52	2,67

Tabela 9 - Caracterização granulométrica do agregado graúdo natural

Abertura da Peneira	% Retido	% Acumulado
19 mm	0	0
12,5 mm	39	39
9,5 mm	39	78
6,3 mm	22	100
4,8 mm	0	100
< 4,8 mm	0	100
Diâmetro máximo (mm)	19	
Módulo de Finura	6,78	

2.5 Agregado Graúdo Reciclado de Concreto

O agregado graúdo reciclado utilizado na pesquisa foi obtido da britagem do resíduo de concreto da produção de laje pré-fabricada tipo Roth, submetida à cura convencional com fck 35 MPa. A granulometria utilizada foi apenas a passante na peneira de malha de abertura 19 mm e retido na 4,8 mm. A caracterização do agregado reciclado é apresentada na Tabela 7. A curva de absorção de água do agregado reciclado apresentou absorção de 6,29% aos 10 minutos e 10,34% após 24 horas.

Tabela 10 - Granulometria do agregado graúdo reciclado

Abertura de peneira # (mm)	Massa Retida (%)	Massa Acumulada (%)
38	0	0
25	0	0
19	36	36
12,5	43	79
9,5	10	89
6,3	10	99
4,8	1	100,0
Dimensão máxima característica (mm)	25	
Módulo de finura	7,25	

3. MÉTODOS

3.1 Produção dos corpos de prova

Para a produção dos corpos de prova, foi fixado teor de argamassa em 55% e abatimento de tronco de cone de 100±20 mm. Foram produzidos concretos com três fatores de controle: 0%, 10% e 20% de cinza de casca de arroz em substituição ao cimento; 0%, 25% e 50% de agregado graúdo reciclado em substituição ao agregado graúdo natural; e 0,42, 0,53 e 0,64 como sendo as três relações água/aglomerante. Para alcançar abatimento dentro do estabelecido, foi adicionado aditivo superplastificante a base de policarboxilato. As variáveis de resposta foram o coeficiente de carbonatação e a resistência à compressão.

A substituição do cimento por cinza de casca de arroz e do agregado graúdo convencional por ARC foram realizadas em massa com compensação de volume em função da diferença significativa entre as massas específicas dos materiais.

$$M_{AGRC} = \frac{M_{AN}}{\gamma_{AN}} \times \gamma_{AGRC}$$

No momento da moldagem foi adicionada uma taxa compensação de água de 50% da taxa de absorção aos 10 minutos do agregado graúdo reciclado.

Todas as amostras foram submetidas à umidade constante e uniforme de 70% após 28 dias de cura úmida e aos 63 dias foram expostas a duas diferentes formas de carbonatação.

3.2 Carbonatação acelerada

Uma amostra de cada traço foram submetidas ao ensaio acelerado de carbonatação pelo período de um mês, sendo este executado em câmaras de carbonatação com umidade relativa de 70% e concentração de 3% de CO₂, ambos controlados por medidores.

3.3 Carbonatação natural

As demais amostras foram, ao mesmo tempo, expostas ao ambiente natural para uma futura avaliação de sua carbonatação natural. Essas amostras foram mantidas em local com acesso de luz solar e de intempéries.

3.4 Medições da carbonatação

Para medir a profundidade de carbonatação, os corpos de prova foram rompidos perpendicularmente ao eixo e então foi aspergido fenolftaleína com concentração de 1% como indicador. Como se pode visualizar na Figura 1, na área carbonatada que possui um pH baixo (menor de 8) a fenolftaleína permanece incolor, já na região central em que não houve carbonatação e o pH permaneceu alto (acima de 10), a fenolftaleína reagiu formando uma coloração carmim.

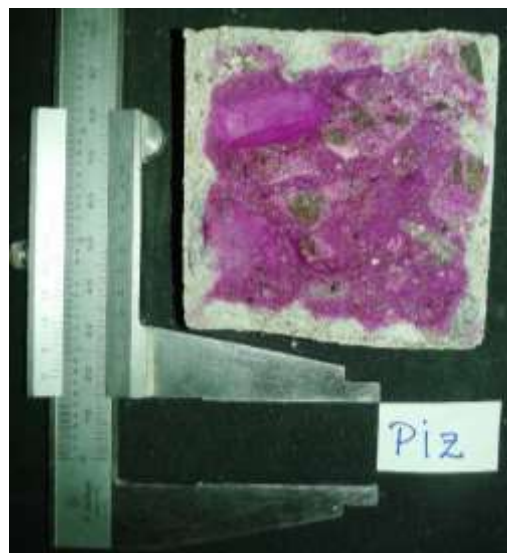


Figura 1 - Amostra após aspersão de fenolftaleína

Na carbonatação acelerada, foram feitas leituras da profundidade de carbonatação aos 1, 3, 7, 28 e 64 dias. Já nas amostras de carbonatação natural, foram feitas leituras aproximadamente aos 1, 2 e 3 anos.

A partir disso foram feitas imagens digitais e, a partir da escala presente junto à imagem, mediu-se a profundidade de carbonatação de cada traço pelo software AutoCAD. As medidas foram feitas apenas nas laterais das amostras, excluindo-se as partes superiores e inferiores da fatia devido à grande possibilidade de diferenças de umidade e porosidade no momento da moldagem, que poderia vir a trazer variações nas medições de carbonatação.

A partir da profundidade de carbonatação e do tempo de exposição das amostras, é possível determinar o coeficiente de carbonatação das amostras de cada traço conforme a Equação 2.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$e_c = k\sqrt{t}$$

2

Onde: e_c = profundidade carbonatada; t = tempo de exposição; k = constante.

4. RESULTADOS

Na Figura 2 apresentam-se imagens das leituras do traço com 50% de ARC e 20% de CCA. Podem-se visualizar as diferenças de profundidade de carbonatação entre as três diferentes relações a/agl, entre três tempos de carbonatação acelerada e três tempos de carbonatação natural.

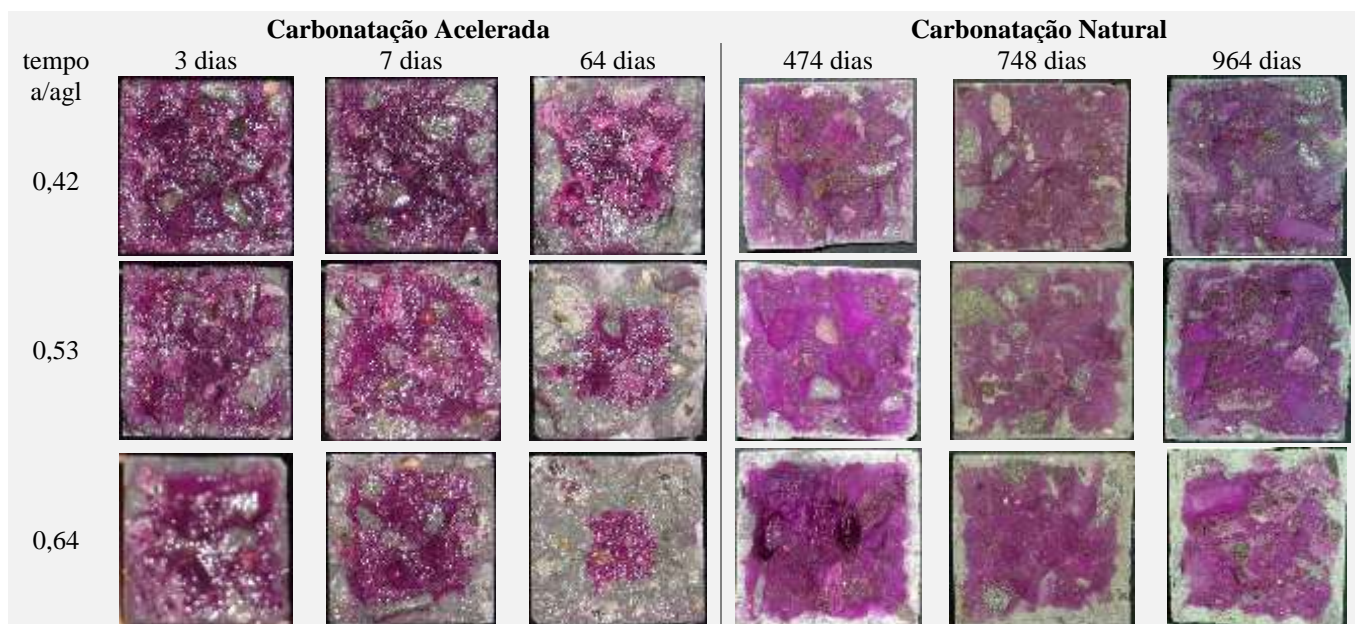


Figura 2 - Imagens de leituras de carbonatação acelerada e natural

Visualizando o estado das amostras no momento da leitura, é possível perceber as diferenças entre o ensaio acelerado (à esquerda) e o natural (direita). As imagens feitas aos 7 dias de ensaio acelerado são as que mais se assemelham com as três leituras do ensaio natural. Podemos observar que quanto maior a relação a/agl, maior a profundidade alcançada pela carbonatação, que nas imagens é representada pela cor natural do concreto no entorno das amostras.

Na Figura 3 são apresentados os coeficientes de carbonatação para os ensaios de carbonatação acelerada e natural. Porém, para melhor visualização, houve alteração na escala e apresentação apenas dos coeficientes de carbonatação natural na Figura 4.

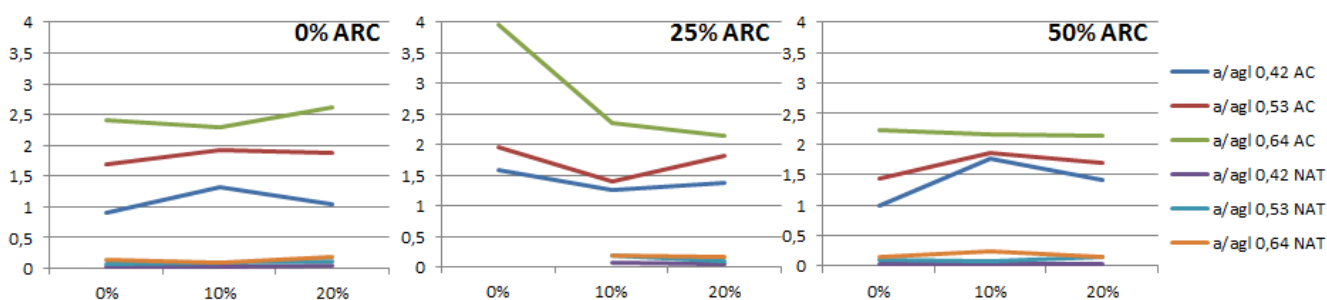


Figura 3 - Coeficientes de carbonatação acelerada e natural

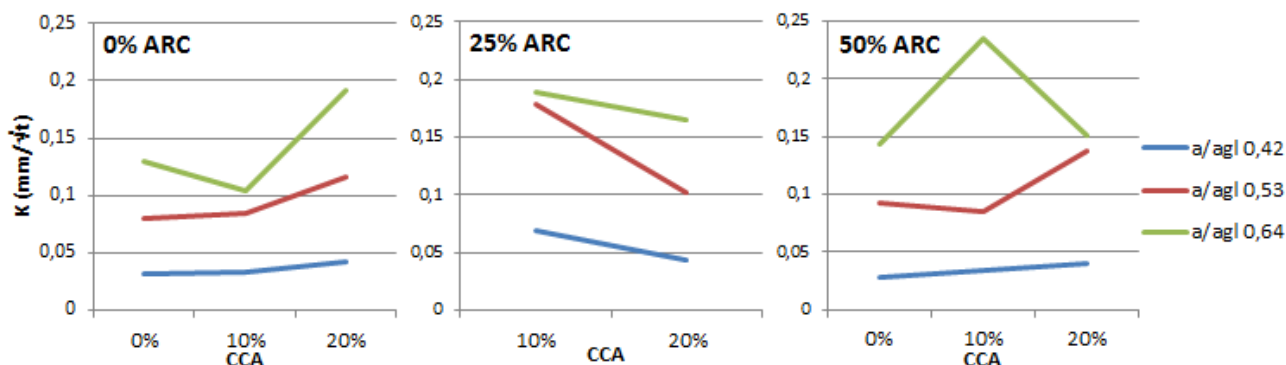


Figura 4 - Coeficientes de carbonatação para o ensaio de carbonatação natural

Em média, os coeficientes de carbonatação acelerada apresentam valores 32 vezes maiores que os de carbonatação natural para a relação a/agl 0,42, 17 vezes maior em traços com relação a/agl 0,53, e 15 vezes maior em concretos com a/agl 0,64. Pode-se perceber que a relação a/agl teve grande influência nos resultados, pois quanto maior o valor desta, maior também o coeficiente de carbonatação, estes coeficientes nos concretos com a/agl 0,64 ficaram, em média, duas vezes maiores que o com a/agl 0,42 no ensaio acelerado e 4,22 vezes maiores no ensaio natural.

Esses valores afirmam o colocado por Kulakowski et al. [6], que apresentam o “limite crítico” de relação água/aglomerante entre 0,45 e 0,51, sendo que abaixo disso a carbonatação pode ser considerada insignificante. Os autores utilizaram em sua pesquisa a sílica ativa como pozolana.

A cinza de casca de arroz apresenta uma tendência de aumentar os coeficientes de carbonatação quando o concreto possui agregados naturais, porém percebe-se em ambos ensaios acelerado e natural que ela traz benefícios quando os traços incorporam agregado reciclado de concreto.

A Figura 5 apresenta a relação entre a resistência à compressão e os coeficientes de carbonatação acelerada e natural. Mais uma vez alterou-se a escala para melhor visualização quando da carbonatação natural, devido aos seus valores serem consideravelmente mais baixos que os da carbonatação natural.

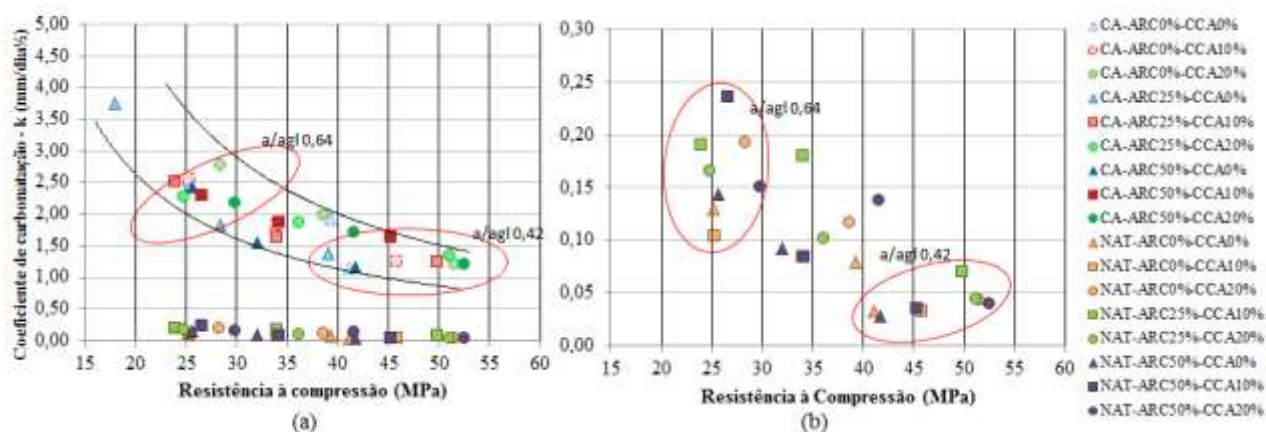


Figura 5 - Relação entre resistência à compressão aos 28 dias e coeficientes de carbonatação (a) acelerada e natural e (b) zoom na natural

Percebe-se, como destacado nos gráficos, que relações a/agl menores acarretam tanto em maior resistência à compressão quanto em menores coeficientes de carbonatação e o oposto ocorre para relações a/agl maiores. Essa correlação pode ser visualizada tanto no ensaio de carbonatação acelerada quanto no ensaio de carbonatação natural. Percebe-se ainda que os traços com e sem ARC e CCA se encontram no mesmo nível de resistência à compressão e de coeficientes.

Por fim, fez-se uma comparação entre os tempos de ensaio acelerado e natural para que se alcance a profundidade medida na última leitura. Essa comparação é apresentada na Tabela 11.

Tabela 11 - Tempo que a carbonatação natural medida representa no ensaio de carbonatação acelerada (dias)

CCA (%)	a/agl	0% ARC		25% ARC		50% ARC	
		Acelerada	Natural	Acelerada	Natural	Acelerada	Natural
0	0,42	1,31	859	-	-	0,46	985
	0,53	0,036	859	-	-	1,13	985
	0,64	1,39	859	-	-	2,33	985
10	0,42	0,76	866	2,07	992	2,70	978
	0,53	1,63	866	0,85	992	1,89	978
	0,64	0,03	866	2,38	992	3,80	978
20	0,42	0,39	859	0,60	971	2,23	964
	0,53	1,64	859	0,86	971	3,01	964
	0,64	3,08	859	2,55	971	2,92	964

A partir da Tabela 8, percebe-se que o ensaio de carbonatação acelerado pode representar de um a três dias o que ocorre em condições naturais pelo período de quase três anos. Os concretos com relações a/agl menores apresentara uma variação, pois alguns demonstram que em algumas horas de ensaio acelerado é possível alcançar a profundidade de carbonatação que levou três anos para acontecer no ambiente externo.

5. CONCLUSÕES

A relação água/aglomerante é o fator que mais influencia nos coeficientes de carbonatação, sendo que quanto maior o teor de o água na mistura, maior também o coeficiente de carbonatação. Em baixas relações a/agl (0,42) o efeito do ARC e da CCA na carbonatação pode ser considerado insignificante, visto que não há alteração no nível de profundidade de carbonatação. Já a resistência à compressão tem aumento relevante quando da presença de cinza de casca de arroz e, principalmente, quando da combinação CCA+ARC, podendo-se dizer que a resistência à compressão apresenta forte influência dos materiais constituintes e, na carbonatação, o que rege é a relação a/agl.

A cinza de casca de arroz apresenta a tendência de aumentar o coeficientesde carbonatação, o que pode ser explicado pela diminuição no diâmetro dos poros do concreto que esse material acarreta, causando um efeito de capilaridade no processo. Porém com a presença de agregado graúdo reciclado de concreto, esse efeito foi oposto, onde a combinação CCA + ARC resultou em concretos mais resistentes à carbonatação, até mesmo aqueles com relação a/agl maior.

As resistências alcançadas no ensaio de compressão axial mostram que concretos com maiores relações a/agl alcançam valores entre 15 MPa e 30 MPa, bem como coeficientes de carbonatação acima de: 2 mm/t^{1/2} para o teste acelerado; e de 0,10 mm/t^{1/2} para o ensaio natural. Já os concretos com menor a/agl tiveram resistências à compressão acima de 40 MPa e coeficientes de carbonatação abaixo de 0,07 mm/t^{1/2} e abaixo de 1,5 mm/t^{1/2} respectivamente para o ensaio natural e acelerado.

Comparando-se o tempo de duração dos dois ensaios para se alcançar a profundidade lida no teste em condições naturais, um dia de ensaio acelerado pode vir a representar a realidade de carbonatação alcançada em um ano.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES, a Fapergs e o CNPq pelo financiamento da pesquisa.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Kulakowski, M.P., “Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa”. *Tese de Doutorado*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2002.
- [2] Figueiredo, E. P.; Meira, G., “Corrosão das armaduras das estruturas de concreto”. *Boletim Técnico 6 – Corrosão de armaduras*, ALCONPAT Internacional, 2013, .
- [3] Cascudo, O; Carasek, H., “Ação Da Carbonatação no concreto”. *Concreto ciência e tecnologia*. Vol 1, cap 24. 2011.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] SALTA, M. M. “Resistência dos betões à penetração de cloretos. Previsão do tempo de iniciação da corrosão nas estruturas”. In: *6º Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-Esforçadas*, Betão Estrutural 1996, Lisboa, 1996.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 11578: Cimento Portland Composto. Rio de Janeiro, 1997.
- [6] Kulakowski et al. “Carbonation-induced reinforcement corrosion in sílica fume concrete”, *Construction and Building Materials*, v. 23, n. 3, 2009, 1189-1195.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



CASOS DE FISSURAÇÃO EM BLOCOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS

E. THOMAZ

Professor Emérito
Instituto Militar de Engenharia
Rio de Janeiro; Brasil
ecsthomaz@terra.com.br

L. CARNEIRO

Professor D.Sc.
Instituto Militar de Engenharia
Rio de Janeiro; Brasil
carneiro@ime.eb.br

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo apresentar alguns casos de manifestações patológicas relacionadas à fissuração do concreto em blocos de concreto armado sobre estacas. São comentados 5 casos ocorridos em viadutos e pontes rodoviárias ou ferroviárias de concreto armado ou protendido, onde se relatam os problemas encontrados, as causas da fissuração e as possíveis soluções para estes casos. Há causas de fissuração do concreto relacionadas à corrosão das armaduras internas pela entrada de agentes agressivos no concreto, e à insuficiência de armadura pela falha em projeto, detalhamento e dimensionamento das armaduras principais dos blocos. Verificou-se neste trabalho que a maioria das causas de fissuração se deve a falhas no projeto, detalhamento e dimensionamento dos blocos que compõem viadutos e pontes de concreto armado ou protendido rodoviários ou ferroviários.

Palavras-chave: fissuras, blocos de concreto armado, estacas.

ABSTRACT

This study aimed to present some cases of pathological manifestations related to concrete cracking in reinforced concrete pile caps. Five cases from road and rail viaducts and bridges of reinforced or prestressed concrete are reported and its problems encountered, causes of cracking and possible solutions are discussed. There are causes of concrete cracking related to internal reinforcement corrosion by the entry of aggressive agents into the concrete, and to lack of reinforcement by poor design and detailing or insufficient main reinforcement inside of the blocks. It was found in this study that most of the causes of cracking is due to failures in the design, detailing and design of the blocks that make up road or rail viaducts and bridges of reinforced or prestressed concrete.

Keywords: cracks, reinforced concrete blocks, piles.

1. INTRODUÇÃO

A segurança de viadutos e pontes de concreto depende também da integridade dos blocos sobre estacas, que são estruturas volumétricas e têm o objetivo de transmitir as solicitações de carga provenientes de pilar(es) para as estacas.

Tem sido encontrados casos reais de fissuração do concreto relacionados à corrosão das armaduras internas pela entrada de agentes agressivos no concreto, e à insuficiência de armadura pela falha em projeto, detalhamento e dimensionamento das armaduras principais dos blocos e estacas. Com a análise desses casos, pode-se identificar alguns dos cuidados que devem ser tomados para bem projetar, detalhar, e executar estruturas de concreto.

Alguns casos reais de manifestações patológicas relacionadas à fissuração do concreto em estacas e blocos de concreto armado sobre estacas de viadutos e pontes de concreto rodoviárias ou ferroviárias de concreto armado ou protendido, vivenciados pelo primeiro autor ao longo de sua vida profissional, são apresentados neste trabalho. São comentados cinco casos, onde se relatam os problemas encontrados, as causas da fissuração e as possíveis soluções para estes casos. Não foram colocadas as fotos destes casos reais para se evitar problemas associados à justiça, mas sim expostos desenhos.

2. BLOCOS SOBRE ESTACAS

2.1 Armadura insuficiente

A Figura 1 apresenta um bloco trapezoidal de 3000 mm x 10000 mm x 1500 mm de dimensões sobre múltiplas estacas (dezesesse delas inclinadas) de um viaduto rodoviário com armadura de flexão insuficiente, distribuída ao longo da sua menor dimensão.

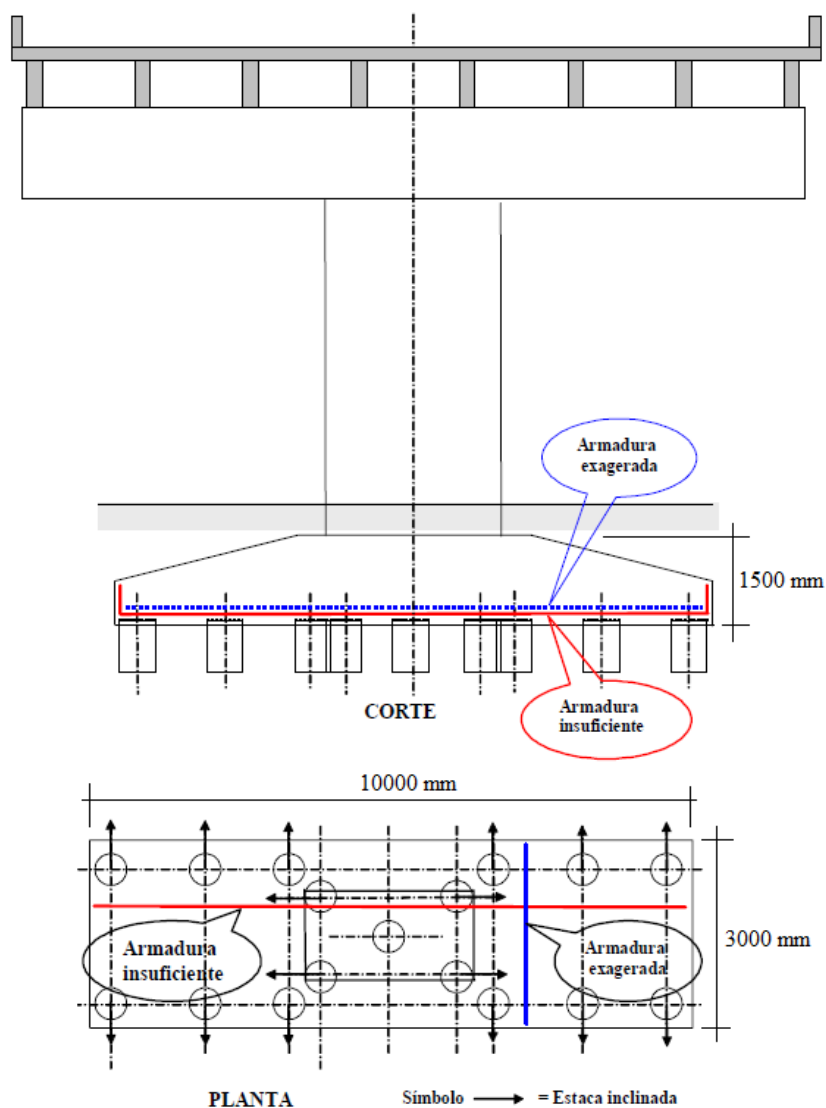


Figura 1: Bloco sobre estacas com armadura de flexão insuficiente

Houve um incorreto cálculo estrutural, o que o acarretou uma armadura principal do bloco insuficiente na direção transversal ao eixo longitudinal do viaduto, enquanto na outra direção, exagerada. Somente após a construção de dezessete blocos, a falha foi detectada por um engenheiro de estruturas. Os blocos não apresentavam segurança à ruptura segundo a norma sobre projeto de estruturas de concreto vigente à época.

Quando a falha foi detectada, a carga total nas fundações era muito pequena, já que apenas os pilares estavam executados, o que conduziu ao não aparecimento de fissura alguma.

A solução adotada para os dezessete blocos foi a execução de reforço estrutural por meio da técnica de protensão externa. A protensão foi feita com o uso dos cabos externos dispostos lateralmente ao bloco, conforme ilustra a Figura 2.

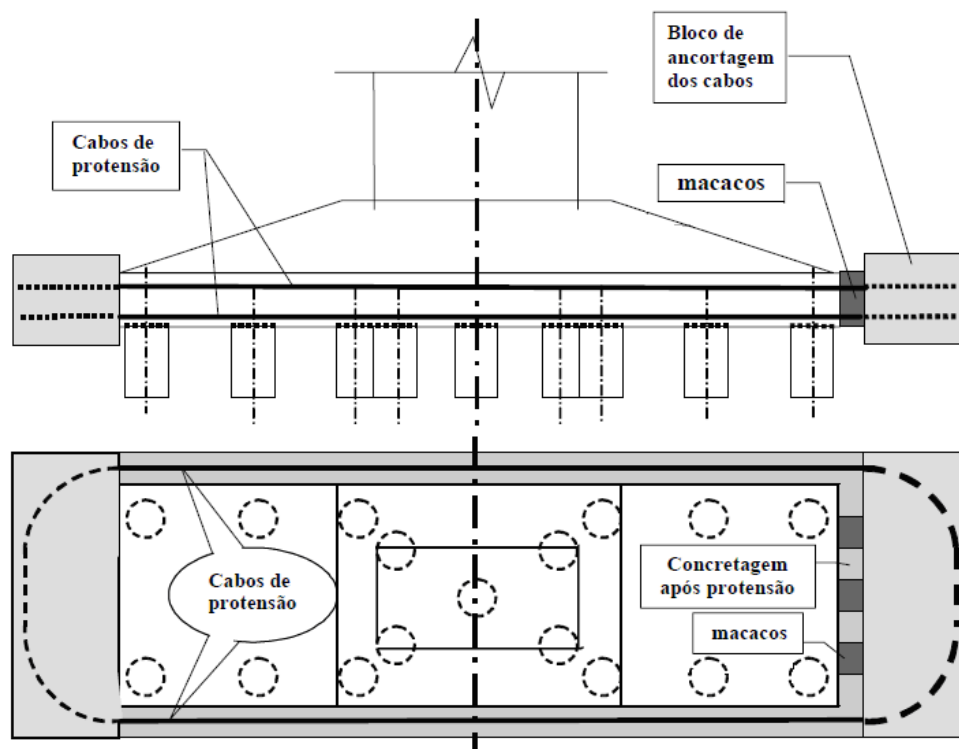


Figura 2: Esquema de reforço dos blocos com o uso de protensão externa

A execução do reforço dos blocos iniciou com a montagem dos cabos externos nos dois lados do bloco, ancorados em dois blocos de ancoragem, após o que se realizou a concretagem e cura dos dois blocos de ancoragem. Em seguida, foi feita a colocação dos macacos de protensão, nos nichos de protensão do bloco móvel. Quando houve o acionamento dos macacos para protender os cabos do reforço, os blocos móveis de concreto foram empurrados e, então, o bloco sobre estacas foi comprimido. Depois, concretaram-se os espaços livres entre o bloco sobre estacas e os blocos de ancoragem dos cabos e, finalmente, executou-se o alívio da força nos macacos de protensão.

2.2 Detalhamento da armadura deficiente

Um bloco sobre estacas com fissuras em forma de arco nas suas faces laterais e entre as estacas pode ser visualizado na Figura 3.

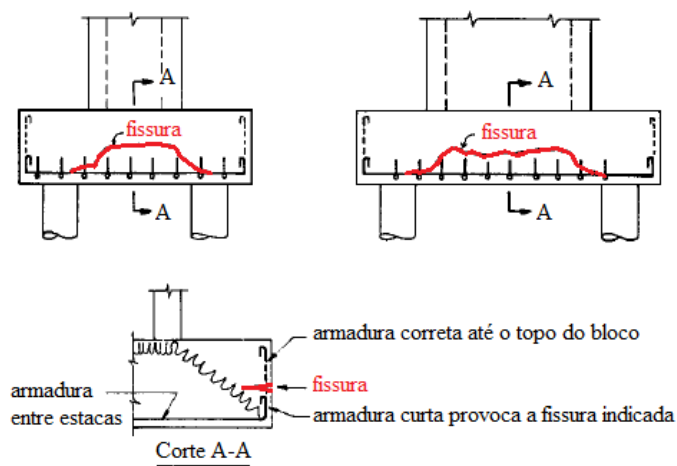


Figura 3: Bloco sobre estacas com detalhamento da armadura de flexão deficiente

Como a armadura horizontal inferior apresentava comprimento vertical pequeno ao longo das faces laterais do bloco, as forças de compressão oriundas da biela de concreto não tinham apoio na armadura, o que gerou força componente vertical de tração. Como a resistência do concreto à tração era muito baixa, ocorreu a fissuração do concreto, como mostrada na Figura 3.

Para se ter evitada tal fissuração, a armadura horizontal inferior deveria ter perna lateral com comprimento igual ao da altura total do bloco. Recomenda-se usar uma armadura vertical de suspensão na face dos blocos de tal forma que resista a uma força média igual à relação entre a carga vertical total do bloco e o produto $1,5.n$, sendo n o número de estacas sob o bloco.

A Figura 4 ilustra um bloco sobre quatro estacas de uma ponte com fissuras horizontais nas quatro faces laterais, devido a um detalhamento da armadura de flexão deficiente.

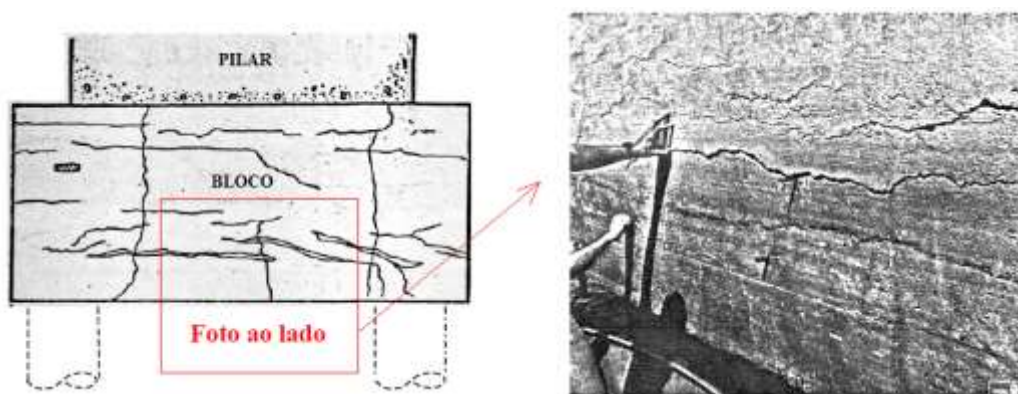


Figura 4: Bloco sobre estacas com fissuras devido a detalhamento da armadura de flexão deficiente

As barras da armadura horizontal inferior do bloco não tinham sido dobradas até o topo do bloco, o que levou a uma fissuração horizontal logo acima das pontas das barras dobradas. O comprimento da dobra destas barras era de apenas 500 mm ao longo da face lateral do bloco, que possuía 2200 mm de altura total, de acordo com o que se vê na Figura 5. Detalhar as barras da armadura inferior até o topo do bloco evita o aparecimento de fissuras horizontais ao longo das suas faces laterais.

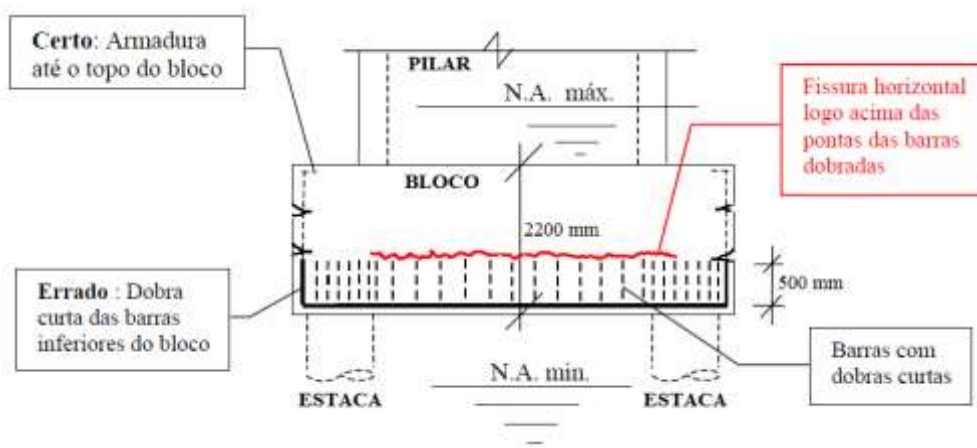


Figura 5: Bloco sobre estacas fissurado com detalhamento da armadura de flexão

2.3 Cobrimento de concreto pequeno

Na Figura 6 pode-se observar um bloco sobre estacas de concreto armado, executado com formas premoldadas de concreto armado, em região marinha. Nele há regiões nas suas paredes premoldadas, onde o cobrimento de concreto se desprende totalmente deixando à mostra toda a malha da armadura.

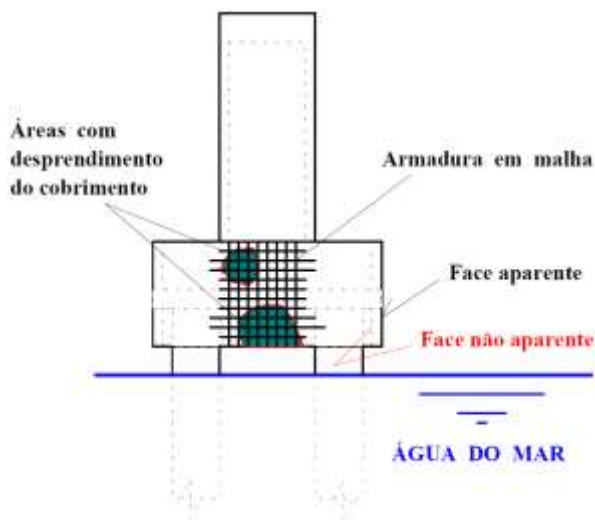


Figura 6: Bloco sobre estacas com desprendimento do cobrimento do concreto

Na face visível da saia premoldada do bloco, o cobrimento do concreto tinha 30 mm de espessura, ao passo que na face invisível da saia premoldada, apenas 10 mm de espessura.

Por conta das barras de aço da armadura ficarem próximas à superfície do concreto (cobrimento do concreto pequeno), a ação dos cloretos e da carbonatação é então mais rápida, acelerando o processo de corrosão das barras. Ao se oxidarem, as barras aumentam em volume, conduzindo ao desprendimento do cobrimento do concreto, o que leva à exposição ao ambiente e à aceleração do processo de corrosão das barras de aço.

A solução adotada para o bloco foi a retirada de toda a armadura corroída e o refazimento da superfície do concreto com argamassa à base de epóxi, pois a armadura corroída não era estrutural e foi usada apenas na fase construtiva. A saia inferior da forma premoldada poderia inclusive ser totalmente demolida por apresentar elevado grau de corrosão nas duas faces da parede em face do pequeno cobrimento (10 mm na face interna e 30 mm na face externa).

Fissuras verticais, uma ao lado da outra e pouco espaçadas horizontalmente, na ligação da laje de fundo da forma com a parede lateral da forma de concreto armado em blocos sobre estacas de concreto armado podem ser vistas na Figura 7.



Figura 7: Bloco sobre estacas com desprendimento do cobrimento do concreto

A fissuração do concreto ocorreu junto às dobras das barras de aço, que compuseram a armadura dos dentes das saias premoldadas dos blocos, pois houve a corrosão do aço nas dobras destas barras. A corrosão foi acelerada pelo fato de que, ao serem dobradas, as barras de aço perdem a carepa de fabricação, que é um resíduo sólido gerado na fabricação do aço, produzida na oxidação da superfície do aço quando este se encontra em elevada temperatura e que lhes dá maior proteção contra a corrosão.

3. ESTACAS

3.1 Proteção dos tubos de aço deficiente

Estacas de concreto armado, executadas com concreto submerso e com tubos de aço de 10 mm de espessura dentro da água do mar, estão esboçadas na Figura 8.

Nessas estacas, houve a ocorrência da formação de alvéolos de corrosão, com forma de moedas e diâmetro variando entre 20 mm e 60 mm, nos tubos de aço. Alguns desses alvéolos perfuraram toda a chapa de aço, deixando à vista a superfície de concreto das estacas.

O tipo de corrosão dominante é o de alvéolos. Não foram observados *pits* (furos profundos) de corrosão. A agressão do mar à estrutura se deu em diversos locais, conforme resumido na Figura 8.

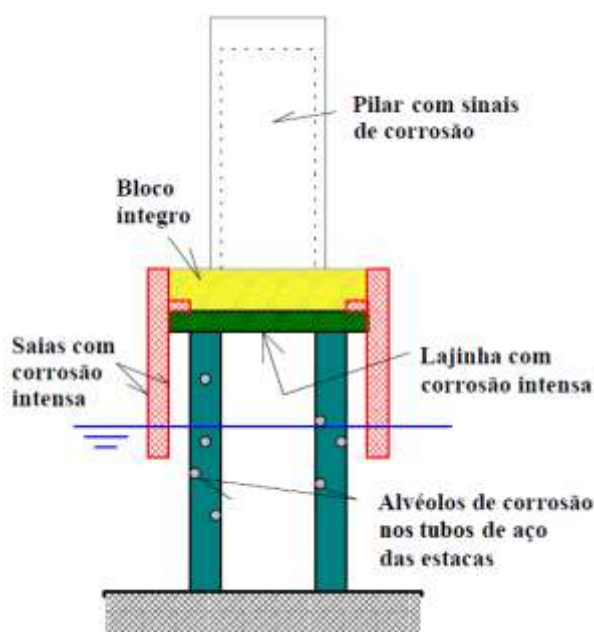


Figura 8: Estacas de concreto armado encamisadas com tubos de aço com alvéolos de corrosão

A corrosão é um fenômeno frequente em obras marítimas, devido à presença dos cloretos e sulfatos na água do mar. A ação destas substâncias e do oxigênio do ar ou do oxigênio contido na água do mar resulta na oxidação da chapa de aço das estacas.

É de observar que essas chapas, na obra aqui mostrada, não são estruturais, tendo sido projetadas apenas para proteção do concreto das estacas. Essas estacas foram executadas há cerca de 25 anos e apresentam número elevado de alvéolos devido à corrosão.

Uma das alternativas de reparo é a colocação de uma manta tipo *tapecoat* envolvendo as estacas de modo que a ação das substâncias químicas agressivas seja bastante retardada. Este reparo é feito após a recuperação das camisas de aço nos pontos onde haja alvéolos de corrosão.

Outros reparos são necessários nas saias premoldadas, que serviram de forma lateral para o bloco, e também na laje de fundo, que serviu de forma de fundo para o bloco de estacas, com a retirada de todas as armaduras corroídas e a

recomposição do concreto com concreto projetado. As saias devem ser cortadas e substituídas por saias premoldadas com cobrimento grande (na ordem de 50 mm).

O aspecto final do reparo das estacas de concreto armado encamisadas com tubos de aço pode ser visto na Figura 9.

Ressalta-se que a profundidade, onde foi observado o maior número de alvéolos de corrosão perfurando os tubos de aço, era de 4000 mm a 5000 mm abaixo do nível d'água do mar. No momento da inspeção, não existiam alvéolos de corrosão perfurando os tubos de aço abaixo da profundidade de 6800 mm. Por este motivo, as estacas só precisariam ser protegidas até cerca de 7000 mm abaixo do nível d'água.

Não foi observada correlação entre a profundidade e o diâmetro dos alvéolos de corrosão que perfuraram o tubo de aço.

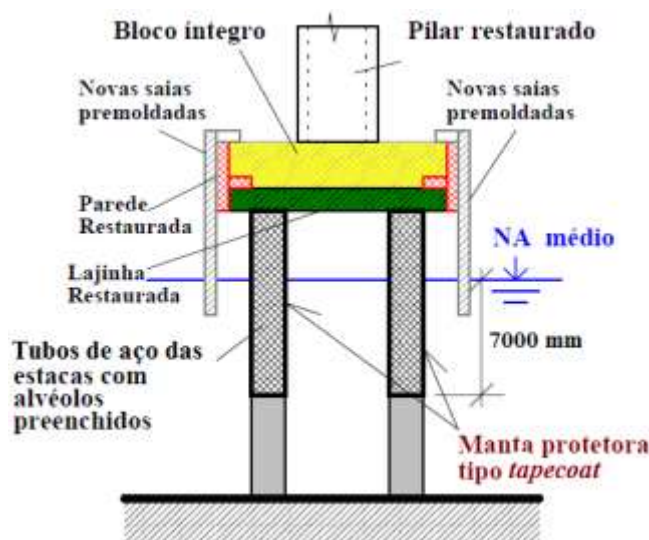


Figura 9: Bloco sobre estacas com desprendimento do cobrimento do concreto

Nessa obra, a corrosão foi mais intensa nos pilares que ficavam mais próximos ao canal navegável, onde a movimentação das águas era maior. Junto às margens da baía, a corrosão nas estruturas foi menos intensa. Isto faz supor que o teor de cloretos, sulfatos e oxigênio na água seja menor em regiões próximas às margens.

Na Figura 10, ilustram-se estacas premoldadas de concreto com emendas estruturais de chapas soldadas.

Alvéolos devido à corrosão das chapas de aço, usadas para emenda das estacas, podem surgir. Alguns destes alvéolos podem ser profundos o suficiente para perfurar as chapas de aço, o que leva à redução da área resistente destas chapas e, em consequência, da segurança da obra.

Uma possível solução é realizar a emenda dos elementos premoldados, executando-se na obra um trecho da estaca em concreto armado, obedecendo ao comprimento de traspasse das armaduras.

3.2 Concreto de má qualidade

A Figura 11 apresenta um esquema sobre o início e o fim da execução de uma concretagem submersa de estacas. No topo das estacas, o concreto apresentou-se poroso e misturado com lama, o que acarretou uma baixa resistência à compressão.

Duas são as causas para a ocorrência de um concreto de má qualidade no topo das estacas:

- 1) mistura do concreto submerso com a lama bentonítica sobrejacente e com resíduos de solo, formando uma borra, sem resistência.
- 2) subida de parte da água do concreto para o topo da estaca, isto é, a exsudação (*bleeding*), que forma um concreto com elevada relação água/cimento e, conseqüentemente, com baixa resistência.

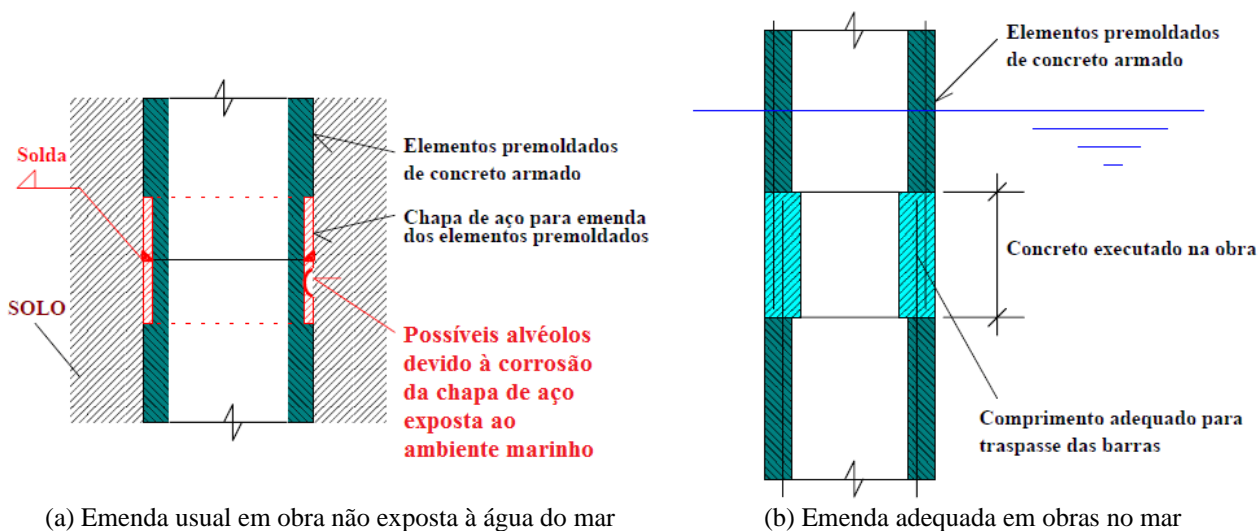


Figura 10: Detalhe de emendas estruturais de chapas soldadas em estacas premoldadas de concreto

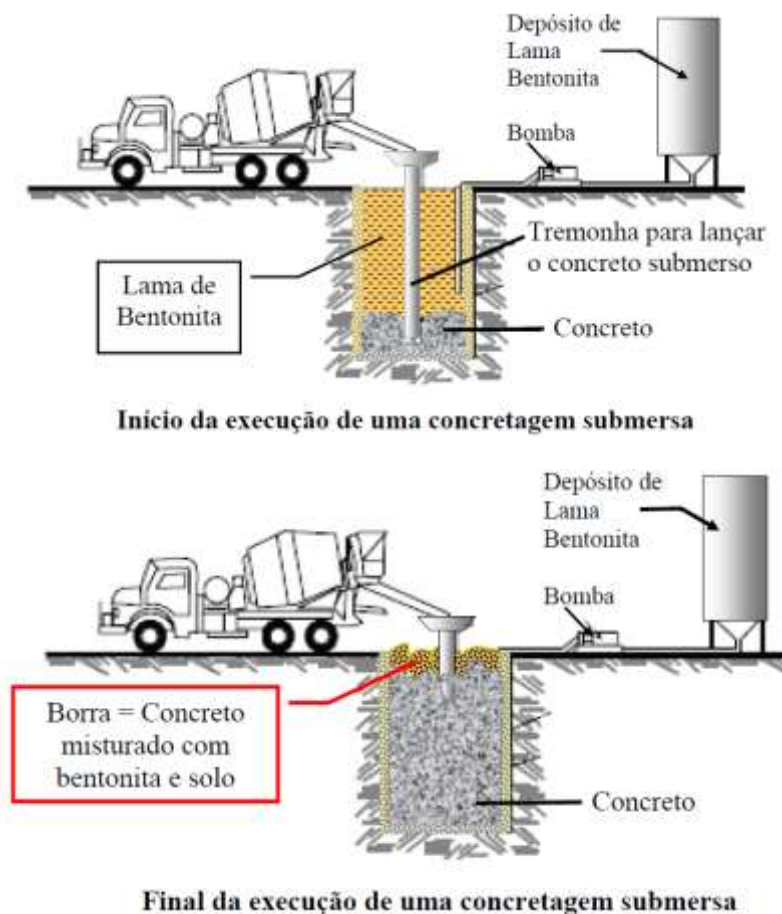


Figura 11: Esquema esquema sobre o início e o fim da execução de uma concretagem submersa de estacas

A lama bentonítica é formada por bentonita, que é uma argila composta pelo mineral montmorilonita, cuja microestrutura é constituída por “folhas” de tetraedros de sílica (54%) e de octaedros de alumina (16% a 20%) superpostas. Também contém óxidos de ferro (10%), óxido de magnésio (2%), óxido de potássio (1%) e óxido de sódio (0,5%).

A bentonita extraída no Estado da Paraíba, como informação, tem pouco sódio. Para corrigi-la e transformá-la em sódica, os fabricantes de bentonita ativam-na com carbonato de sódio (Na_2CO_3). A microestrutura em folhas da bentonita sódica tem, quando misturada com água, uma grande capacidade de inchamento, cujo valor atinge até 20% do volume inicial.

O fenômeno da exsudação leva à existência de 3 zonas distintas em concreto: zona superior com muita água e densidade e resistência baixas; zona intermediária com densidade e resistência constantes; e zona inferior com densidade e resistência crescentes com a profundidade.

Essas 3 zonas, previstas por [1], foram constatadas nos ensaios de compressão até a ruptura feitos em corpos de prova retirados do concreto, ao longo de todo o comprimento de estacas, conforme mostra a Figura 12. Ao longo de 116 estacas de uma obra, foram retirados 5477 testemunhos de concreto, 75 mm de diâmetro e 150 mm de comprimento. Constatou-se que a resistência do concreto, no topo das estacas, era muito menor do que a no fuste das estacas, de acordo com o que é ilustrado na Figura 12, que mostra a variação da resistência do concreto submerso à compressão em função da profundidade.

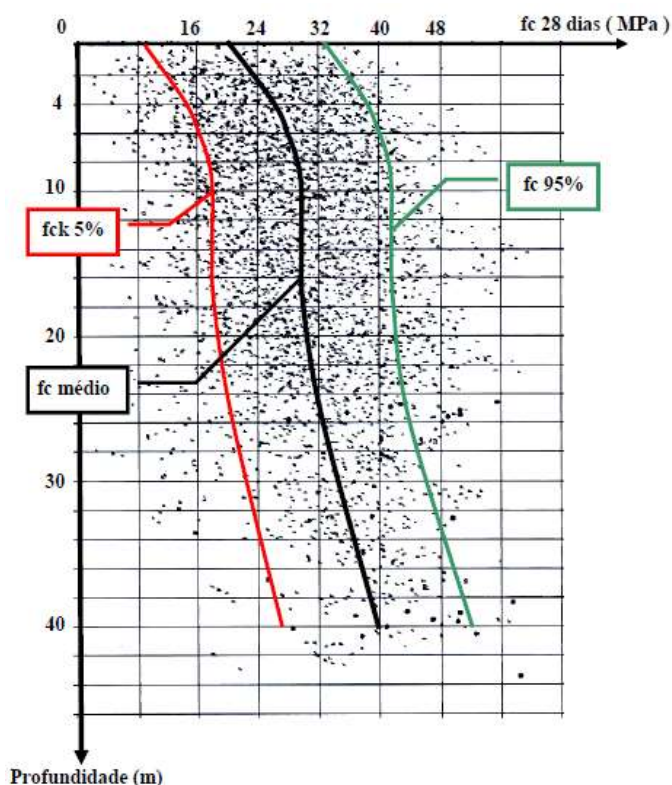


Figura 12: Resistência do concreto submerso à compressão em função da profundidade segundo [2]

Na obra citada, optou-se por arrasar as estacas 4 m abaixo do topo do concreto. No restante do comprimento das estacas, a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) adotada foi 16,0 MPa. Excluído o concreto do topo das estacas, considerando os testemunhos extraídos e adotando o coeficiente de minoração de resistência do concreto (γ_c) igual a 1,4, a resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}) foi 11,4 MPa.

A norma sobre fundações [3] não permite que se adote f_{ck} maior que 20 MPa para o cálculo estrutural de estacas com concreto submerso, ainda que o concreto seja executado com um f_{ck} maior. Também recomenda que se reduza o valor de f_{ck} do concreto com o uso de γ_c igual a 1,9, para levar em conta o tipo de concretagem submersa, ou seja, $f_{cd} = 20 \text{ MPa} / 1,9 = 10,5 \text{ MPa}$, que é um valor próximo do medido (11,4 MPa).

O desvio padrão (s_d) medido, ao longo das estacas, foi 7 MPa. Assim, a resistência de dosagem (f_{cj}) de um concreto submerso deve ser portanto maior que $f_{ck} + 1,65 \times s_d = 20,0 + 1,65 \times 7,0 = 32 \text{ MPa}$. Logo, recomenda-se utilizar um concreto submerso com f_{cj} maior que 40 MPa e moldar os corpos de prova com o concreto colhido no topo da estaca no momento imediatamente posterior ao término da concretagem da estaca.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Outras soluções indicadas são as seguintes:

- 1) Em qualquer estaca executada com concreto submerso, deixar o concreto extravasar até que se observe um concreto normal, sem mistura com a bentonita ou com o solo;
- 2) Cortar o concreto de má qualidade do topo da estaca até a uma profundidade onde se observe um concreto de boa qualidade. Essa avaliação visual pode levar a erros, pois o concreto, com muita água, pode ter uma aparência boa, embora a resistência seja baixa;
- 3) Extrair, com broca de diamante, testemunhos do concreto dos metros superiores da estaca para que se determine a resistência real f_{ck} do concreto e se verifique a segurança estrutural de acordo com a resistência encontrada.

Recomenda-se para a composição de concretos submersos para estacas:

- 1) o concreto deve ser plástico e dosado com f_{ck} maior que 28 MPa e f_{cj} em torno de 40 MPa;
- 2) o teor de cimento deve ser cerca de 400 kg/m³ e a relação água/cimento menor que 0,60;
- 3) o agregado graúdo deve ter um formato arredondado, sem forma lamelar, dando-se preferência ao seixo rolado, com dimensão máxima de 19 mm [4] e menor que 1/10 do diâmetro do tubo tremonha;
- 4) o uso do pó de pedra não é recomendado;
- 5) as faixas de granulometria para os agregados totais (miúdos e graúdos) devem ter os valores segundo a Tabela 1;
- 6) a composição do concreto submerso, para 1 m³, usado em obras, segundo [5], é: cimento = 400 kg ; areia = 720 kg ; brita 1 (19 mm - 9,5 mm) = 980 kg; água = 240 kg ; plastificante e retardador de pega = 1,2 L; *slump* = 180 mm a 220 mm; pode ser também um aditivo anti-segregação.

Tabela 1 – Faixas de granulometria para os agregados totais de concretos submersos para estacas

Peneira (mm)	% passante
0	0
0,15	3 a 4
0,3	5 a 8
0,6	14 a 20
1,2	22 a 32
2,4	32 a 42
4,8	44 a 56
9,5	66 a 76
19	100

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho tratou de cinco casos reais de manifestações patológicas relacionadas à fissuração do concreto em estacas e blocos sobre estacas de concreto armado de viadutos e pontes rodoviários ou ferroviários de concreto armado e protendido, vivenciados pelo primeiro autor ao longo de sua vida profissional.

A quantidade insuficiente e o detalhamento deficiente da armadura interna, além do cobrimento de concreto pequeno, foram as principais causas de fissuração no concreto em blocos de concreto armado sobre estacas, enquanto a proteção deficiente dos tubos de aço contra o ataque de substâncias agressivas (cloretos, sulfatos) e o concreto submerso de má qualidade, as principais causas de fissuração no concreto em estacas de concreto.

Verificou-se neste trabalho que a maioria das causas de fissuração se deve a falhas no projeto, detalhamento e dimensionamento de estacas e blocos sobre estacas de concreto armado que compõem viadutos e pontes rodoviários ou ferroviários de concreto armado ou protendido.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Powers, T. C. - *The Properties of Fresh Concrete*. Publisher: Wiley & Sons, Edition 99, 1968, 664 p.
- [2] Jóia, L. A. - "Modelo estatístico para cálculo do fator de segurança global de estaqueamentos", *Dissertação de Mestrado*, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Brasil, 1981.
- [3] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*, Brasil, p. 33, 1996.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] ACI - American Concrete Institute, ACI 336.3R. *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*, Reported by ACI Committee 336, 1993.
- [5] Estacas Franki. *Catálogo*. Disponível em < <http://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/files/2013/11/Estacas-Franki.pdf>>. Acesso em fevereiro de 2016.



**COMPARAÇÃO DA RETRAÇÃO POR SECAGEM ENTRE CONCRETOS
CONVENCIONAIS E COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE POLIÉSTER**

H. Z. EHRENBRING

Engenheiro civil, mestrando em Engenharia civil
Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
hinoelzamis@hotmail.com

U. QUININO

Professor Dr. Engenharia civil
itt Performance / Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
uquinino@unisinos.br

B. TUTIKIAN

Professor Dr. Programa de Pós Graduação em Engenharia civil
itt Performance / Unisinos
Rio Grande do Sul; Brasil
bftutikian@unisinos.br

RESUMO

A versatilidade de matrizes cimentícias desenvolve-se constantemente, trazendo ao mercado consumidor alternativas que melhoram o desempenho dos sistemas construtivos. As diversas pesquisas feitas com estes materiais têm como foco principal melhorar suas propriedades e diminuir a probabilidade de surgirem anomalias. O problema mais evidente em sistemas constituídos por concretos e argamassas é a formação de fissuras. Muitas ações podem ser associadas às fissuras, assim como a retração. A retração está diretamente relacionada com as trocas de umidade entre meios, causando a variação volumétrica dos materiais. Caso a retração ocorra em materiais frágeis, como em concreto, pode ocorrer com mais facilidade a fissuração da peça. Relacionada à formação destas aberturas está a baixa resistência à tração do concreto. A contração da pasta de cimento hidratada faz com que se criem tensões de transão no interior da matriz e se foram superiores à resistência à tração do material, potenciam o aparecimento de fissuras. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é comparar a retração por secagem de concretos sem fibras e com fibras de poliéster novas e descartadas. Os ensaios feitos foram fundamentados no método desenvolvido pela norma C1581/1581M [1], através da retração restringida. Observou-se que os concretos reforçados com fibras apresentaram uma diminuição considerável da retração por secagem, tanto em quantidade de fissuras quanto no prazo que estas ocorreram. Estruturou-se o trabalho em: (a) método de pesquisa, (b) análise de resultados e (c) conclusão.

Palavras-chave: concreto, retração por secagem, fibras de poliéster usadas, potencial de fissuração.

ABSTRACT

The versatility of cement matrix is developed constantly, bringing the consumer market alternatives that improve the performance of building systems. The various surveys of these materials are focused primarily on improving its properties and decrease the likelihood of anomalies. The most obvious problem in systems constituted by concrete and mortar is the formation of cracks. Many actions can be related to cracking, as well as retraction. The decline is directly related to the moisture exchanges between media, causing the volumetric variation of materials. If shrinkage occurs in brittle materials, such as concrete, can occur more easily cracking of the part. Related to the formation of these openings is the low tensile strength of concrete. The contraction of hydrated cement paste makes transaction voltages are created within the matrix and were higher than the tensile strength of the material, enhance the appearance of cracks. In this context, the aim of this study is to compare the shrinkage of concrete without fibers and with new and discarded polyester fibers. The tests were made based on the method developed by the standard C1581/1581M [1], through the restricted shrinkage. It was observed that the concrete reinforced with fibers showed a considerable decrease in shrinkage, both in number of cracks as within which they took place. The work was structured in: (a) research method, (b) results analysis and (c) completion.

Keywords: concrete, drying shrinkage, polyester fibers used, cracking potential.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Amplamente aplicado na construção civil, o concreto é um dos materiais mais versáteis para a composição de sistemas estruturais e também o mais utilizado [2]. Este material pode ser empregado tanto em pisos industriais quanto em elementos como pilares, vigas, cortinas de contenção e lajes. Suas características interferem no desempenho de cada estrutura, devendo ter na composição as propriedades necessárias para o bom funcionamento dos sistemas.

Composto por aglomerantes e agregados, o concreto pode ser feito em qualquer local, desde que sejam levadas em conta as características do ambiente, como a temperatura e umidade, pois são agentes que interferem nos aspectos da mistura. A fim de flexibilizar o uso deste material, vem-se estudando diversas maneiras de confeccioná-lo e compô-lo. Segundo Christ [3], o desenvolvimento de matrizes cimentícias aumenta a cada ano, levando em conta suas propriedades mecânicas e de durabilidade, quando comparadas às convencionais.

O desempenho mecânico das matrizes cimentícias está diretamente ligado com a resistência à compressão da mesma. Entretanto, o concreto não resiste aos esforços relacionados à tração, já que é um material frágil. A deficiência à tração deste material, quando solicitado, explica uma série de manifestações patológicas, assim como a formação de fissuras.

A fissuração está presente em diversos sistemas estruturais, devido às reações físicas ou químicas e causando o aumento de esforços. As fissuras caracterizam-se pela descontinuidade no composto, encontrando-se de maneira localizada ou em toda a peça. Estas aberturas podem interligar-se, acarretando em fissuras mapeadas no elemento e diminuindo sua resistência. De acordo com Nunes e Figueiredo [4], a retração causa a formação de fissuras no concreto. Isto é explicado por ocorrer o acúmulo de tensões de tração nas zonas de transição entre o agregado graúdo e a pasta cimentícia.

A retração de matrizes cimentícias tem sido estudada desde o início do século XX, por Le Chatelier, surgindo a partir de registros sistemáticos relacionados ao estudo das propriedades do cimento e o processo de autodessecação de concretos. Entretanto, as pesquisas voltadas para este fenômeno só foram evoluindo a partir da década 40 por diversos pesquisadores [5]. A partir do ano de 1948, a retração por secagem teve como investigação pioneira o trabalho feito pelos pesquisadores Powers e Brownly, mostrando a possibilidade de calcular o potencial do fenômeno em compostos endurecidos. De acordo com as análises feitas sobre a retração por secagem, podem ser encontradas quando referenciadas à influência da relação a/c, dimensões dos agregados, geometria de fibras, tipos de fibras, entre outros.

A retração dos materiais tende a formação de fissuras ao longo da peça. Segundo Carmona [6], a presença de fissuras é um fator que agrava a funcionalidade de qualquer sistema, já que o mesmo encontra-se desprotegido e a deriva de ataques de agentes externos. O combate ao surgimento destas aberturas pode ser feito de diversas maneiras e também possui muitos fatores a serem analisados, como as dimensões dos agregados, conforme pesquisa feita por Bisschop e Van Mier [7], e a geometria das fibras, como enfatiza Ababneh [8]. Com isto, desenvolveu-se este trabalho a fim de agregar ao cenário nacional a utilização de fibras poliéster de baixo módulo de elasticidade em matrizes cimentícias, analisando as consequências da retração por secagem, como a deformação e o potencial de fissuração.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Concreto Reforçado com Fibras (CRF)

O concreto reforçado com fibra (CRF) é um composto formado a partir de uma matriz cimentícia reforçada com fibras naturais, sintéticas ou metálicas. Com a adição de fibras, há melhoras nas propriedades da mistura, com destaque para flexibilidade e a melhoria da resistência à tração. Compostos com adição de filamentos são mais deformáveis quando comparados aos sem adição [9]. Um dos fatores presente nestes materiais, para suportarem maiores deformações, é o aumento da tenacidade. Conforme Christ [3], a tenacidade é a quantidade de energia mecânica que o material absorve antes da ruptura, pois quanto maior for a energia necessária para deformação, maior será a sua tenacidade.

Deve-se enfatizar que a incorporação de fibras em matrizes busca alterar o estado frágil da mesma para pseudo-dúctil, ou seja, o material passa a deformar-se antes da ruptura [10]. Quinino [9] aponta a colaboração de materiais fibrosos nas matrizes cimentícias em função destas deformações, que neste caso tendem a não extrapolarem seus limites funcionais. Além da possibilidade de deformação do composto, existe o aumento da sua resistência antes da ruptura, quando exposta a ações de carregamentos externos. Entretanto, a capacidade de interferência das fibras nas propriedades da mistura só é expressiva quando o seu volume de adição é considerável [11]. Segundo Tanesi [10], sucedendo-se a inserção de baixos teores de filamentos, na ordem de 0,30% do volume de material, diminui-se a



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



formação de fissuras devido à retração do concreto. Com isto, utilizando pequenas quantidades de filamentos em matrizes cimentícias objetiva-se controlar a sua fissuração nas idades iniciais da mistura [10].

As fibras para adição em concretos podem ser separadas em diversas categorias de acordo com sua composição e características geométricas. É grande a diversidade de matérias-primas dispostas para a fabricação de fibras, podendo ser de origem metálica, polimérica ou orgânica [12]. Os ganhos mais expressivos nas propriedades dos materiais com adição de filamentos poliméricos, segundo Bernardi [13], são a resistência à abrasão, controle de fissuração e ductibilidade da matriz, sendo que a diminuição de aberturas é o aspecto mais significativo para a adição de microfibras no concreto [14].

2.2 Interação Fibra-Matriz

A adição de fibras na matriz é feita para que ocorram melhorias nas propriedades do produto, relacionando seus comportamentos separados. Estes desenvolvimentos acontecem quando a interação fibra-matriz é bem sucedida. Esta ação potencializa a resistência à tração por flexão da matriz, pois adquire características semelhantes aos materiais fibrosos [15]. A função principal da interface entre os materiais é garantir a transferência dos esforços para o reforço presente na matriz [13]. Narayanan [16] afirma que as fibras com melhores propriedades de fixação, ou seja, ancoragem nas extremidades ou superfícies corrugadas, possuem melhor interação com o composto e, conseqüentemente, melhor desempenho mecânico quando comparadas às sem ancoragem e lisas.

A interação fibra-matriz tem um fator muito importante para o bom desempenho do compósito. Hannant [17] enfatiza que a interface entre estes materiais é o fator crítico da mistura, relacionado ao seu funcionamento. A ligação entre a fibra e a matriz deve garantir aderência, podendo esta ser melhorada a partir da adição de fibras metálicas, químicas e naturais [2]. Em um concreto sem adições, as fissuras presentes propagam-se através do próprio material. Isto ocorre pelo acúmulo de tensões nas extremidades da abertura, fazendo com que o compósito absorva, porém sem eficiência [18]. Já com a adição de fibras, as tensões ocorridas no concreto são transferidas e absorvidas pelas fibras, que atuam como pontes de transferência de esforços quando o material encontra-se fissurado [19].

Segundo Quinino [9], compósitos sem a adição de filamentos possuem instabilidade na formação da abertura até ocorrer o colapso da peça. Em contrapartida, matrizes com adição de fibras tendem a retardar o aparecimento de fissuras progressivamente em decorrência da retração. Ainda segundo o autor, matrizes fibradas permitem que a fissuração do elemento seja distribuída com mais eficácia. Os filamentos auxiliam no aumento da energia mecânica necessária para a ruptura do material, pois qualquer quantidade de fibra adicionada ao concreto exige uma reorganização de esforços, aliviando as tensões sobre o concreto. De acordo com Tanesi e Agopyan [20], teores de fibras acima de 1% do volume da matriz aumentam expressivamente a capacidade de absorção de energia na tração por flexão, aprimorando o desempenho mecânico do compósito.

A eficiência das fibras poliméricas na contenção da formação de fissuras nas idades iniciais da mistura, relacionando com o módulo de elasticidade. Isto acontece, pois o módulo de elasticidade das fibras poliméricas é superior ao módulo da mistura no início de pega. Portanto, a aplicação das fibras sintéticas só é atraente nas idades iniciais do concreto, onde o seu módulo de elasticidade ainda é baixo e inferior aos das fibras. Sendo assim, as fibras sintéticas de baixo módulo tornam-se soluções atrativas para evitar a fissuração nas idades iniciais do concreto [21].

2.3 Retração

A retração é um fenômeno físico-químico representado pela variação volumétrica de um determinado material. Esta variação altera as dimensões do elemento no qual podem ocorrer ou não conseqüências. O volume da pasta de cimento é influenciado com a perda de água, levando à retração. Quando a retração é restringida causa o aumento de tensões de trações no interior e na superfície do concreto. Caso as tensões de trações sejam maiores do que a resistência à tração característica do concreto há a fissuração do mesmo [13].

Aviação volumétrica do concreto é influenciada por uma série de fatores integrados simultaneamente. Conforme Mehta e Monteiro [11], a principal fonte destas deformações em concretos está relacionada à umidade relativa da pasta de cimento hidratada. A contração da pasta de cimento ocorre diferentemente entre as matrizes. Esta desigualdade é explicada pela diferença no teor de agregados de cada uma das misturas, sendo que quanto maior o teor de agregado menor a retração [22].

A perda de água dos materiais cimentícios ocorre por diversos fatores, um deles está relacionado com a hidratação do cimento. Nas reações iniciais de hidratação ocorre a formação de produtos, como silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) (SENISSE, 2010). O hidróxido de cálcio ocupa, em massa, 20% da pasta de cimento hidratada e garante a estabilidade química, mantendo o pH elevado. Já o C-S-H é responsável pelas propriedades mecânicas da matriz, atuando diretamente na resistência e durabilidade da mesma [23].

2.3.1 Retração por Secagem

A retração por secagem é um fenômeno físico causado exclusivamente pela perda de água, levando a contração do concreto já endurecido. Este processo pode prejudicar seriamente o desempenho do material pela alta taxa de fissuração e as consequências desta retração não devem ser ignoradas em projetos estruturais. Em elementos de grandes áreas superficiais a retração por secagem pode trazer problemas maiores do que a formação de fissuras [24]. Segundo Granger, Torrenti e Acker [25], a retração por secagem é originada através do processo de secagem da matriz cimentícia. A perda de água no concreto pode ocorrer de várias formas, trazendo ao composto micro e microfissuras. Os movimentos de umidade, que aclaram a retração, ocorrem na pasta de cimento, posto que o estágio de hidratação do material não esteja finalizado. Estas trocas de umidade, entre o meio externo e a pasta de cimento atingem a quantidade de água presente na mistura, mesmo que já tenha passado pelo período de pega.

O tipo de agregado também pode interferir na retração por secagem do concreto, pois há variações nos módulos de elasticidade. Os inertes com baixo módulo de elasticidade são chamados de agregados leves e, quando adicionados em matrizes cimentícias, ocasionam maior retração na mesma [18]. Agregados com módulos mais elevados causam menor retração no concreto do que os com menor módulo, entretanto, quanto menos deformável for o agregado maior é a reação contra a movimentação da pasta de cimento hidratada, o que ocasiona um aumento expressivo de tensões de tração, formando fissuras na zona de transição dos materiais [11]. Troxell [26] pressupõe que a retração por secagem do concreto pode aumentar 2,5 vezes com a substituição de agregados de alto módulo de elasticidade, como quartzo, para baixo módulo de elasticidade, como arenito.

Ainda, além do agregado, o cimento tem ação direta na retração do concreto. Neville [18] comprovou que quanto maior o teor de cimento maior será a retração da pasta hidratada.

3. MÉTODO DE PESQUISA

O ensaio de anel, ou *Ring Test*, é descrito pela C1581/1581M [1]. Este ensaio caracteriza as propriedades do concreto em relação ao seu potencial de fissuração por retração restringida, devido à tensão de compressão exercida pelo anel de concreto sobre o anel interno de aço. Este ensaio consiste em um anel de concreto moldado por duas fôrmas, conforme Figura 1.



Figura 1: Sistema utilizado nos ensaios de retração, tendo concluída a etapa de posicionamento das fôrmas metálicas interna e externa, assim como a instalação dos extensômetros na face interna do núcleo

O núcleo metálico interno mede 330 ± 3 mm de diâmetro externo, com altura de 150 ± 6 mm e espessura de 12,5 mm. A fôrma externa necessita ser impermeável e não abrasiva. Conforme orientações da norma, a mesma pode ser

confeccionada com material metálico, tendo diâmetro interno de 405 ± 3 mm, altura de 150 ± 6 mm e espessura a definir. Assim como a fôrma externa, a base de apoio também deve ser impermeável e lisa. Sendo assim, utilizou-se como base uma chapa de acrílico com 3 mm de espessura e medidas de 600 x 600 mm.

No processo de secagem do anel de concreto criam-se tensões de compressão sobre anel metálico interno. Estas tensões de compressão são oriundas da retração da mistura, o que ocasiona a deformação da fôrma interna metálica. A medição destas tensões foi registrada através de extensômetros eletrônicos ligados ao equipamento de aquisição de dados. De acordo com a C1581/1581M [1], os extensômetros devem ser colados no núcleo metálico na sua face interna, na metade da altura. A partir da coleta das tensões originadas no ensaio, pode-se determinar a deformação direta do anel de aço.

A inserção do concreto entre as fôrmas foi feita de maneira manual, assim como o adensamento do mesmo. Executou-se a compactação do material em duas camadas, sendo que cada camada recebeu 75 golpes com uma haste metálica de diâmetro equivalente a 10 mm. Ao final do adensamento, regularizou-se a superfície da amostra, retirando qualquer excesso de material no interior do anel e ao longo de sua circunferência externa. Os ensaios ocorreram em uma sala climatizada, com temperatura e umidade controladas, conforme estipula a norma. A temperatura do ambiente deve permanecer a 23 ± 2 °C e umidade a 50 ± 4 %.

4. RESULTADOS E ANÁLISE

Os resultados de retração por secagem restringida das amostras serão ilustrados ao longo dos itens seguintes. Para análise e obtenção dos valores, fez-se necessário a utilização de normas nacionais e internacionais. De acordo com a norma C1581/1581M [1], a primeira fissura pode ser averiguada quando ocorre o alívio de tensões sobre o núcleo. A partir desta afirmação, pode-se saber com precisão o exato momento da formação da fissura no compósito.

4.1 Efeito da Retração no Concreto Referência

Os resultados das tensões médias diárias obtidas neste ensaio estão ilustradas na Figura 2. Os dados que compõem este gráfico representam as reações do anel de aço em relação aos esforços devido à retração do concreto referência, sem fibras.

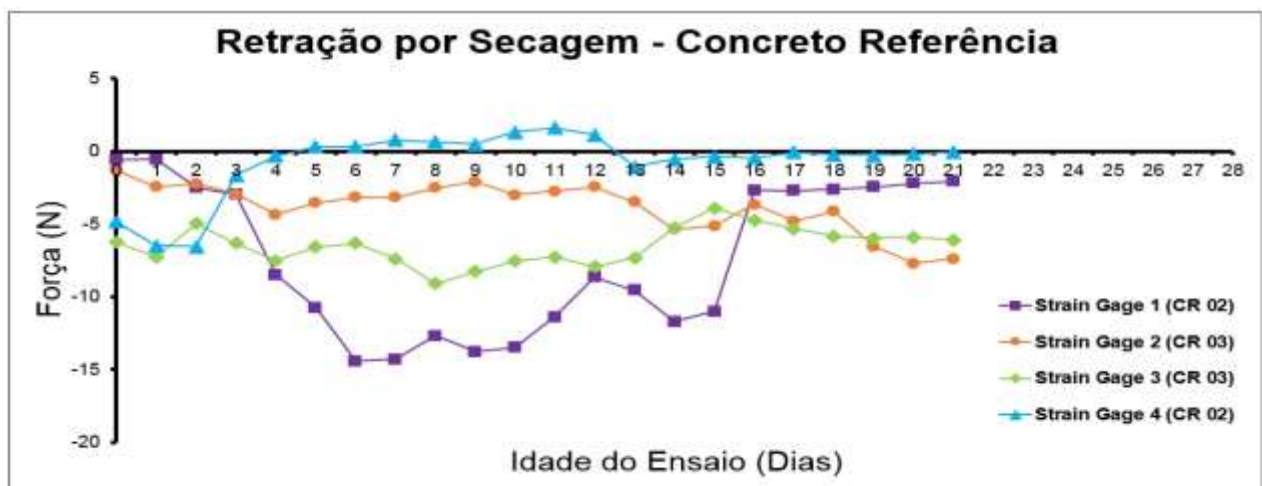


Figura 2: Tensão média diária dos *strain gages* em cada amostra do Concreto Referencial (CR)

Nota-se que as tensões nas amostras foram intensificando-se de maneira distinta. Entre o início do ensaio até o 8º dia identificou-se que os esforços de compressão aumentam gradativamente, tanto na amostra CR 02 quanto na CR 03, e a partir do 9º dia de ensaio houve o alívio de tensões em ambas. Segundo Senisse [2], este alívio de tensões evidencia a formação de fissuras no composto. Entretanto, mesmo acontecendo o alívio de tensões, as aberturas só puderam ser visualizadas a partir do 11º dia de ensaio.

Constatou-se, visualmente, a presença de fissura aos 11 dias de idade na amostra CR 02. Aos 16 dias de idade, também no CR 02, ocorreu a formação da segunda fissura (vide Figura 3). Tal ação já era esperada, visto que o material foi produzido sem fibras e com uma quantidade elevada de água e utilizou-se nenhum tipo de mecanismo para absorver as tensões geradas pela contração do concreto. A intensidade da deformação máxima medida na amostra CR 02 foi de -403 μ m.

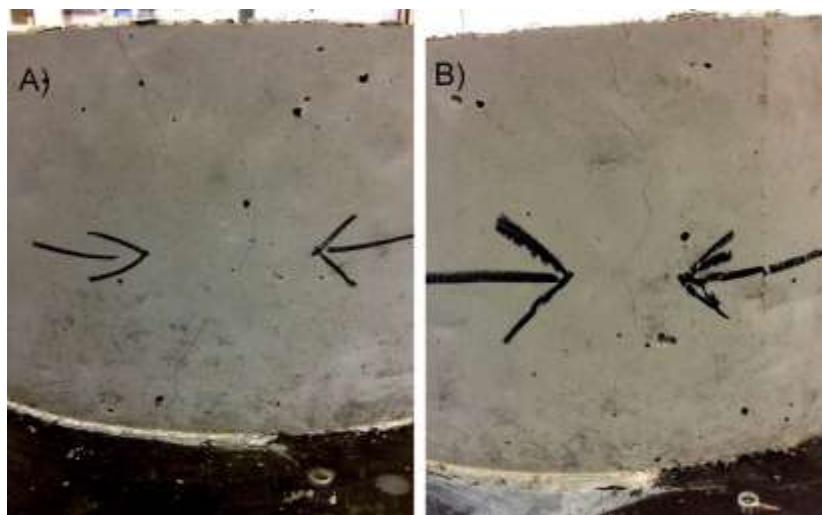


Figura 3: Fissuração na amostra CR 02 do concreto referencial

Legenda: A) primeira fissura formada aos 11 dias de ensaio; B) segunda fissura formada aos 16 dias de ensaio.

A amostra CR 03 teve sua primeira fissura aos 17 dias de idade (vide Figura 4). Tal ação também já era esperada, sendo que o material tem as mesmas características da amostra CR 02, onde não havia inserção de fibras, consumindo o equivalente a 237 l/m³ de água para a confecção da mistura. A retração máxima medida na amostra CR 03 foi de -291 µm.



Figura 4: Presença da primeira fissura na amostra CR 03 do concreto referencial

A Tabela 1 ilustra as dimensões das fissuras das amostras do concreto referência. Entretanto o ensaio foi estendido até os 21 dias após a mistura do material.

Amostra	Fissura	Medição 1	Medição 2	Medição 3	Medição 4
		(mm)			
CR 02	1ª	<0,05	0,05	0,05	0,05
	2ª	0,05	0,05	0,05	0,05
CR 03	1ª	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05

Tabela 12: Dimensão das aberturas nas amostras de concreto referencial.

De acordo com a Tabela 1 verifica-se que as fissuras da amostra CR 02 mantiveram-se com dimensões equivalentes e estabilizadas. As medições feitas nas aberturas da amostra aconteceram aos 11, 16, 18 e 21 dias de idade. Diferentemente da amostra CR 02, o concreto CR 03 apresentou apenas uma fissura com abertura menor de 0,05 mm, sendo monitorada aos 17, 18 e 21 dias de idade.

4.2 Efeito da Retração no Concreto com Adição de Fibras de Poliéster Usadas

A Figura 5 ilustra as tensões médias geradas pelo concreto reforçado com fibras de poliéster usadas. Foram inseridos no gráfico os valores medidos pelos quatro extensômetros, com o intuito de aumentar a precisão dos resultados. Cada núcleo recebeu dois *strain gages*.

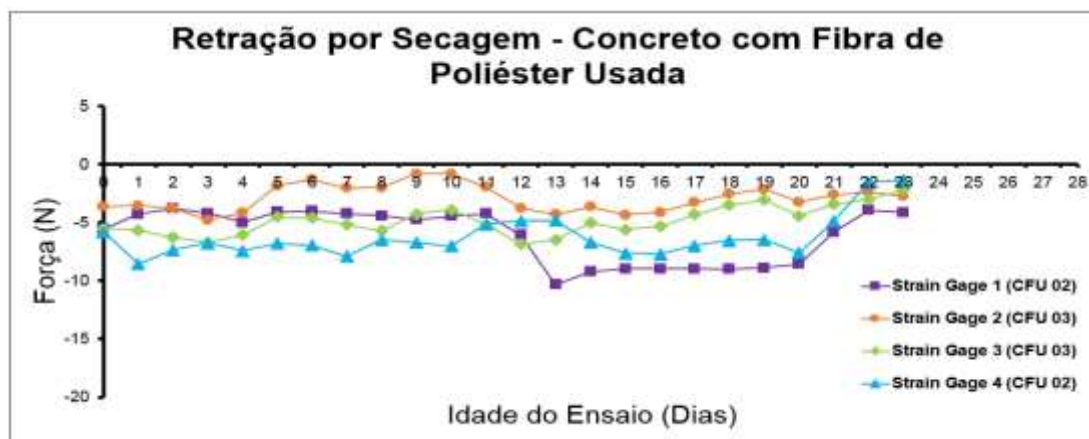


Figura 5: Tensão média diária dos *strain gages* em cada do concreto com fibra de poliéster usada (CFU)

A partir do gráfico, pode-se notar que as tensões geradas foram menores, comparando com as de tensões do concreto referência. Os acréscimos dos esforços em cada amostra são feitos de forma ordenada e simultânea. Ao longo de todo o ensaio, os esforços medidos mantiveram-se constantes e semelhantes. Entre o início do ensaio e o 10º dia, as amostras ensaiadas não apresentaram um aumento expressivo de tensões. Uma das justificativas para esta ação é a presença das fibras de poliéster. Do 10º até o 13º dia de ensaio, houve o aumento das tensões atuantes no núcleo, mostradas, principalmente, pelo *strain gage 1e4*, na qual ambos são pertencentes à mesma amostra. A amostra CFU 03 mostrou variabilidade ascendente no mesmo período.

Comparando com o concreto referência, nota-se que os esforços são mais uniformes, evidenciando uma melhor distribuição de tensões nos concretos com fibra de poliéster. Além da diferenciação da distribuição das tensões, a magnitude das mesmas também é ressaltada nos gráficos analisados. Os esforços atuantes no concreto sem reforço são maiores do que os medidos no concreto com adição de fibras de poliéster, isto porque, segundo Nunes e Figueiredo [4] e Quinino [9], as fibras tem a capacidade de absorver tensões e distribuí-las igualitariamente no composto.

O alívio de tensões ocorreu entre o 13º e 14º dia de ensaio, entretanto a visualização das aberturas só pôde ser comprovada 7 dias após este período. Isto significa que com a adição das fibras de poliéster prolonga-se o surgimento e a propagação das fissuras. Comparando a fissuração das amostras com adição de fibras usadas e o concreto referência, pode-se notar que o surgimento das fissuras foi em um período de 7 dias, contra os 2 dias do material sem fibras, mostrando eficiência 350% superior.

As primeiras aberturas apresentaram-se aos 20 dias de ensaio nas amostras CFU 02 e CFU 03 (vide Figuras 6 e 7). As duas amostras manifestaram indícios de fissuração no mesmo dia, sendo que a amostra CFU 02 teve a formação da primeira fissura aos 20 dias de ensaio com deformação máxima de $-322 \mu\text{m}$ e no dia seguinte foi identificada a presença da segunda. Já a amostra CFU 03 apresentou 2 fissuras no mesmo dia, ou seja, no 20º dia de ensaio e teve sua deformação máxima igual a $-228 \mu\text{m}$.

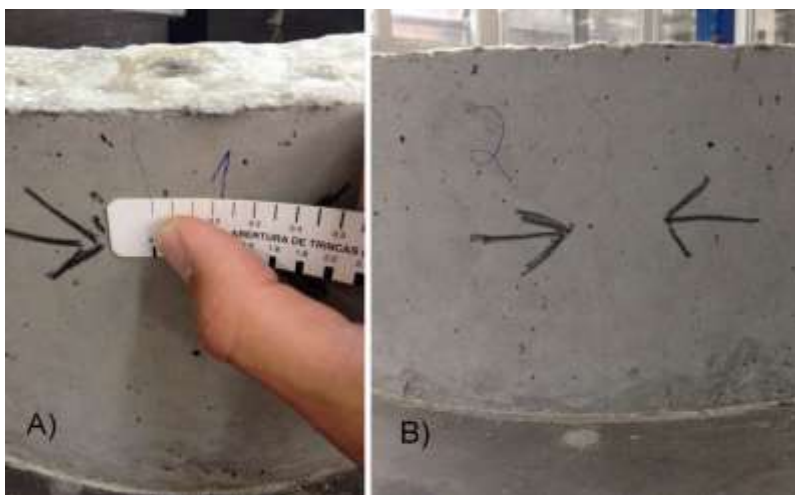


Figura 6 – Fissuração da amostra CFU 02 do concreto reforçado com fibra de poliéster usada
Legenda: A) quantificação geométrica da primeira fissura da amostra aos 20 dias; B) segunda fissura originada na amostra e identificada aos 21 dias de ensaio

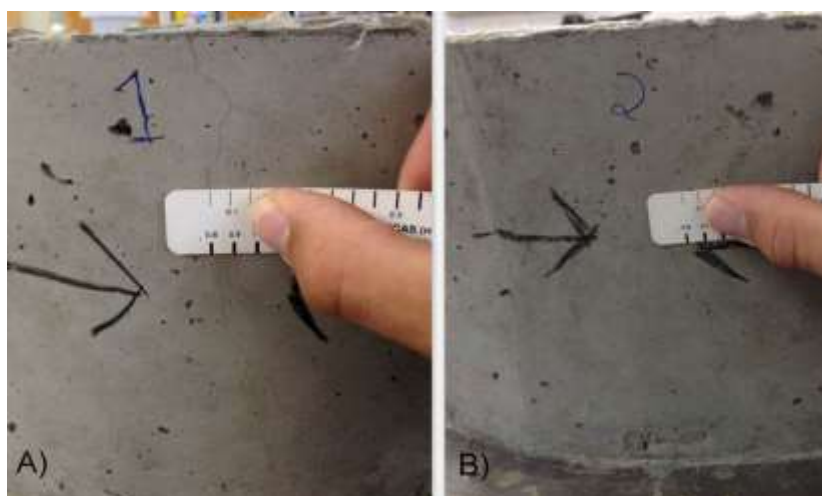


Figura 7 – Fissuração da amostra CFU – 03 do concreto reforçado com fibra de poliéster usada
Legenda: A) medição da fissura da primeira fissura na amostra, constatada aos 20 dias de ensaio; B) segunda fissura na amostra de concreto com fibra de poliéster usada, vista também aos 20 dias de ensaio

A Tabela 2 ilustra as dimensões das fissuras de cada amostra do concreto com fibras de poliéster usadas.

Amostra	Fissura	Medição 1	Medição 2	Medição 3	Medição 4
		(mm)			
CFU 02	1ª	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05
	2ª	0,05	0,05	0,05	0,05
CFU 03	1ª	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05
	2ª	0,05	0,05	0,05	0,05

Tabela 2: Dimensão das aberturas nas amostras de concreto com fibras de poliéster usadas

O acompanhamento das fissuras nas amostras CFU 02 e CFU 03 ocorreu durante o 20º, o 21º e o 23º dia de ensaio. Ambas as aberturas encontram-se estabilizadas, porque não ocorreu o aumento de suas dimensões. Comparando os resultados obtidos em relação às dimensões das aberturas do concreto referência e do com fibras de poliéster usadas, nota-se que as fissuras nas amostras de CFU são menores do que as de CR. Outro parâmetro a ser destacado é a não progressão geométrica das fissuras do concreto com fibras. Com isto, subentende-se, que a adição das fibras evita a propagação de fissuras.

4.3 Efeito da Retração no Concreto com Adição de Fibras de Poliéster Novas

A Figura 8 ilustra as tensões médias geradas pelo concreto reforçado com fibras de poliéster novas.

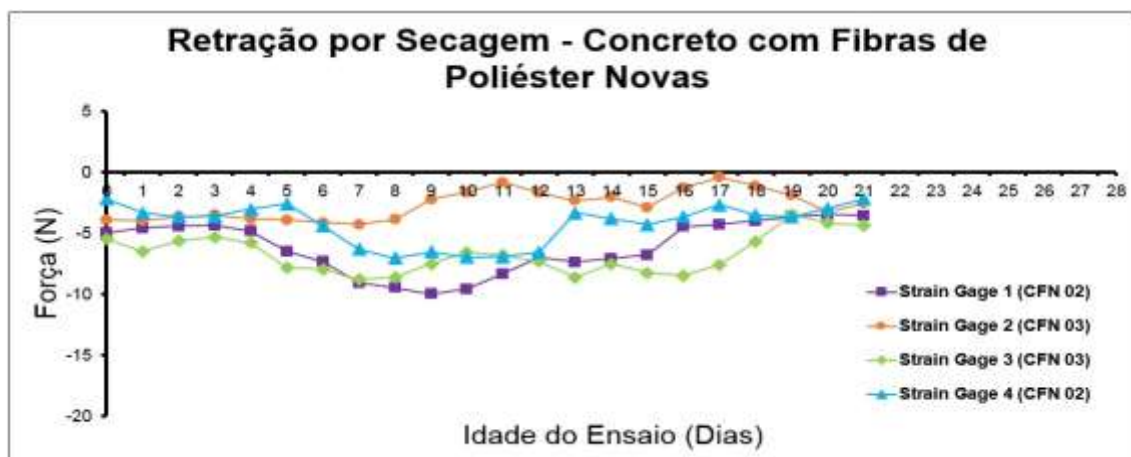


Figura 8: Tensão média diária dos *strain gages* em cada do concreto com fibra de poliéster nova (CFN)

Analisando os valores ilustrados na Figura 8, pode-se notar que a amostra apresenta tensões constantes nos primeiros dias de ensaio, entretanto os esforços intensificaram-se após o 4º dia. Pode-se notar que o acréscimo de tensões ocorre simultaneamente nas duas amostras analisadas até o 12º dia. Quando se comparam os valores de tensões obtidos nos ensaios feitos no concreto referencia, evidencia-se que as tensões no concreto com fibras de poliéster novas são mais controladas.

Relacionando as tensões do concreto com fibras de poliéster usadas, nota-se que estas sofrem o aumento de esforços a partir do 12º dia de ensaio, já o concreto com fibras novas aumenta as tensões a partir do 4º dia de ensaio. Após o 4º dia e o 11º acontecem alívios de tensão.

A absorção de tensões por parte da fibra de poliéster nova foi efetiva durante 4 dias. Ou seja, aos 15 dias de ensaio comprovou-se visualmente a formação da primeira fissura no concreto, sendo ela averiguada na amostra CFN 02. Já a constatação de fissuração da amostra CFN 03 ocorreu aos 18 dias de ensaio. As tensões encontradas na amostra CFN 02 são ligeiramente maiores do que as atuantes na amostra CFN 03. O período de eficiência das fibras de poliéster novas foi de 4 dias e é inferior ao encontrado no concreto com fibras usadas, cuja eficiência foi de 7 dias. Estes valores representam a superioridade da fibra usada de 75% em relação à fibra de poliéster nova. Uma das justificativas desta discrepância de desempenho está relacionada a caracterização superficial das fibras. Em relação ao concreto referencial, a formação da primeira abertura ficou eminente aos 11 dias de ensaio, sendo que o alívio de tensão ocorreu no 9º dia. Com isto, nota-se que os concretos com adição de fibras novas, neste caso, possuem o dobro da eficiência em evitar a propagação de fissuras relacionando-os ao concreto referencial.

A primeira aferição visual das fissuras ocorreu aos 15 dias de ensaio na amostra CFN 02. Inicialmente a abertura possuía dimensões inferiores a 0,05 mm, como se observa na Figura 9. Quatro dias após, ou seja, no 19º dia de ensaio houve a formação da segunda fissura na mesma amostra. Analisando a integridade do anel de concreto da amostra CFN 02, notou-se que as fissuras desenvolvem-se em extremos opostos da circunferência, como já era esperado. As deformações máximas na amostra CFN 02 e CFN 03 foram, respectivamente, de -331 μm e -309 μm .

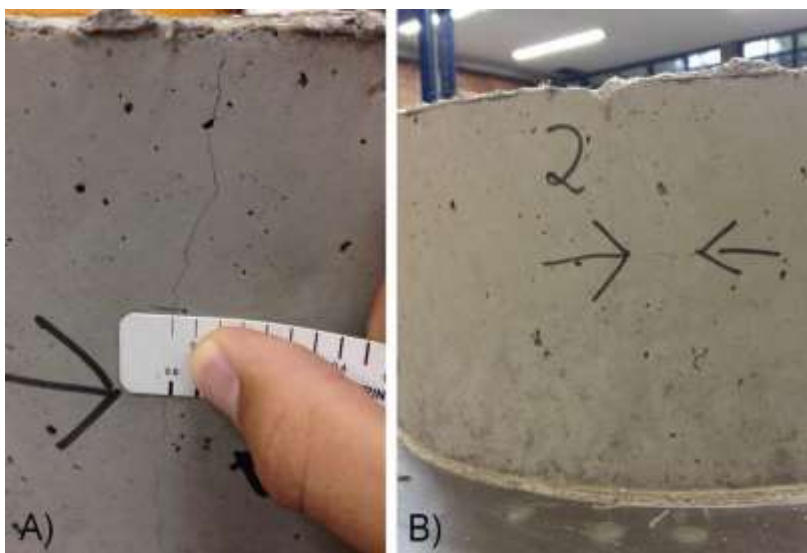


Figura 9: Fissuração da amostra CFN 02 do concreto reforçado com fibra de poliéster nova

Legenda: A) quantificação geométrica da primeira fissura da amostra aos 21 dias; B) segunda fissura originada na amostra

Na amostra CFN 03, foi constatada a presença da primeira fissura aos 18 dias de ensaio. No 20º dia ocorreu a formação da segunda fissura na amostra, conforme ilustra a Figura 10. Assim como na amostra CFN 02, ocorreu o desenvolvimento das fissuras em extremos opostos da circunferência.

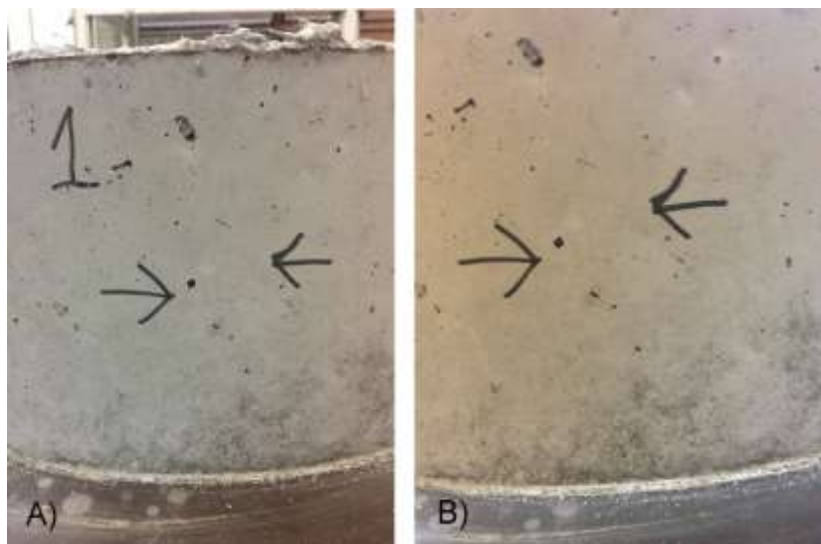


Figura 10: Fissuração da amostra CFN 03 do concreto reforçado com fibra de poliéster nova

Legenda: A) primeira fissura da amostra aos 18 dias; B) segunda fissura originada na amostra aos 20 dias de ensaio

A Tabela 3 mostra as devidas medições feitas no acompanhamento de desenvolvimento das fissuras encontradas tanto na amostra CFN 02 quanto na CFN 03.

Amostra	Fissura	Medição 1	Medição 2	Medição 3	Medição 4
		(mm)			
CFN 02	1ª	<0,05	0,05	0,05	0,05
	2ª	<0,05	<0,05	0,05	-
CFN 03	1ª	<0,05	0,05	0,05	-
	2ª	<0,05	<0,05	-	-

Tabela 3 - Dimensão das aberturas nas amostras de concreto com fibras de poliéster novas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

5. CONCLUSÃO

A pesquisa desenvolvida teve como principal objetivo avaliar o desempenho de concretos com fibras de poliéster em relação à retração por secagem restringida. Para isto, foram ensaiados 3 tipos de misturas, os quais seus resultados são:

- Compósitos com adição de fibras poliméricas de poliéster apresentaram melhor distribuição de esforços em comparação ao concreto convencional, que apresentaram maiores picos de tensão e deformação;
- Os concretos com fibras foram mais eficientes, em 3,5 vezes na absorção de tensões, devido à retração por secagem, quando relacionados ao concreto referência;
- O compósito com fibras de poliéster novas possuiu 43% a menos de eficiência em função do compósito com fibras de poliéster usadas;
- A deformação máxima encontrada no concreto referência, com fibra usada e com o fibra nova, foi de, respectivamente, $-403 \mu\text{m}$, $-322 \mu\text{m}$ e $-331 \mu\text{m}$;
- A área superficial das fibras influíu nos resultados, pois quanto maior a rugosidade da fibra, melhor a aderência do sistema e menor a tendência de fissuração, explicando o melhor desempenho das fibras usadas sobre as fibras novas;

6. REFERÊNCIAS

- [1] C1581/1581M: *Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage*. Pennsylvania: ASTM, 2009.
- [2] SENISSE, J. A. L. *Influência do consumo de água, do teor de adição de microfibras de polipropileno, e do tipo de cimento no fenômeno da retração por secagem em concretos empregados em pisos*. 2010, 161 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.
- [3] CHRIST, R. *Desenvolvimento de compósitos cimentícios avançados à base de pós-reativos com misturas híbridas de fibras e reduzido impacto ambiental*. 2014. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo.
- [4] NUNES, N. L., FIGUEIREDO, A. D. *Retração do concreto de cimento Portland*. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2007.
- [5] JENSEN, O. M. HANSEN, P. F. *Autogenous deformation and RH-chance in perspective*. Cement and Concrete Research, v. 31, n. 12, p. 1859-1865, dez. 2001.
- [6] CARMONA, T. G., CARMONA FILHO, A. *Fissuração nas estruturas de concreto*. Boletim Técnico ALCONPAT Internacional, 2013.
- [7] BISSCHOP, J. SHIOTANI, T. VAN MIER, J. G. M. *Temporal and spatial development of drying shrinkage cracking in cement-based materials*. Engineering Fracture Mechanics, v. 70, n. 12, p. 1509-1525, ago. 2003.
- [8] ABABNEH, M. *The damage of concrete structures due to coupled moisture transfer and drying shrinkage*. Proceedings of the 2001 ASCE Structures Congress and Exposition. Washington, DC, 2001.
- [9] QUININO, U. C. M. *Investigação experimental das propriedades mecânicas de compósitos de concreto com adição híbridas de fibras*. 2015. 243 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.
- [10] TANESI, J., FIGUEIREDO, A. D. *Fissuração por retração em concretos reforçados com fibras de polipropileno (CRFP)*. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1999.
- [11] MEHTA, P. K., MONTEIRO P. J. M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [12] GRISON, E. C., HOINACKI, E. *Identificação de materiais poliméricos: via úmida*. Fundação de Ciência e Tecnologia: Porto Alegre, 1985.
- [13] BERNARDI, S. T. *Avaliação do comportamento de materiais compósitos de matrizes cimentícias reforçadas com fibra de Aramida Kevlar*. 2003. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [14] SARIGAPHUTI, M.; SHAH, S. P.; VINSON, K. *Shrinkage cracking and durability characteristics of cellulose fiber reinforced concrete*. ACI Materials Journal, São Paulo, p. 309-318, July-Aug 1993.
- [15] KERN, A. P. *Estudo da viabilidade da incorporação de resíduos de contrafortes de calçados em matriz de gesso para uso como material de construção civil*. 1999. 117 f. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.
- [16] NARAYANAN, V. K., FAHEY, L. *Macroenvironmental Analysis for Strategic Management*. St. Paul, Minnesota: West Publishing Company. 1986.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [17] HANNANT, D. J. *Fibrements and fibre concretes*. WileyIntersciencePublication: John Wiley & Sons, Chichester, New York, Brisbane, Toronto, 1978. 219 p.
- [18] NEVILLE, A. M. *Propriedades do concreto*. 2. ed., São Paulo: Pini, 1997.
- [19] NUNES, N. L., AGOPYAN, V. *A influência do fator de forma da fibra na tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibras de aço*. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1998.
- [20] TANESI, J., AGOPYAN, V. *Compósitos reforçados com fibras plásticas para construção civil*. II Encontro Tecnologia de Sistemas Plásticos na Construção Civil. EPSP. São Paulo, 1997.
- [21] GUIMARÃES, D. *Pisos Industriais em Concreto: determinação de teores ótimos de fibras de aço e polipropileno em ensaios mecânicos*. 2010. 90 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [22] PICKETT, G. *Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage*. Journal of American Concrete Institute, 52. January 1956, p. 581-590.
- [23] LAM, H. *Effects of internal curing methods on restrained shrinkage and permeability*. 2005. 134 f. Thesis (Civil and Environmental Engineering). University of Toronto.
- [24] CHODOUNSKY, M. A.; VIECILI, F. A. *Pisos industriais de concreto: aspectos teóricos e executivos*. São Paulo: Reggenza, 2007.
- [25] GRANGER, L. TORRENTI, J. M. ACKER, P. *Thoughts about drying shrinkage: Scale effects and modelling*. Materials and Structures, Paris, v. 30, n. 2, p. 96-105, mar. 1997.
- [26] TROXELL, G. E., RAPHAEL, J. M., DAVIS, R. E. *Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete*. American Society for Testing and Materials, 1958, p. 1101-1120.



**CONTRIBUIÇÃO PARA O DIAGNÓSTICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM
ESTRUTURA DE CONCRETO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA – ESTUDO
DE CASO**

L. M. BRITO

Acadêmica de Engenharia Civil
Centro Educacional Luterano de Palmas
Tocantins; Brasil
laramirandabrito@gmail.com

M.A. BELÉM

Acadêmica de Engenharia Civil
Centro Universitário Luterano de Palmas
Tocantins; Brasil
marcobelem18@gmail.com

D.C. PARENTE

Professor
Centro Educacional Luterano de Palmas
Tocantins; Brasil
denis@ceulp.edu.br

RESUMO

As construções apresentam características que visam atender a seus usuários oferecendo condições adequadas ao uso que se destinam, resistindo às ações que alteram suas propriedades técnicas iniciais. Nesse contexto a presente pesquisa, através de inspeções visuais preliminares, verificou a incidência de manifestações patológicas em estações de tratamento de água. Como objetivo central, buscou-se diagnosticar as possíveis origens e causas das manifestações patológicas existentes na estação que abastece 60% da população de Palmas – TO, a ETA 06. Com este intuito, foram realizadas visitas à estação e de forma pormenorizada aos seus módulos a fim de se gerar um banco de dados para a caracterização dos problemas encontrados. Os resultados revelam a importância de se ressaltar que as estruturas analisadas, apesar de não terem atingido suas vidas úteis de projeto, apresentaram vários problemas, os quais irão demandar um elevado custo com reparos e recuperações.

Palavras-chave: concreto; patologia; estrutura.

ABSTRACT

The buildings have features designed to meet your users providing appropriate conditions for use intended, resisting actions that alter their initial technical properties. In this context the present research, through preliminary visual inspection, found the incidence of pathological manifestations in water treatment plants. As its central objective, we tried to diagnose the possible origins and causes of the existing conditions at the station which supplies 60% of the population of Palmas - TO, ETA 06. To this end, visits were made to the station and in detail its modules order to generate a database for the characterization of the problems encountered. The results reveal the importance of noting that the structures analyzed, despite not having reached their useful life project, presented several problems, which will require a high cost repairs and recovery.

Keywords: concrete; pathology; structure.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho procura contribuir com a identificação das manifestações patológicas encontradas em estruturas de concreto armado da Estação de Tratamento de Água do Sistema de produção Ribeirão Taquaruçu, Tocantins.

O tema selecionado fundamenta-se no aumento do número de estruturas de concreto armado com a presença de patologias, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes. Essas observações demonstram que



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



as exigências e recomendações existentes nas principais normas de projeto e execução de estruturas de concreto, até o final do século passado, eram insuficientes, conforme [1].

A engenharia civil está evoluindo seja com relação aos materiais empregados seja nas técnicas utilizadas para a construção e à medida que se passam os anos com a observação dos problemas encontrados a tecnologia e a inovação auxiliam na redução de problemas das obras [2].

No entanto, sabe-se que mesmo as estruturas bem projetadas e desenvolvidas podem apresentar manifestações patológicas. Assim, necessita-se nestes casos trabalhos de recuperação ou de reforço da estrutura, uma vez que o conhecimento dos procedimentos e das técnicas a serem adotados é imprescindível para que a estrutura tenha realmente a sua capacidade original restaurada [3].

Esse trabalho justifica-se pela importância da durabilidade das estruturas de concreto que já devem ser levadas em consideração na fase inicial do projeto construtivo para minimizar seus efeitos.

Neste contexto, busca-se aqui identificar as principais manifestações patológicas apresentadas na estrutura da estação de tratamento de água responsável pelo abastecimento de 60% da população de Palmas – TO (ETA 06), avaliando as possíveis causas de aparecimento.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

A presente pesquisa foi baseada no modelo de estudo de caso com a finalidade de identificar as manifestações patológicas numa Estação de Tratamento de água na cidade de Palmas de forma qualitativa, interpretando os dados obtidos nas vistorias.

As informações foram obtidas de duas formas: visita ao local e da estrutura executada.

Na vistoria do local considerou-se a coleta de dados através de um levantamento fotográfico das manifestações patológicas presentes na estrutura, para a identificação das mesmas.

A coleta de dados fotográficos iniciou-se na captação da água bruta da estação, no sistema de gradeamento que se encontra no nível do manancial seguindo-se um sentido de caminhamento previamente estabelecido da captação até o último processo, a filtração. Os módulos seguintes, canal medidor de vazão de entrada no sistema de coagulação, câmara de floculação, tanque de sedimentação e por fim os filtros.

Finalizada a inspeção interna do sistema, começou-se o exame do seu exterior tomando cada elevação no mesmo sentido da análise interna.

Para o controle do processo de identificação das manifestações patológicas foi utilizada a metodologia empregada por [4], seguindo a ordem de identificação de tais problemas:

2.1 Identificação do problema

•Que fatores são responsáveis pelo surgimento das manifestações patológicas na edificação citada?

Seja em termos de materiais, técnicas ou maneira de utilização da edificação.

•Quais os mecanismos de ocorrência dessas manifestações patológicas?

Para se entender como estes fenômenos surgem e evoluem.

•Quais as soluções possíveis?

Buscando-se, através do entendimento dos mecanismos de ocorrência, alternativas para solucionar os fenômenos encontrados.

2.2 Pesquisa bibliográfica

Ocorreu de forma paralela à identificação das manifestações patológicas buscando solucionar possíveis dúvidas e embasar a contribuição para o diagnóstico.

2.3 Estudo inicial

Realizou-se um estudo para a obtenção de resultados e foi feito um levantamento de dados com a utilização de fotografias das localizações e descrições.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.4 Identificação das possíveis causas das manifestações patológicas

Consistiu na etapa do estudo onde se identificou os agentes causadores dos fenômenos patológicos. Embora não exista a distinção em bibliografia entre tais termos, destaca-se a importância de realizar tal distinção. O agente remoto caracteriza-se como aquela causa de um fenômeno patológico que por sua vez irá gerar outro, enquanto que o agente imediato é aquele responsável diretamente pelo surgimento de um fenômeno patológico. Nesta etapa além da identificação dos agentes, também se realizou a descrição dos mecanismos de ocorrência de cada fenômeno.

2.5 Elaboração de resultados e conclusões

Na etapa final analisou-se a situação e definiu-se as possíveis causas das manifestações patológicas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Módulo de Captação

O sistema de captação da ETA em estudo compreende um conjunto de canais executados em concreto armado e comportas em aço e fibra de vidro operando sempre afogado, ou seja, no nível do manancial que abastece a estação. Localizada à margem direita do Córrego Taquaruçu em área fora do perímetro urbano o sistema de captação está inserido em um ambiente pouco agressivo conforme classificação atribuída pela NBR 6118, tabela 1, pela própria localização e por estar em contato apenas com água bruta.

Tabela 13. Classes de agressividade ambiental. (Fonte: NBR 6118, 2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

As manifestações patológicas encontradas nos canais de captação estão relacionadas ao referido contato com água. O ambiente úmido e sombreado favorece o aparecimento de manchas de mofo e bolores, ascensão de raízes e desgaste por abrasão nos canais, conforme é apresentado nas Figuras 1 e 2.



Figura 1: Superfície de concreto do sistema de captação com manchas de mofo e bolor. (Fonte: Autor, 2015)



Figura 2: Gradeamento da estação com sinais de abrasão em canal. . (Fonte: Autor, 2015)

De acordo com [5] as recomendações curativas quanto a bolores são: (1) Executar a limpeza das superfícies contaminadas; (2) Empregar soluções fungicidas; (3) Utilizar durante o reparo materiais de construção mais resistentes ao bolor, como os materiais fungicidas.

A recuperação de elementos desgastados pela erosão, conforme a Norma do DNIT (2006) determina que, não havendo contaminação do concreto, pode, após uma limpeza com jatos de areia e água, ser efetuada com concreto projetado de

boa resistência à erosão: alta dureza, baixa relação água/cimento e resistência à compressão, aos vinte e oito dias (DNIT, 2006).

3.2 Módulo de tratamento (floculadores e decantadores):

A água captada, após processo de gradeamento e desarenação é bombeada e medida antes das próximas etapas do tratamento. Nessa fase a água recebe as soluções diluídas de cloreto férrico e leite de cal, substâncias que favorecem a floculação e precipitação dos sólidos suspensos ainda presentes na água captada. Esse processo acontece em câmaras de coagulação e floculação construídas em concreto.

Até sua chega às câmaras mencionadas, a água recebe uma carga de produtos químicos coagulantes, também mencionados no parágrafo anterior, em uma área de turbulência que favorece a mistura pretendida. Esse processo acontece em canais mais estreitos de muita turbulência, onde o concreto está sujeito aos efeitos de abrasão, conforme pode ser verificado na figura 3.



Figura 3: Canal de lançamento e mistura de produto químico coagulante. (Fonte: Autor, 2015)

As estruturas supracitadas, da estação em estudo, foram construídas acima do nível do terreno, ou seja, as superfícies das peças em concreto estão fora do alcance do terreno natural, o que facilitou a identificação de manifestações patológicas nas faces opostas a pressão hidrostática exercida nas lajes e paredes armadas.

As Figuras 4 e 5 nos mostram estalactites formadas pelo processo de lixiviação de alguns sais de hidratação do cimento utilizado na obra. O principal deles é o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) solúvel em água pura que é lavado e acumulado na superfície das peças, caracterizando um tipo de patologia bastante comum em estruturas submetidas à pressões positivas de lamina d'água, as chamadas eflorescências ou florescências.

O concreto se torna mais poroso, leve e mais suscetível ao ataque de substâncias deletérias, como os cloretos dissolvidos na água ainda em processo de tratamento [7].



Figura 4: Estalactite formada por lixiviação de sal de hidratação do concreto endurecido em laje de fundo do decantador. (Fonte: Autor, 2015)



Figura 5: Eflorescência em junta de concretagem da parede do flocculador. (Fonte: Autor, 2015)

Segundo [8] a lixiviação do concreto ocorre quando entram em contato com água doce, ácidos, sais, graxas e óleos. Na água doce, há o ataque ao concreto na sua camada superficial, quanto mais baixa, for quantidade de carbonato ácido de cálcio e de magnésio, maior a sua dissolução, menos dura é a água. A maioria dos ácidos ataca o cimento do concreto, no curso da reação água/ácidos ocasiona a formação de sais de cálcio, sendo este muito pouco solúvel atacando o concreto de uma forma lenta.

O fato de se ter um concreto lixiviado, ou seja, que teve alguns sais de hidratação retirados das peças sólidas acarreta o surgimento em cadeia de outras manifestações patológicas. O concreto se torna mais poroso, leve e mais suscetível ao ataque de substâncias deletérias, como os cloretos dissolvidos na água ainda em processo de tratamento [7].

O íons cloreto dissolvidos, em razão da grande porosidade adquirida, chegam até as armaduras e inicia-se o processo de oxidação. As armaduras oxidadas aumentam seu volume gerando esforços internos que convergem para a fissuração e deslocamento do concreto, conforme se pôde observar nas Figuras 6 e 7.



Figura 6: Corrosão de armadura evoluindo para deslocamento de concreto em laje de câmara de flocculação. . (Fonte: Autor, 2015)

A câmara de decantação apresenta-se com eflorescências e manchas de bolor na parede Figura 6. As principais causas do bolor podem ser o término de vida útil da impermeabilização, a má execução de impermeabilização ou o uso de material ou métodos de baixa qualidade durante a execução da obra.



Figura 7: Eflorescências e manchas de bolor em parede da câmara de decantação. . (Fonte: Autor, 2015)

A NBR 6118 determina que as fissurações não devem exceder os valores na ordem de 0,2 mm a 0,4 mm que sob a ação das combinações frequentes não apresentam importância significativa na corrosão de armaduras passivas [9]. Além do

mais, se o concreto executado estiver com elevado fator água/cimento, pode provocar uma elevada porosidade do concreto e fissuras de retração.

A recuperação de grande parte das eflorescências pode ser feita através da remoção por processos simples, como: escovação com escova dura e seca, escovação com escova e água, leve jateamento d'água, leve jateamento de areia, além da aplicação de um novo revestimento (DNIT, 2006).

3.3 Reservação:

A reservação é composta por um reservatório único que recebe a água já filtrada, pronta para a última etapa de tratamento, antes de sua distribuição, a desinfecção feita com cloro e flúor. Desse reservatório a água é distribuída para 60% da população palmense, conforme dados fornecidos pela concessionária de abastecimento local Odebrecht/SANEATINS [5].

As manifestações patológicas identificadas no reservatório, a exemplo do que se pôde observar em outros módulos de tratamento sujeitos a pressão hidrostática, foram eflorescências e infiltrações em juntas de concretagem (juntas frias), conforme as Figuras 8 e 9.



Figura 8: Parede do reservatório com sinais de eflorescências e manchas de bolor. . (Fonte: Autor, 2015)



Figura 9: Fundo de reservatório com manchas de bolor, sinais de eflorescência e corrosão de armaduras.
(Fonte: Autor, 2015)

[10] revela que dentre as principais manifestações patológicas encontradas com maior frequência são a infiltração, manchas, bolor ou mofo e eflorescência, fato que foi confirmado nesse estudo, visto que essas patologias foram identificadas nas três regiões analisadas.

Os problemas causados pela degradação de estruturas e de seus materiais decorrem em grande parte de projetos inadequados, execuções sem controle ou ainda pela falta de manutenção, deficiências comuns que resultam na recuperação dessas estruturas.

4. CONCLUSÃO

O diagnóstico da situação da estação de tratamento de água em estudo leva ao entendimento das manifestações patológicas em termos das múltiplas relações de causa e efeito que normalmente caracterizam a degradação das estruturas.

As mais frequentes manifestações patológicas do concreto encontradas na estação de tratamento de água abordada neste trabalho foram deslocamentos, perda de massa por efeito abrasivo, excesso de juntas de concretagem (juntas frias), corrosão de armaduras e eflorescências.

É possível concluir que as manifestações identificadas são passíveis de correções, principalmente se houver um acompanhamento do engenheiro responsável para sanar manifestações patológicas decorrente de má execução do projeto ou ainda por falta de manutenção das estruturas.

A observação do quadro de manifestações patológicas identificadas proporciona o entendimento do conceito de durabilidade das estruturas, que para [3], está atrelado à combinação de fatores ambientais, como temperatura, umidade e agressividade do meio, às práticas de execução e escolha dos insumos utilizados.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Helene, P. *Introdução da vida útil no projeto das estruturas de concreto NB/2001*. Workshop sobre Durabilidade das Construções. Novembro. São José dos Campos, 2001.
- [2] John, V. M. *et al. Durabilidade e sustentabilidade: desafios para a construção civil brasileira*. Workshop sobre Durabilidade das Construções. Novembro. São José dos Campos, 2001.
- [3] Souza, V. C. de; Ripper, T.; *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1998. 255p. ; 28 cm.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] Krug, Lucas Fernando. *Manifestações patológicas em edificação construída na década de 1930: um estudo de caso*. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2006. 74 p, 2006.
- [5] Santos, M. R. G. "*Deterioração das estruturas de concreto armado – estudo de caso*". Monografia. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. 2012. 122 p.
- [6] Santos, M. R. G. "*Deterioração das estruturas de concreto armado – estudo de caso*". Monografia. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. 2012. 122 p.
- [7] Helene, P. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto armado. São Paulo, PINI, 2000.
- [8] Bauer, L. A. F. *Materiais de construção*. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 471p.
- [9] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- [10] Miotto, D. *Estudo de caso de patologias observadas em edificação escolar estadual no município de Pato Branco-PR*. Universidade Federal do Paraná. Curso de Pós-Graduação em Construção de Obras Públicas. Pato Branco – PR. 2010. 63p.
- [11] FOZ/SANEATINS. Disponível em <<http://www.fozsaneatins.com.br>>. Acesso em 01 de maio de 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



CONTROLE TECNOLÓGICO DAS ARGAMASSAS CIMENTÍCIAS UTILIZADAS PARA RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

J. E. AGUIAR
Engenheiro Civil
Recuperação Engenharia
Minas Gerais; Brasil
aguiar@recuperacao.com.br

M. HADDAD
Engenheiro Civil
Recuperação Engenharia
São Paulo; Brasil
michel@recuperacao.com.br

L. C. AGUIAR
Engenheira Civil
Recuperação Engenharia
Minas Gerais; Brasil
leticia@recuperacao.com.br

RESUMO

O controle tecnológico do concreto utilizado nas obras da construção civil e pesada é normalizado no Brasil (ABNT NBR 12655), sendo de conhecimento da maioria dos profissionais que lidam nesta área, principalmente aqueles que trabalham no controle de qualidade das obras. Porém, quando se trata de obras de recuperação de estruturas de concreto, a situação é diferente, uma vez que esta atividade ainda carece de normas técnicas brasileiras. Este trabalho apresenta algumas recomendações, com base na revisão de normas e guias internacionais, além da experiência profissional de seus autores, para se realizar o controle tecnológico das argamassas de cimento Portland utilizadas nos reparos superficiais e profundos das estruturas de concreto armado, chamando a atenção para os ensaios de campo e laboratório que podem, e devem, ser realizados para que os serviços de recuperação obtenham o sucesso esperado, além de outros aspectos considerados como importantes neste trabalho. É apresentado também um molde de concreto (Bloco de Baezinger), de simples construção, mas que pode ser de grande valia no controle da qualidade, pois permite observar no canteiro da obra aspectos importantes do comportamento das argamassas de reparo e grautes nos primeiros dias, principalmente o aparecimento de fissuras relacionadas com retração hidráulica e deficiência de aderência com o substrato.

Palavras chave: controle de qualidade, argamassa de reparo, graute.

ABSTRACT

The technological control of concrete used in the civil and heavy construction is standardized in Brazil (NBR 12655), and known by most professionals working in this area, especially those who work in the quality control at the jobsite. However, when it regards to concrete structures rehabilitation works, actual situation is different, since this activity still lacks for Brazilian regulation. This article presents some recommendations, based on international standards and guides, as well as the experience of its authors, to perform technological control of Portland cement mortars used in low and high thickness patch repairs of reinforced concrete structures, calling attention to the field and laboratory tests that can and must be conducted, in order to get the expected success of repair services. Also a concrete mold (Baezinger Block) is presented, very easy to be produced at jobsite, but of great value in quality control, as it allows to observe important aspects of repair mortars and grouts behavior at early ages, especially the occurrence of cracks related to hydraulic shrinkage and lack of adhesion to the substrate.

Keywords: quality control, repair mortar, grout.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INTRODUÇÃO

No passado, cultivava-se entre os engenheiros a ideia de que o concreto, principalmente, apresentava características que garantiriam vida longa, praticamente sem a necessidade de manutenção, às estruturas concebidas com este material. O resultado deste erro do passado é um legado enorme de estruturas com necessidade de intervenções com vistas à sua reabilitação. Entretanto, é crescente a ocorrência de insucessos em intervenções corretivas de recuperação estrutural e com resultados insatisfatórios [1], elevando ainda mais os custos associados a reparos de estruturas de concreto.

Tomando-se em conta a importância da manutenção corretiva para os aspectos de durabilidade e segurança da estrutura e também para o aspecto financeiro envolvido, dados os altos custos relacionados a esta atividade, torna-se igualmente importante o aprimoramento da qualidade dos materiais empregados com esse fim, o que inclui o seu adequado controle tecnológico. A falta de critérios para escolha e a incompatibilidade destes materiais com o substrato constituem algumas das causas geradoras da deterioração precoce dos reparos [2].

No Brasil, os materiais mais empregados na recuperação estrutural do concreto para execução de reparos localizados de baixa espessura são as argamassas cimentícias modificadas ou não com polímeros [1], com consistência apropriada para aplicação manual, sem uso de fôrmas e também as argamassas de alta fluidez denominadas “grautes”, para aplicação com uso de fôrmas, adequadas ao preenchimento de reparos de maior profundidade na condição confinada devido ao seu comportamento expansivo.

De acordo com as suas propriedades, os materiais de reparo podem ser classificados como materiais estruturais, atuando diretamente na transferência de carregamentos no elemento após o reparo, e não-estruturais, com função limitada à proteção das armaduras [3].

O Projeto Temático da FAPESP “Pesquisa para Normalização de Materiais e Sistemas de Reparo de Estruturas de Concreto com Corrosão de Armaduras” adotou a seguinte classificação englobando os materiais de recomposição do concreto: Sistemas de Reparo por Repassivação Localizada – sistemas que simplesmente protegem o local reparado da estrutura pelo uso de materiais tais como argamassas, grautes, micro concretos e concretos de cimento Portland ou de base cimento Portland modificado com resinas [2].

De maneira geral, pode-se admitir que a maior parte do volume destes materiais, empregado em atividades formais de recuperação estrutural, seja industrializada. A disponibilização de argamassas e concretos industrializados e fornecidos em sacos, prontos para uso, teve início na década de 30 com o objetivo de fornecer pequenas quantidades para atividades do tipo “faça você mesmo”, mas seu uso rapidamente se estendeu a aplicadores especializados e construtoras e, em seguida, passou a ser adotado por empresas e companhias de infraestrutura (transporte, telefonia, saneamento, gás, etc.) para instalação, construção e reparo de seus projetos [4]. Entretanto, há de se considerar ainda uma parcela de profissionais que adotam formulações próprias, produzidas no canteiro. Para ambas as situações é imprescindível o estabelecimento de critérios, normas e procedimentos para o controle de desempenho adequado destes materiais [3].

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS TÍPICAS EM REPAROS LOCALIZADOS

Uma das manifestações patológicas mais comumente apresentada quando do uso deste tipo de intervenção é a fissuração associada à retração [1]. Em geral, fissuras constituem uma porta ao ingresso de agentes presentes na atmosfera e que podem comprometer o desempenho do reparo, levando à corrosão das armaduras e destacamentos devido ao processo expansivo do produto de corrosão. Além disso, as fissuras por retração se manifestam principalmente na interface entre o reparo e o substrato de concreto [5], podendo também culminar em problemas de aderência que, conjugados com as deformações inerentes do conjunto substrato-reparo, podem resultar no deslocamento do material de recomposição.

Um estudo realizado por uma equipe de pesquisadores a pedido do US Army Corp of Engineers menciona a retração restringida dos materiais de reparo, proveniente das forças de aderência dos mesmos ao substrato como uma das principais causas de fissuração e delaminação das argamassas de reparo [6]. Entretanto, algumas manifestações poderão ocorrer ao longo da vida útil do reparo, como aquelas relacionadas com incompatibilidade dimensional, podendo prejudicar a durabilidade e o desempenho conjunto dos materiais nas áreas de intervenção [3].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Todavia, o controle de algumas características das argamassas de reparo, poderiam reduzir a ocorrência de fissuras devido à retração restringida, considerando os seguintes fatores, de forma isolada ou combinada [7]:

- Baixa retração;
- Alta fluência;
- Baixo módulo de elasticidade;
- Alta resistência à tração.

NORMALIZAÇÃO

Não existem no Brasil normas nem procedimentos que permitam especificar e controlar os materiais para reparo [3]. Algumas tentativas e iniciativas isoladas foram iniciadas a partir da década de 90 como dos projetos do CB-18 e do Projeto Temático da FAPESP “Pesquisa para Normalização de Materiais e Sistemas de Reparo de Estruturas de Concreto com Corrosão de Armaduras” [2].

Atualmente, destacam-se as normalizações europeias, desenvolvidas pelo Comitê Europeu de Normalização – CEN, e americanas, desenvolvidas pelos comitês da American Society for Testing and Materials – ASTM e do American Concrete Institute – ACI, no sentido de implementar parâmetros e requisitos mínimos para a especificação de materiais empregados em atividades de recuperação de estruturas de concreto armado e protendido. A seguir, são apresentados os pontos mais relevantes com relação às principais normas europeias e americanas.

A NORMALIZAÇÃO EUROPEIA

A norma europeia EN 1504 passou a ser utilizada oficialmente a partir de 1º de janeiro de 2009 e teve como principais objetivos, unificar as normas locais existentes na União Europeia de forma a garantir requisitos mínimos de qualidade e segurança para os usuários, eliminando assim barreiras técnicas e comerciais entre os países do bloco.

Esta norma está dividida em 10 partes, sendo a parte 3 (*EN 1504-3:2005 Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 3: Structural and non-structural repair*) a que trata dos materiais apropriados para reparação estrutural e não estrutural, para atividades de recomposição do concreto, reforço estrutural e conservação ou restauração da passividade, podendo-se empregar argamassa ou concreto fluido por aplicação manual ou projetada. Esta parte da norma fornece ainda informações e requisitos mínimos que os materiais devem atender além dos respectivos métodos e normas de ensaio para o seu controle [8]. A tabela 1 mostra a lista propriedades que devem ser controladas:

Tabela 14 - Propriedades dos materiais controladas de acordo com a norma EN 1504-3 [8].

PRINCÍPIOS	MÉTODOS					
nº 3: RECOMPOSIÇÃO DO CONCRETO						
Reposição da forma e função especificada de um elemento estrutural de concreto.	3.1 Aplicação manual de argamassa 3.2 Preenchimento com concreto ou argamassa fluída (graute) 3.3 Projecção de concreto ou argamassa					
nº 4: REFORÇO ESTRUTURAL						
Aumento da capacidade portante da estrutura pelo incremento da seção transversal de um ou mais elementos estruturais.	4.4 Adição com concreto ou argamassa fluída (graute)					
nº 7: CONSERVAÇÃO OU RESTAURAÇÃO DA PASSIVIDADE						
Proteção das armaduras no concreto pela conservação ou restauração das condições relacionadas com o início e desenvolvimento do processo de corrosão de armaduras.	7.1 Incremento do recobrimento da armadura com argamassa cimentícia, adição de concreto ou argamassa fluída (graute) 7.2 Substituição do concreto carbonatado ou contaminado					
PROPRIEDADES	3.1	3.2	3.3	4.4	7.1	7.2
Resistência à compressão	■	■	■	■	■	■
Teor de íons cloretos solúveis	■	■	■	■	■	■
Aderência (Ensaio de arrancamento)	■	■	■	■	■	■
Retração / expansão restringidas	■	■	■	■	■	■
Resistência à carbonatação	■	■	■	■	■	■
Módulo de elasticidade	□	□	□	■	□	□
Compatibilidade térmica (Partes 1 ou 2 ou 4)	□	□	□	□	□	□
Resistência ao deslizamento	□	□		□	□	□
Absorção capilar (permeabilidade à água)	□	□	□	□	□	□
■ Para todos os usos previstos						
□ Para certos usos em condições específicas						



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A NORMALIZAÇÃO AMERICANA

Nos Estados Unidos, uma série de normas desenvolvidas pela American Society for Testing and Materials – ASTM fornecem informações para a realização de ensaios de qualidade dos diversos materiais empregados na recuperação estrutural, das quais se destaca a ASTM C1107-99 (*Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout - Nonshrink*), a qual especifica parâmetros mínimos para a classificação de grautes cimentícios como “não retráteis” [9]. A tabela 2 ilustra as propriedades a serem controladas de acordo com a norma:

Tabela 15 - Propriedades dos grautes controladas de acordo com a norma ASTM C1107-99 [9].

PROPRIEDADES	ASTM C1107-99
Resistência à compressão (1, 3, 7 e 28 dias)	■
Expansão volumétrica no fim da pega	■
Expansão volumétrica do graute endurecido (1, 3, 14 e 28 dias)	■
■ Obrigatórios	
□ Facultativos	

No mesmo caminho da iniciativa europeia, o American Concrete Institute – ACI, criou o Comitê 546 para a elaboração de guias e recomendações voltados para as atividades de recuperação estrutural. Deste comitê surgiu o guia ACI 546.3R-06 (*Guide for the Selection of Materials for the Repair of Concrete*) o qual fornece parâmetros para a seleção de materiais de reparo, discussões acerca de propriedades e procedimentos de ensaio para o seu controle, recomendações de valores mínimos e níveis de desempenho, além da importância de diversas propriedades dos materiais para sua aplicação e para o meio ambiente [4]. A tabela 3 ilustra as propriedades a serem controladas de acordo com este guia:

Tabela 16 - Propriedades dos materiais controladas de acordo com o guia ACI 546.3R-06 [10].

PROPRIEDADES	ACI 546.3R-06
Módulo de elasticidade	■
Aderência no plano inclinado	■
Retração por secagem	■
Permeabilidade	■
Tração por compressão diametral	■
Resistência à compressão	■
Coefficiente de expansão térmica	■
Absorção capilar	■
Resistência a ciclos de gelo e degelo	■
■ Obrigatórios	
□ Facultativos	

CONTROLE TECNOLÓGICO DOS MATERIAIS DE REPARO

Considerando-se que o maior volume de argamassas de reparo e grautes empregados em atividades de recuperação estrutural seja industrializado, há de se considerar todos os problemas advindos de questões de qualidade na fabricação. Estas questões estão relacionadas, por exemplo, com variações de quantidade nos sacos, as quais acarretam erros de dosagem na aplicação (variação da relação de mistura água/pó) e, conseqüentemente, alterações nos tempos de pega e cura, das propriedades físicas da mistura como segregação dos componentes antes e durante a mistura e após o lançamento, além das propriedades mecânicas e de durabilidade como resistência, permeabilidade, etc. [4].

Além disso, aparentemente, o baixo conhecimento técnico dos profissionais em relação à importância das propriedades essenciais que as argamassas de reparo e grautes deveriam atender, leva os mesmos a valorizar apenas aquelas de mais fácil entendimento desde o ponto de vista estrutural. Prevalece a ideia de que o importante é garantir altos valores de resistência inicial e final, em detrimento de outras características como baixa retração, boa aderência e compatibilidade com as propriedades mecânicas do substrato e ainda, com as mudanças volumétricas, de temperatura e de umidade da estrutura; questões que em muitos casos são decisivas para o sucesso do reparo [3].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A aderência também é uma propriedade básica e fundamental para qualquer sistema de reparo, seja superficial ou de reforço, executados com argamassas em estruturas de concreto, pois por deficiência desta propriedade o desempenho global do sistema fica comprometido. É responsável pela transferência efetiva das deformações e consequentemente dos esforços a que a estrutura estará sujeita ao longo do tempo, bem como pela proteção das armaduras reparadas. Desta forma, são prejudiciais as fissuras de interface ou falhas de aderência, que tornam o sistema mais permeável e possibilitam o ingresso de agentes agressivos ao concreto ou às armaduras [5].

De forma geral, além da resistência à compressão, as propriedades consideradas básicas para as argamassas de reparo e grautes para o seu desempenho adequado, são o módulo de elasticidade, a retração e fluência [2]. Tula et al, 2003, cita Helene e Levi, 1998 e apresenta recomendações de propriedades a serem controladas para os grautes [3]. A tabela 4 apresenta estas propriedades para discussão:

Tabela 17 - Propriedades dos grautes controladas de acordo com Helene e Levi (1998). Adaptado de Tula et al, 2003 [3].

PROPRIEDADES	HELENE E LEVI 1998
Módulo de deformação	■
Coeficiente de dilatação térmica	■
Temperatura de trabalho	■
Resistência à compressão (3 e 28 dias)	■
Resistência à tração por compressão diametral (28 dias)	■
Resistência à tração	■
Resistência de aderência (tração direta no arrancamento)	□
Segregação (flow table)	■
Água de exsudação	■
Fluência	□
Resistência à fadiga	□
Resistência a ciclos de temperatura	□
Resistência à abrasão / cavitação	□
Retração total (28 dias e 1 ano)	□
Retração restringida (28 dias)	■
Absorção capilar	■
Resistividade elétrica	□
Coeficiente de carbonatação	■
Penetração de íons cloreto	□
Teor de cloretos	■
■ Obrigatórios	
□ Facultativos	

CONSIDERAÇÕES

Com base nos programas de ensaios contemplados pelas diversas normas, guias e recomendações referenciadas neste artigo, é possível propor uma série mínima de ensaios obrigatórios em quaisquer situações para o controle tecnológico das argamassas de reparo e grautes.

A revisão dos trabalhos referenciados nos leva a concluir que as questões que envolvem a compatibilidade dimensional dos reparos com o substrato de concreto são fatores críticos para o controle da ocorrência de fissuras e problemas de aderência das argamassas de reparo e grautes, problemas estes que, por si só, reduzem significativamente a durabilidade e o desempenho mecânico destas intervenções, sendo que a análise desta compatibilidade está diretamente ligada à avaliação de características físicas como resistência à compressão e à tração, módulo de elasticidade, retração restringida e resistência de aderência.

A tabela 5 apresenta uma compilação das séries de ensaios abordadas pelas diversas normas, guias e recomendações referenciadas neste artigo além da coluna denominada “proposta” onde se busca estabelecer a série mínima de ensaios que deveriam ser considerados obrigatórios para todos os usos previstos e aqueles a serem avaliados em certos usos e condições específicas. O critério para a definição da série “proposta” de ensaios leva em consideração a determinação



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



das características físicas relacionadas com a durabilidade e o desempenho mecânico do reparo além do cruzamento entre as recomendações das diversas normas e guias internacionais, de maneira a também estabelecer consenso com as normativas de outros países, aproveitando assim, o conhecimento técnico acumulado ao longo dos anos em trabalhos de reparo de estruturas de concreto.

Desta forma, todos os demais ensaios contemplados nos trabalhos pesquisados, comporiam uma segunda lista de ensaios complementares de laboratório que poderia ser incluída e destinada somente a casos específicos, onde a pertinência de sua aplicação seria vinculada a demais critérios de análise, de acordo com cada situação de reparo particular, os quais deveriam ser considerados pelo profissional responsável pelo projeto de recuperação da estrutura.

Tabela 18 - Compilação das propriedades mencionadas pelas referências consultadas e proposta de série mínima de ensaios para o controle tecnológico de argamassas e grautes.

PROPRIEDADES	EN 1504-3:2005	ACI 546.3R-06	ASTM C1107	HELENE E LEVI	PROPOSTA
Resistência à compressão	■	■	■	■	■
Retração / expansão restringidas	■	■	■	■	■
Aderência (tração direta no arrancamento)	■	--	--	□	■
Aderência (plano inclinado)	□	■	--	--	□
Módulo de elasticidade	□	■	--	■	■
Absorção capilar (permeabilidade à água)	□	■	--	■	□
Tração por compressão diametral	--	■	--	■	□
Teor de íons cloretos solúveis	■	--	--	■	□
Resistência à carbonatação	■	--	--	■	□
Compatibilidade térmica (Partes 1 ou 2 ou 4)	□	--	--	□	□
Resistência a ciclos de gelo-degelo	--	■	--	--	□
Coefficiente de expansão térmica	--	■	--	■	□
Resistência ao deslizamento	□	--	--	--	□
■ Para todos os usos previstos					
□ Para certos usos em condições específicas					

ENSAIOS DE CAMPO

Além dos ensaios de laboratório para confirmar as propriedades físicas e mecânicas da argamassa que se pretende utilizar nas obras de reparo é importante, também, verificar o seu desempenho em campo, se possível, antes mesmo de sua utilização, observando principalmente seu comportamento quanto à retração e aderência.

Para observar, na prática, o real comportamento das argamassas de reparo e dos grautes cimentícios foi desenvolvido um teste de campo que utiliza um bloco de concreto descartável, moldado no próprio canteiro de obras. Neste molde de concreto é aplicada a argamassas de reparo, cujo desempenho passa a ser observado nos primeiros dias de aplicação, uma vez que as fissuras de retração plástica tornam-se visíveis após um dia, enquanto as de retração hidráulica ocorrem dentro de 2 a 4 semanas.

Este teste foi desenvolvido na Suíça em 1992 por Heinz Baenzinger e apoiado por Alexander Bleibler. O objetivo foi testar as principais propriedades das argamassas de reparo de concreto, mais rapidamente e eficazmente do que os outros métodos de ensaio disponíveis. O bloco foi cuidadosamente projetado, de forma que não fosse muito grande (30 litros) e pesado (71 kg) e portanto, de fácil utilização, seja em campo ou em laboratório, mas robusto suficiente para simular um reparo real [11].

Sua geometria, permite avaliar o comportamento do material de reparo em diversas situações reais, simulando tensões comuns e condições de deformação, as quais são estrategicamente inseridas em partes específicas do bloco [12]. Tais condições são listadas a seguir e podem ser visualizadas na figura 1.

- Confeccionado com concreto e armado de maneira a não deformar, permitindo a retração da argamassa;
- O substrato pode ser preparado, replicando as condições adequadas de um reparo real;
- Cantos em 90 graus ao invés de extremidades chanfradas representam o cenário da pior condição para a argamassa;

- Variações na espessura do reparo permitem avaliar sua resistência ao abatimento e à formação de fissuras;
- Um canto recortado testa a capacidade da argamassa para suportar tensões radiais de todas as direções;
- Duas regiões reproduzem o comportamento da argamassa sob situações de retração livre e restringida.



Figura 6 - Bloco de Baenziger [12].

Trata-se de um molde de concreto armado com comprimento de 105 centímetros e largura de 35 centímetros, tendo capacidade de receber todo o material oriundo de um saco de 25 kg de argamassa. Construído em concreto, com consumo de cimento entre 300 e 350 kg/m³, agregado gráudo de 16 mm e reforçado com malha de aço de diâmetro 6mm. As fôrmas para a construção dos blocos podem ser de madeira ou metálica, conforme visto na figura 2. As dimensões do Bloco de Baenziger estão detalhadas na figura 3.



Figura 7 - Bloco recém moldado e sua fôrma (Recuperação Engenharia, 2008).

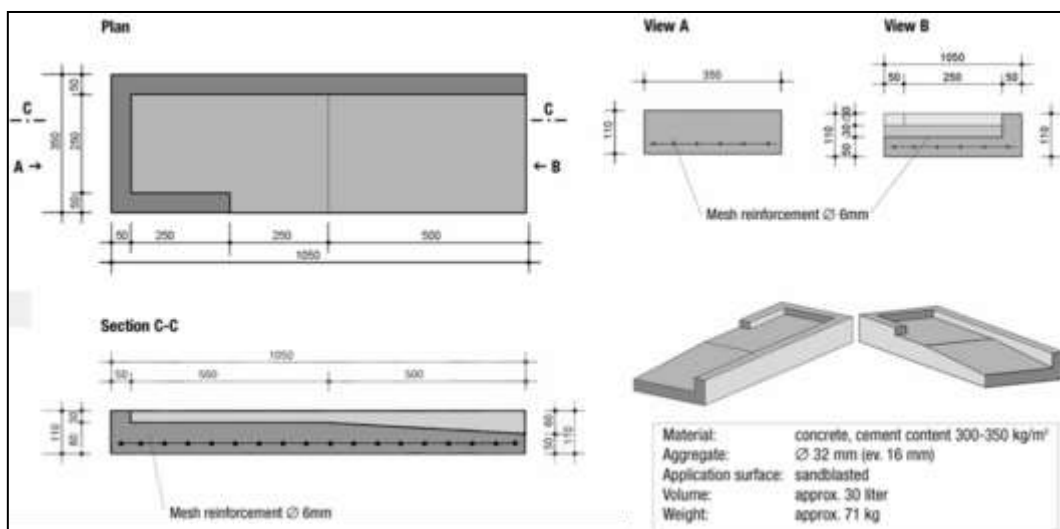


Figura 8 - Dimensões do Bloco de Baenziger [11].

As falhas nas argamassas ocorrem de forma precoce sendo resultado de uma vasta gama de processos físico-químicos. As fissuras ocorrem muitas vezes quando as tensões de tração excessivas excedem a capacidade de resistência do material. Estas forças são muitas vezes causadas pela retração por secagem, ocorrendo nos estágios iniciais da cura. Quando as tensões de interação entre o material e o substrato são grandes o suficiente, podem ocorrer destacamento da argamassa.

O Bloco de Baenziger foi especificamente projetado para gerar estas tensões, permitindo observar se as argamassas em testes foram bem formuladas para resistir às estas solicitações. Para isto o molde apresenta quinas de 90° e espessuras variáveis, gerando tensões e restrições severas para testar o desempenho dos materiais. O substrato do bloco onde serão aplicadas as argamassas devem ser ásperas, simulando a preparação do substrato real do reparo, podendo ser feito por jato de areia ou por lixamento.

O bloco pode ser utilizado, não só para verificar uma argamassa específica, mas também fazer comparações entre diversas argamassas para selecionar aquelas que apresentem o melhor desempenho, independente dos testes de laboratório e das informações constantes nas fichas técnicas dos fabricantes.

Recomenda-se que os moldes de concreto tenham uma idade superior a 30 dias quando forem utilizados. Após a instalação das fôrmas laterais para contenção das argamassas, deve ser feita a saturação da superfície do substrato, que, conforme já citado anteriormente, deve ter uma rugosidade próxima da situação real do reparo. As argamassas poliméricas são aplicadas por espatula, enquanto os grautes são vertidos, ressaltando, a necessidade de uma vedação adequadas das fôrmas quando da aplicação dos grautes. É feito o acabamento da superfície, seguido de cura química ou úmida. Importante que todos os procedimentos sejam os mais semelhantes à situação real.

Aparecimento de fissuras deve ser verificado diariamente durante o primeira semana, a partir daí, semanalmente, até completar 30 dias. Devem ser feitos semanalmente testes de percussão auscultativa com martelo leve para observar deficiência de aderência com o substrato. Um quadro de fissuração típica observado no bloco é ilustrado na figura 4.

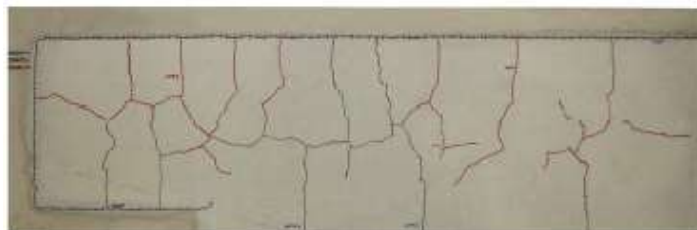


Figura 9 - Exemplo de fissuração do material de reparo durante o ensaio no Bloco de Baezinger [12].

Após 7, 14 e 28 dias devem ser feitos ensaios de aderência por tração direta (“*pull off test*”). O método é prescrito pela ABNT NBR 13.528:2010 - Revestimentos de Paredes e Tetos de Argamassas Inorgânicas - Determinação da Resistência de Aderência à Tração, da Associação Brasileira de Normas Técnicas, conforme ilustrado na figura 5.



Figura 10 - Realização do teste de arrancamento (Recuperação Engenharia, 2008).

Além da principal função deste ensaio, qual seja, prever o comportamento do material de reparo às condições que levam à fissuração e delaminação, pode-se admitir verificações e observações adicionais, como por exemplo, determinação da abertura e profundidade das fissuras, extração de corpos de prova para ensaios de determinação dos coeficientes de difusão de agentes agressivos (μCO_2 e $\mu\text{H}_2\text{O}$), absorção de água por capilaridade (Taylor, 2008), trabalhabilidade e estabilidade do material de reparo durante aplicação e cura (Shiegg, 2005).

O trabalho realizado por uma equipe de pesquisadores nos Estados Unidos, teve como escopo o desenvolvimento de testes que pudessem prever a tendência à fissuração de materiais de reparos em condições reais de aplicação para, assim, suportar a seleção de materiais com melhor comportamento em relação a este tipo de ocorrência [13]. Para tanto, o trabalho cobriu as seguintes etapas em sua primeira fase de estudos:

- Seleção da melhor configuração em termos de geometria e dimensões de maneira a permitir o trabalho em laboratório e ser ainda representativo das condições reais de aplicação;
- Realização de testes de caracterização dos materiais de reparo cujas propriedades básicas estabelecidas foram: resistência à compressão, retração, fluência na flexão e módulo de elasticidade;
- Realizar diversos ensaios, normalizados ou não, para avaliação da retração e tendência à fissuração dos materiais de reparo;
- Avaliar a possível correlação entre os resultados dos ensaios de retração e dos testes experimentais, quais sejam, o teste do Bloco de Baezinger e um teste similar cujo molde do bloco tipo “Caixa” resultava em um reparo restringido em todas as laterais como ilustrado na figura 6.

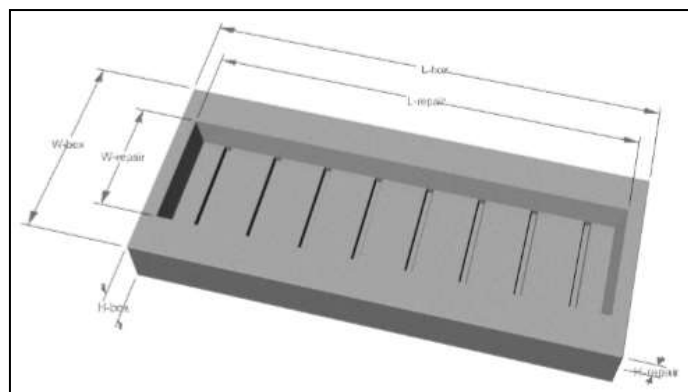


Figura 11 - Bloco "Caixa" [13].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Os testes comparativos concluíram que modelo experimental do Bloco de Baezinger foi o que apresentou melhor configuração para avaliar a tendência à fissuração dos materiais de reparo.

CONCLUSÕES

Baseados nas recomendações de normas e guias internacionais, nas pesquisas com métodos alternativos para controlar a qualidade e avaliar o desempenho dos materiais de reparo, bem como na experiência em obras reais, pode-se concluir que:

- A influência das propriedades e características dos materiais de reparo para a ocorrência das manifestações patológicas é abordada em diversos trabalhos de pesquisa, sendo possível, a partir deste conhecimento, avaliar os materiais disponíveis no mercado a partir de um plano de controle de qualidade das argamassas;
- É possível propor uma série mínima de ensaios, obrigatórios para quaisquer situações de intervenção, de forma a garantir aspectos de resistência mecânica, estabilidade dimensional e durabilidade dos reparos, incluindo a resistência à compressão, aderência por tração direta, retração e/ou expansão restringida e módulo de elasticidade das argamassas de reparo e grautes;
- Ensaios complementares podem ser propostos para cobrir aspectos específicos em situações particulares;
- O teste do Bloco de Baezinger, apesar de não normalizado, é de fácil execução e foi desenvolvido com base em critérios que possibilitam a avaliação das diversas argamassas e grautes de reparo disponíveis com relação ao seu desempenho em serviço, permitindo a seleção daqueles que melhor se adaptam às necessidades da estrutura.

Por fim, sugere-se o prosseguimento do tema deste artigo, pelo aprofundamento das questões que envolvem a necessidade de se estabelecer consenso quanto aos requisitos de desempenho para cada uma das propriedades (valores mínimos e máximos a serem atendidos), tipo de material (argamassas inorgânicas, argamassas poliméricas, grautes, etc.), classificação (materiais estruturais e não estruturais) e tipo de aplicação (recuperação, reforço estrutural, pisos e pavimentos, etc.).

REFERÊNCIAS

- [1] Peña, Manuel R. G.; Helene, Paulo R. L. “*Estudo de fissuração associada à retração em argamassas para reparo em estruturas de concreto*”. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil; BT/PCC/406. São Paulo: EPUSP, 2005.
- [2] Silva Júnior, José Z. R.; Helene, Paulo. “*Argamassas de Reparo*”. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil; BT/PCC/292. São Paulo: EPUSP, 2001. 20 p.
- [3] Tula, Leonel S. et al. “*Grautes para reparo*”. In: VII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y IX Congreso de Control de Calidad CONPAT2003, 2003, Telchac, Yucatán, México. Memórias CONPAT2003. Madrid: ALCONPAT, 2003. v.1. p.139 – 152
- [4] Emmons, Peter H. et al. “*Quality of prepackaged powdered materials used in construction – What can be done to improve it?*” Concrete International Magazine. April 2014. v.36 p.43 – 47.
- [5] Moreno Junior, Rafael; Selmo, Silvia M. de Souza. “*Aderência de argamassas de reparo de estruturas de concreto*”. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil; BT/PCC/472. São Paulo: EPUSP, 2007. 20p.
- [6] Vaysburd, Alexander M. et al. “*Performance criteria for concrete repair materials - Phase II, Summary Report*”. U.S. Army Corps of Engineers Technical Report; REMR-CS-62. March, 1999. 72p.
- [7] Vaysburd, Alexander M. et al. “*Compatibility Issues in Design and Implementation of Concrete Repairs and Overlays*”. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation Technical Service Center Materials Engineering and Research Laboratory. Report N° MERL-2014-87, Project ID 0385. Denver, Colorado. December, 2014.
- [8] European Committee of Standardization. “*EN 1504-3:2005 – Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 3: Structural and non-structural repair*”. União Européia, 2005.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [9] American Society for Testing and Materials. “ASTM C1107-99 Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink). EUA. May, 1999.
- [10] American Concrete Institute. “ACI 546.3R-06 Guide for the Selection of Materials for the Repair of Concrete”. EUA, 2006.
- [11] Shiegg, André; Baenziger, Heinz. “Efficient testing of fibers with the Baenziger Block” In: Proceedings of the conference: Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Eds. Alexander, M.G., Beushausen, H.-D., Dehn, F., and Moyo, P., Nov. 21-23, 2005, Cape Town, South Africa, Taylor & Francis Group, London, pp. 1059-1064.
- [12] Taylor, David. “Description of test procedure – Mortar testing using the Baenziger Block”. Method Statement Nº 77032. Sika Services AG. Switzerland, December 2008. 15 p.
- [13] Morency, Maxim et al. “Development of a Test Method to Evaluate Cracking Tendency of Repair Materials, Phase I Report”. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. Concrete Repair Engineering Experimental Program (C.R.E.E.P). Research report 2004-1. Denver, Colorado. March, 2005.



**CORRELAÇÃO ENTRE OS ÍNDICES FÍSICOS DE ARGAMASSAS PRODUZIDAS COM
DIFERENTES MATERIAIS INERTES, AS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E AS
PROPRIEDADES DO REVESTIMENTO**

D. RIBEIRO

Estudante
Centro Universitário de Patos de Minas (UNIPAM)
Minas Gerais; Brasil
douglasribeirooliveira93@gmail.com

S. VIEIRA

Estudante
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
sheillaeng@gmail.com

R. VIEIRA

Professor de Graduação
UNIPAM
Minas Gerais; Brasil
rogeriovb@unipam.edu.br

RESUMO

As manifestações patológicas recorrentes em argamassas são ocasionadas, majoritariamente, devido à sua composição, aliada à baixa qualidade dos materiais utilizados, à falta de conhecimento técnico do setor e à busca pela redução de prazos de execução do sistema de alvenaria. O presente estudo busca avaliar diferentes materiais inertes utilizados em argamassas com função plastificante - filito, filer calcário e saibro - empregados em detrimento de argamassas mistas que demandam maior tempo de cura. Objetivou-se produzir quatro diferentes composições de argamassa para aplicação em revestimento, estudá-las no estado fresco e endurecido e analisar as manifestações patológicas apresentadas. As argamassas foram produzidas com CP IV 32 RS e com consistência padrão 270 ± 5 mm. Elaborou-se três argamassas com traço volumétrico 1:1:6 (cimento:plastificante:areia), e uma argamassa hidráulica produzida com aditivo plastificante e traço 1:4. A primeira etapa do estudo consistiu na caracterização física de todos os materiais, na segunda e terceira etapas foram avaliadas as argamassas no estado fresco e endurecido, respectivamente. Posteriormente foi executado o revestimento de modelos representativos de alvenaria (40x50 cm), nos quais foram controlados o surgimento das manifestações patológicas, devido à exposição climática, e as características físico-mecânicas do sistema, como a permeabilidade, aderência à tração, e impacto de corpo duro. As manifestações patológicas observadas puderam ser relacionadas às características físicas dos materiais utilizados e aos índices físico-mecânicos mensurados no estado fresco e endurecido das composições; os quais também foram presentes em correlações significativamente fortes com as propriedades dos revestimentos.

Palavras-chave: argamassas, plastificantes inertes, manifestações patológicas.

ABSTRACT

The recurrent pathological manifestations in mortars are mainly caused due to its composition associated with the low quality of the used materials, the lack of technical knowledge of the sector, and the efforts to reduce lead times of masonry system. This study aims to evaluate different inert materials used in mortars with plasticizer function - phyllite, calcareous filler, and clay - which are used instead of mixed mortars that require longer curing. The objective was to produce four different coating mortar compositions, to study them in fresh and hardened states, and to analyze the presented pathological manifestations. The mortars were produced with the cement CP IV 32 RS with standard consistency of 270 ± 5 mm. It was developed three mortars with volumetric composition 1: 1: 6 (cement: plasticizer: sand), and hydraulic mortar produced with a plasticizer additive and composition 1: 4. The study's first stage consisted in the physical characterization of all materials, and the second and third ones were focused in to assess mortars in fresh and hardened states, respectively. Later, it was performed the coating of masonry models (40x50 cm) controlling the appearance of pathological manifestations due to climate exposure and the physical-mechanical characteristics of the system such as permeability, tensile adhesion and hard body impact. The observed pathological manifestations might be related to the physical characteristics of the applied materials and to the measured physical-mechanical indices in fresh and hardened states of the compositions; which were also present in strong correlations with the properties of the coatings.

Keywords: mortars, inert plasticizers, pathological manifestations.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

As argamassas são inerentes a diversos processos produtivos da construção civil brasileira, devido à possibilidade de grande variedade de funções, dentre elas, o assentamento de blocos para elevação de alvenarias, o revestimento de paredes, muros, pisos e tetos, a colagem e o rejuntamento de placas e rochas ornamentais. Elas se colocam desse modo como um dos principais materiais construtivos por permitir serem utilizadas em quaisquer das tipologias construtivas e estruturais adotadas atualmente.

Pelo fato de compor principalmente os sistemas de vedação, revestimento e decoração, respondem por uma grande área de destinação de recursos financeiros e materiais, tempo e mão de obra. Esses sistemas, entretanto, são recorrentemente associados a manifestações patológicas, oriundas muitas vezes da baixa qualidade e/ou da indevida utilização dos materiais empregados.

O setor de revestimentos argamassados, por exemplo, tem como causa de manifestações patológicas a utilização indevida de argamassas hidráulicas em detrimento de argamassas mistas, buscando a redução de prazos. A diferença entre os prazos necessários para os dois tipos de argamassas pode ser percebida através da idade de cura regulamentada para emboço, de 21 dias para argamassas mistas, e apenas 7 dias para argamassas hidráulicas [1].

Contudo, Cavalheiro [2] atesta que as argamassas de cimento Portland são muito mais fortes, comprometendo a estanqueidade da alvenaria, graças à sua baixa capacidade de deformação, que leva à fissuração e enfim a uma maior permissividade de infiltração de líquidos, gases e agentes agressivos, tornando-as suscetíveis a um maior número de manifestações patológicas e reduzindo sobremaneira a durabilidade dos revestimentos.

A composição de argamassas hidráulicas apresenta ainda características indesejáveis no estado fresco, como a baixa retenção de água e pouca trabalhabilidade, as quais têm exigido a incorporação de materiais inertes que tal como as cales garantam a plasticidade das misturas e a melhoria dos demais aspectos. A utilização desses materiais inertes em detrimento da composição de argamassas mistas tem função apenas na manutenção das características exigíveis no estado fresco, não havendo consenso entre a comunidade científica quanto ao desempenho final dos sistemas de revestimento.

Quarcioni e Cincotto [3] afirmam que estes produtos são adições minerais inertes ou químicos, que conferem apenas trabalhabilidade às argamassas no estado fresco, mas não contribuem com o desempenho no estado endurecido. Outros estudos, entretanto tem notado que adições e resíduos da construção têm influência favorável ao desempenho das argamassas, quando empregados com alto teor de finos, através do efeito de preenchimento de vazios (efeito fíler) e consequentemente do melhor empacotamento [4]. Graças ao empacotamento há também garantia de menor porosidade às argamassas e assim maior estanqueidade das alvenarias produzidas.

Materiais como filitos, fileres, saibros, e diversos aditivos químicos tem sido empregados com função plastificante mesmo na ausência de normas regulamentadoras, ou até mesmo sem sua devida caracterização ou a análise da durabilidade dos revestimentos produzidos. Estes materiais têm sido pouco reportados na literatura e não existe controle qualitativo embasado em normativas técnicas, assim como há para as cales [5].

O presente estudo se desenvolveu com o objetivo de caracterizar esses materiais inertes, avaliar as propriedades físico-mecânicas das argamassas e investigar o comportamento e as manifestações patológicas ocorridas nos revestimentos.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho foi realizado de forma experimental no Laboratório de Análises Tecnológicas de Materiais de Construção do Centro Universitário de Patos de Minas com atividades de caracterização dos materiais plastificantes e das argamassas, nos estados fresco e endurecido, além da inspeção das manifestações patológicas e do comportamento de modelos de alvenaria frente à exposição climática.

2.1 Caracterização dos materiais

De modo a permitir a dosagem das argamassas em laboratório foram realizados ensaios para determinação de índices físicos como massa específica e massa unitária dos materiais. Os resultados foram adotados na conversão do traço volumétrico para traço em massa. Os materiais plastificantes e a areia foram caracterizados também quanto à sua composição granulométrica, pulverulência, quantidade de impurezas orgânicas presentes, e retenção de água.

A composição granulométrica foi avaliada de acordo com a ABNT NBR NM 248:2003 [6], permitindo também a determinação do módulo de finura e da dimensão máxima característica. A massa unitária dos agregados foi determinada de acordo com a ABNT NBR NM 45:2006 [7]. Para o ensaio de massa específica adotou-se os princípios da ABNT NBR NM 23:2001 [8] que utiliza o frasco de Le Chatelier preenchido respectivamente com água para os inertes e querosene para o ensaio com cimento. Para avaliação da pulverulência e das impurezas orgânicas os materiais foram ensaiados segundo as normas ABNT NBR NM 46:2003 [9] e ABNT NBR NM 49:2001 [10].

O ensaio de retenção de água foi realizado em obediência à norma que trata da retenção de pastas executadas com cal e areia padrão brasileira, a ABNT NBR 9290:1996 [11]. O ensaio foi realizado com duas amostras das pastas de cada material com a consistência padrão exigida em norma, e o índice é dado pela razão entre a consistência inicial e a final. Segue abaixo a Figura 12, onde se apresentam maiores detalhes da execução dos ensaios ora descritos.



Figura 12: Execução dos ensaios de caracterização física.

- (a) Composição granulométrica - (b) Massa específica pelo frasco Le Chatelier - (c) Determinação da massa unitária
(d) Impurezas orgânicas - (e) Pulverulência - (f) Pasta com consistência padrão - (g) Pasta após a sucção de água para
avaliação da retenção

2.2 Índices do estado fresco

A avaliação das argamassas teve como base os requisitos apontados na ABNT NBR 13281:2005 [12] para argamassas de assentamento e revestimento. Foram realizados ensaios de consistência através da mesa de espalhamento, determinação da retenção de água pelo Funil de Buchner e determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado.

O índice de consistência serviu de parâmetro para determinação do volume de água necessário para o amassamento das argamassas. Foi adotado o valor padrão de 270 ± 5 mm devido à boa trabalhabilidade percebida e de modo a evitar em todas as composições a ocorrência de exsudação e segregação dos materiais.

Após a determinação do volume de água os traços foram misturados de acordo com o procedimento da ABNT NBR 13276:2005 [13]. As argamassas no estado fresco foram então ensaiadas para determinação da densidade de massa e teor de ar incorporado, obedecendo à ABNT NBR 13278:2005 [14] e em seguida para mensuração da retenção de água através do Funil de Buchner, de acordo com a ABNT NBR 13277:2005 [15].

As argamassas foram produzidas em volume suficiente para caracterização no estado fresco e para a conformação dos corpos de prova necessários para avaliação do estado endurecido. Na Figura 13 segue demonstração dos ensaios realizados na etapa.



Figura 13: Ensaios das argamassas no estado fresco e moldagem dos corpos de prova.

(a) Determinação do espalhamento máximo antes da visualização de exsudação - (b) Densidade de massa e teor de ar incorporado - (c) Retenção de água pelo funil de Buchner - (d) Moldes prismáticos para os corpos de prova.

2.3 Índices do estado endurecido

No estado endurecido foram mensurados índices físico-mecânicos normativos [12] como a densidade de massa aparente, o módulo elástico dinâmico, a absorção de água por capilaridade, a absorção por imersão, e a resistência à tração na flexão e à compressão.

Todos os ensaios no estado endurecido, segundo as respectivas normas, foram realizados aos 28 dias de idade, à exceção da resistência mecânica de tração e compressão realizados aos 3, 7, 28 e 70 dias. Para realização de todos os ensaios aos 28 dias foi necessário adotar uma sequência de execução, em que não se conseguiu encaixar a determinação da absorção por imersão, a qual foi realizada em duas placas de $2 \times 10 \times 10$ cm de cada argamassa.

Nos corpos de prova normatizados adotou-se a seguinte ordem: densidade de massa aparente, módulo elástico dinâmico, absorção de água por capilaridade e a resistência à tração na flexão e à compressão. Logo abaixo, na Figura 14, são mostrados os ensaios em execução.



Figura 14: Ensaio do estado endurecido

- (a) Densidade de massa aparente - (b) Determinação do módulo elástico através da velocidade de pulsos ultrassônicos
(c) Absorção de água por imersão - (d) Resistência à tração na flexão - (e) Determinação da absorção por capilaridade

2.4 Avaliação do revestimento

Dois modelos de alvenaria foram executados para cada argamassa, com largura de 50 cm e altura de 40 cm. Foram utilizados blocos cerâmicos da região assentados com juntas de aproximadamente 1 cm, chapiscados com argamassa 1:3 (cimento:areia média), e revestidos após 7 dias de cura do chapisco. Revestiu-se cada modelo com os traços definidos na segunda etapa, adotando camada única com espessura de 1,5 cm em cada face da alvenaria, acabamento sarrafeado e arestas vivas. Abaixo, na Figura 15 pode ser visualizado o modelo proposto e na Figura 16, a sua execução.

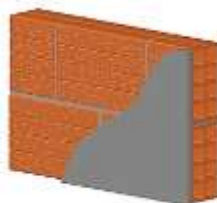


Figura 15: Modelo de alvenaria em dimensões reduzidas



Figura 16: Revestimento do modelo

Após o revestimento, os modelos foram expostos a um ambiente externo ao laboratório, voltados para o norte. Contadas as idades de 1, 3, 7, 28 e 70 dias inspecionaram-se os revestimentos à procura de manifestações patológicas na face exposta do primeiro modelo; no qual aos 28 dias, foram realizados ensaios de impacto de corpo duro, e permeabilidade, enquanto na face exposta do outro modelo de cada argamassa foi ensaiada a resistência de aderência à tração. Pode-se acompanhar os ensaios na Figura 17.

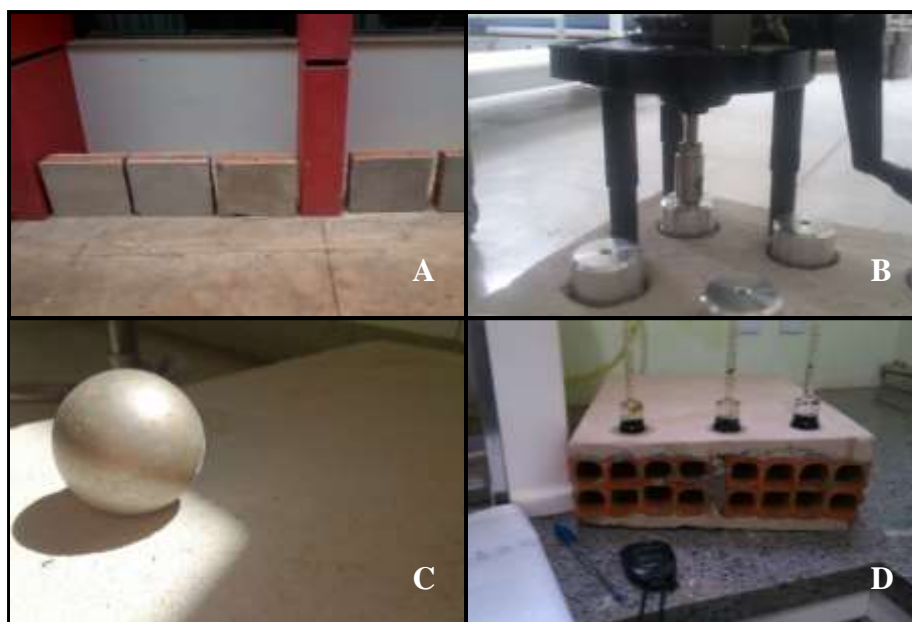


Figura 17: Exposição climática e execução dos ensaios nos revestimentos

(a) Exposição dos modelos - (b) Ensaio de aderência à tração (c) Esfera sobre revestimento utilizada para impacto de corpo duro - (d) Absorção por permeabilidade através do método do cachimbo

O ensaio de impacto de corpo duro foi adaptado do Anexo B da ABNT NBR 15575-4:2013 [16]. Utilizou-se esfera de aço com 413 g solta de uma altura de 0,91 m para impactar o revestimento com o padrão de energia de 3,75 J tabelado em norma para avaliação do desempenho no Estado Limite de Serviço (ELS) de argamassas utilizadas em fachadas.

A permeabilidade à água foi mensurada através do método do cachimbo previsto no Anexo G da ABNT NBR 14992:2003 [17], escolhido em detrimento do método da ABNT NBR 15575-4:2013 [16] que estabelece a utilização de uma grande câmara de vidro acoplada à parede, impossibilitando a execução de maior quantidade de ensaios nos modelos. No ensaio utilizou-se cimento asfáltico de petróleo para vedação do cachimbo sobre os revestimentos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O estudo buscou principalmente a observação das características físicas dos materiais plastificantes, das argamassas e dos revestimentos, de modo a entender quais destes materiais são mais vantajosos para o atual cenário da construção civil e compará-los com uma argamassa hidráulica com adição de um plastificante químico.

3.1 Índices físicos dos materiais

A caracterização dos materiais, objetiva permitir a conversão de traço volumétrico para traço em massa e o entendimento das características das argamassas. Na Tabela 1, segue o resumo das características mensuradas, onde $D_{máx}$ é o diâmetro máximo característico, M.F é o módulo de finura, C_u é o coeficiente de uniformidade.

Tabela 19 - Resumo das características físicas

Material	Composição granulométrica					Densidade (g/cm ³)		Impurezas orgânicas	Fino <75µm
	D _{máx} (mm)	M.F.	Argila+ Silte	Areia (%)	C _u D ₆₀ /D ₁₀	Específica	Unitária		
Cimento	-	-	-	-	-	3,03	1,02	-	96,1%
Areia	0,6	1,42	4,2%	95,8	0,48	2,64	1,49	Puro	2,3%
Filito	2,36	1,41	38,5%	61,0	0,15	2,19	1,00	Puro	81,7%
Fíler	0,3	0,18	87,5%	12,5	0,24	2,59	1,21	Puro	75,1%
Saibro	1,18	1,30	18,2%	81,8	0,41	2,58	1,47	Impuro	8,1%

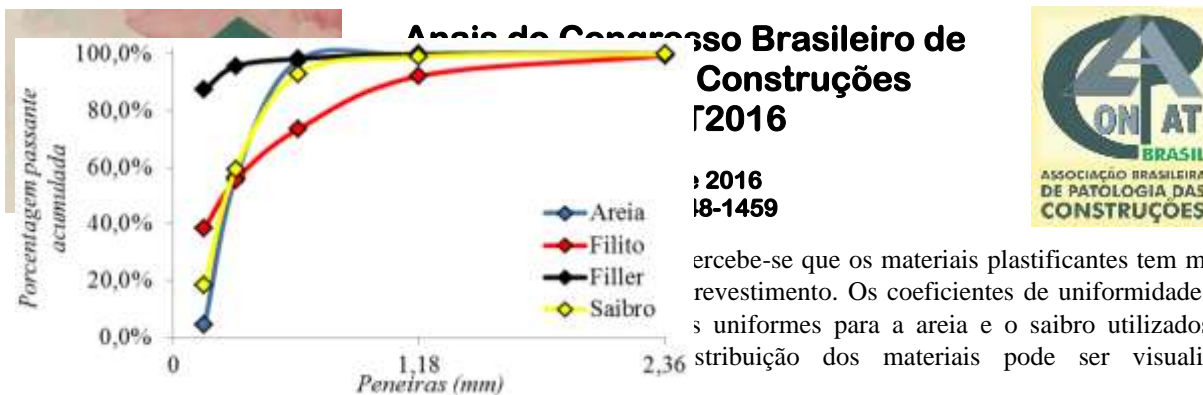


Figura 18.

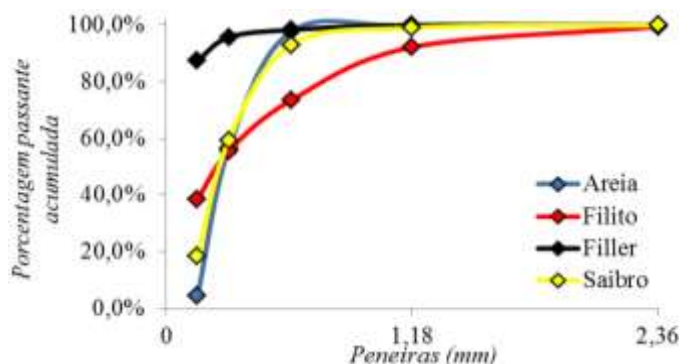


Figura 18: Curvas granulométricas dos materiais estudados

Os materiais se mostraram livres de impurezas orgânicas, com exceção do saibro. A ABNT NBR 7211:2009 [18] estabelece que o material com coloração indicativa de alto teor de impurezas orgânicas deve ser ensaiado para determinação do índice de desempenho, o qual pode ou não permitir o uso do agregado. O índice não foi avaliado no trabalho, pois ainda que as impurezas inviabilizem o uso, almejou-se visualizar os seus efeitos no revestimento.

O filito e o filler analisados contêm alto teor de pulverulência, índice interessantes às argamassas pois “[...] os finos ocupam os espaços vazios entre as partículas maiores, tendo, assim, um empacotamento melhor que a argamassa sem finos” [4], levando a melhores índices tanto no estado fresco quanto no estado endurecido.

Concluiu-se com a caracterização que o material adquirido com o nome de saibro na região, é uma mistura de areia fina e material siltoso contendo alto teor de impurezas orgânicas. Deve-se ressaltar que os saibros em geral tratam-se de materiais de difícil definição, principalmente em função da variabilidade causada pela heterogeneidade de jazidas [19].

Na Tabela 20, seguem os índices de retenção de água obtidos nas pastas misturadas com os materiais em estudo e a areia padrão. A retenção de água está relacionada com a trabalhabilidade à medida que influi na quantidade de líquido presente na dispersão, e relaciona-se diretamente ao desempenho do revestimento devido à garantia de hidratação do cimento e de sua aderência ao substrato. Diante dos dados obtidos pode-se observar que o filito e o filler apresentaram os maiores valores de retenção, graças à presença de finos, e sua maior capacidade de adsorção da água na superfície das partículas [20]. Visualiza-se também que a pasta confeccionada com cimento tem o menor valor de retenção.

Tabela 20 - Valores de retenção das pastas

Pasta padrão	Retenção média
Filito	92,0%
Filler	86,6%
Saibro	48,1%
Cimento + aditivo	32,4%

3.2 Estado fresco

A partir dos dados da etapa de caracterização física e dos testes iniciais foi possível obter o traço em massa e o teor ideal de água que resultaria em argamassas com consistência de 270 ± 5 mm. Na Tabela 21 encontram-se os valores de consistência e o traço final das argamassas confeccionadas. Nota-se que a relação água/cimento da argamassa com filito foi muito alta devido às características das partículas finas presentes no material as quais exigem maior teor de água para lubrificação da sua superfície.

Tabela 21 - Dosagem das argamassas e índice de consistência

Dosagem	Traço				Consistência (mm)
	Cimento	Material	Areia	Água	
cimento:filito:areia	1	0,980	8,765	2,47	269
cimento:fíler:areia	1	1,186	8,765	1,86	272
cimento:saibro:areia	1	1,441	8,765	2,06	267
cimento:aditivo:areia	1	4 ml	5,843	1,23	271

Abaixo, na Tabela 22 são apresentados os índices de retenção de água, densidade de massa e teor de ar incorporado, mensurados no estado fresco.

Tabela 22 - Resumo das propriedades no estado fresco

Argamassas	Retenção de água	Densidade de massa (g/cm ³)	Densidade teórica (g/cm ³)	Teor de ar incorporado
cimento:filito:areia	90,5%	1,973	2,012	1,94%
cimento:fíler:areia	71,6%	2,004	2,146	6,63%
cimento:saibro:areia	74,6%	1,992	2,116	5,85%
cimento:aditivo:areia	65,7%	1,871	2,138	12,50%

Vale ressaltar que a densidade de massa é uma das propriedades importantes no estado fresco, pois o esforço necessário para o lançamento de argamassas é proporcional à densidade que estas apresentam. O teor de ar incorporado tem relação inversamente proporcional à densidade e a partir dele será possível relacionar algumas das propriedades do estado endurecido como a absorção de água e a capilaridade.

Para o ensaio de retenção de água os resultados obtidos confirmaram o princípio de que as argamassas hidráulicas sem adições retêm pouca água. A argamassa produzida com filito, foi a melhor nessa característica, retendo 90,5% de água, confirmando o poder de retenção do material já visualizado no ensaio com a pasta filito:areia padrão.

3.3 Estado endurecido

“As argamassas de revestimento não têm função estrutural e, por isso, a resistência mecânica poderia ser encarada como parâmetro secundário no desempenho do revestimento” [21]. Entretanto os parâmetros de desempenho das argamassas no revestimento como resistência à fissuração, ao arrancamento, fendilhamento, ao impacto de corpo duro, abrasão por ações antrópicas, entre outros, são intrinsecamente ligados ao desempenho mecânico. As variáveis mecânicas e físicas mensuradas aos 28 dias na presente etapa, de acordo com a ABNT NBR 13281:2005 [12] seguem na Tabela 23.

Tabela 23 - Propriedades no estado endurecido aos 28 dias

Argamassas	Absorção (%)	Coef. de capilaridade (g/cm ² .√min)	Densidade de massa (kg/m ³)	Compressão (MPa)	Tração na flexão (MPa)	Módulo elástico (MPa)
cimento:filito:areia	17,4%	1,83	1694,3	0,83	0,52	2420
cimento:fíler:areia	12,7%	1,20	1767,0	1,35	0,72	5450
cimento:saibro:areia	14,9%	1,26	1644,3	0,79	0,45	3774
cimento:aditivo:areia	16,5%	0,94	1593,9	2,42	1,09	7432

Pode-se observar que as argamassas são distintas, à exceção da densidade de massa, na qual todas receberam classificação M5. Quanto à resistência mecânica a argamassa com aditivo foi classificada como P2, R2; enquanto as demais são classificadas como P1, R1 [12]. Percebe-se também que a maior resistência mecânica levou a um menor coeficiente de capilaridade devido ao melhor preenchimento dos vazios pelos produtos de hidratação do cimento [22].

Os valores mensurados de absorção por imersão não puderam ser correlacionados significativamente aos demais índices, mas a explicação pode ser entendida à luz da microestrutura das argamassas, que não foi avaliada nesse trabalho. A argamassa com filito, por exemplo, tem a maior absorção seguida pela argamassa com aditivo; que são respectivamente as misturas com menor e maior teor de ar incorporado. O fato da argamassa com aditivo possuir o menor coeficiente de capilaridade e maior absorção total poderia ser explicado por uma grande quantidade de poros com diâmetro que dificultem a ascensão por capilaridade.

O valor de módulo elástico encontrado para a argamassa com aditivo comparado aos valores encontrados para as demais reflete a relação proporcional entre a rigidez das argamassas e o teor de cimento empregado [3]. Segundo Veiga [23] o módulo de elasticidade ideal para que argamassas não apresentem falhas por fissuração, gira entre 2 e 5 GPa para o ambiente externo, conseguido apenas para as argamassas com filito e saibro.

A resistência mecânica das argamassas foi estudada nas idades de 3, 7, 28 e 70 dias, possibilitando então o acompanhamento da sua evolução com a idade, que segue na Figura 19. Pode-se notar o comportamento típico de argamassas hidráulicas, na qual a resistência evolui rapidamente e atinge um patamar. Faz-se notável o fato da argamassa com saibro perder 8% da resistência à compressão entre as idades de 7 e 70 dias

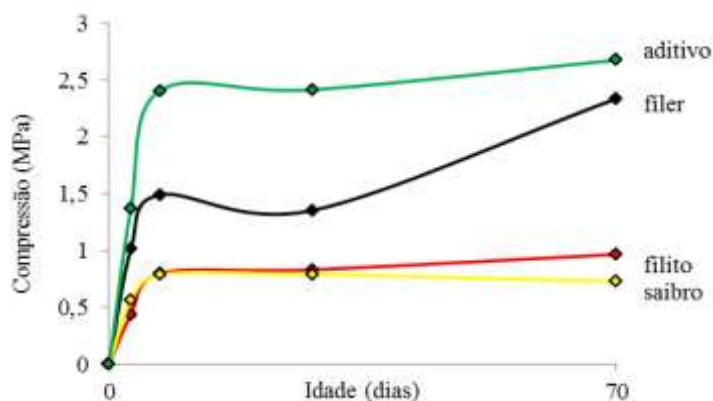


Figura 19: Evolução da resistência à compressão com a idade

Os índices de resistência mecânica do estado endurecido aos 28 dias foram relacionados de forma linear e significativa com o consumo de água exigido para o amassamento das argamassas, como visto na Figura 20. A diminuição dos valores de resistência à compressão leva a menores módulos de elasticidade e resistência à tração, e, portanto a resistência à compressão se afirma como um parâmetro para controle da qualidade das argamassas [2].

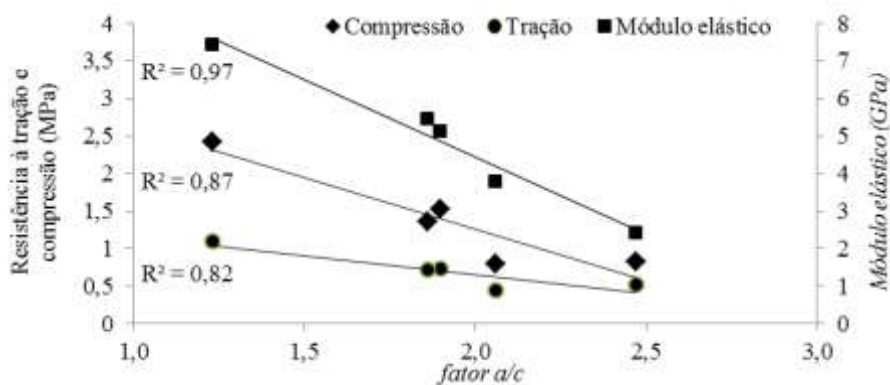


Figura 20: Correlações com o fator água/cimento

3.4 Avaliação do revestimento

Através do ensaio de impacto de corpo duro, com energia de 3,75 J, nenhuma das argamassas apresentou profundidade das mossas superior a 2 mm no ELS, caracterizando-as portanto com desempenho Intermediário [16], e permitindo sua utilização para revestimento externo.

A resistência de aderência à tração foi ensaiada nos modelos com a idade de 28 dias. Seguem na Tabela 24 os resultados médios de 12 determinações em cada amostra, excluídos os valores com desvio relativo acima de 30%. De acordo com a ABNT NBR 13749:2013 [24] por análise das resistências de aderência, a argamassa produzida com saibro não se adequa às condições normais de uso. A argamassa com filito serve à utilização apenas em paredes internas que receberão pintura ou base para reboco, ou ainda para tetos. Por fim, as argamassas com filer e com aditivo plastificante não têm restrições quanto à exposição e ao acabamento recebido.

Tabela 24 - Resistência de aderência à tração

Argamassas	Tensão Ra (MPa)	Coef. Variação
cimento:filito:areia	0,22	13,2%
cimento:filer:areia	0,33	20,4%
cimento:saibro:areia	0,17	13,4%
cimento:aditivo:areia	0,39	13,6%

Os resultados de aderência puderam ser correlacionados ao valor de resistência à tração na flexão, que é admitido como o maior valor de aderência possível. Com a equação de correlação obtida com R^2 de 0,97, visualizada na Figura 21, pode-se afirmar que a aderência das argamassas produzidas girou em torno de 42% da resistência à tração das mesmas.

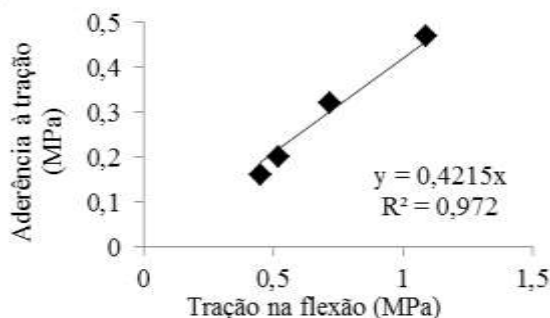


Figura 21: Resistência de aderência em função da resistência à tração

A permeabilidade pelo método do cachimbo foi maior para as argamassas com aditivo, e filito, do mesmo modo que os valores de absorção por imersão e por capilaridade, podendo levar a uma menor durabilidade dos revestimentos, devido às variações higrotérmicas oriundas dos ciclos naturais ou antrópicos de umidificação e secagem do revestimento [25]. O comportamento das argamassas pode ser conferido pela inclinação das retas presentes na Figura 22.

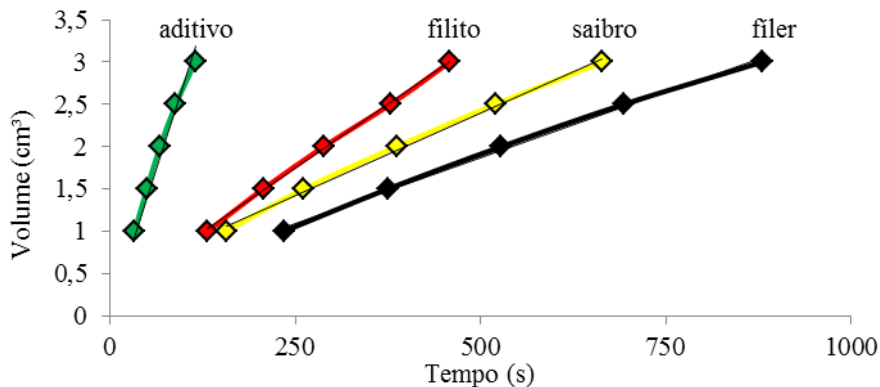


Figura 22: Volume infiltrado médio em função do tempo

3.4.1 Manifestações patológicas observadas

Ao longo das datas previstas para observação dos modelos de alvenaria, foram observadas 3 manifestações patológicas. A primeira manifestação notada, com três dias de idade, foi a fissuração devido à retração por secagem da argamassa com filito. Foram percebidas 3 fissuras de pequena abertura com comprimento aproximado de 10 cm, as quais podem

ser visualizadas na Figura 23. A retração é o fenômeno de contração dos elementos sólidos da argamassa, que se dá até os sete dias de idade, através da perda de água para o ambiente e pelas reações de hidratação do cimento [26].

Esta argamassa possui o menor módulo elástico e a maior relação tração/módulo elástico, portanto não se esperava sua fissuração. Por outro lado, a argamassa com filito emprega o material estudado com maior teor de pulverulência, levando também a maior relação água/cimento, que são as principais causas de retração por secagem [27].



Figura 23: Retração por secagem no modelo revestido pela argamassa com filito

Aos 28 dias de idade notou-se a segunda manifestação patológica, visualizada na Figura 24, o desgaste por impacto nas arestas da argamassa com saibro. A movimentação dos modelos se fez necessária para realização dos demais ensaios, porém a baixa resistência mecânica da argamassa contribuiu negativamente ao comportamento frente às ações impostas.



Figura 24: Desgaste das arestas da argamassa com saibro

A terceira manifestação patológica foi observada na avaliação aos 70 dias de idade, após período de chuvas intensas. Foi percebida a presença de bolor na argamassa com filito em uma faixa de 10 cm na parte inferior do modelo, como visto na Figura 25, com alteração de cor e presença de material que se desprende ao toque. A alta absorção e o alto coeficiente de capilaridade da argamassa juntamente à condição climática de alta umidade impediram a perda da água para o ambiente, promovendo assim saturação ideal para o aparecimento e proliferação do bolor no revestimento. [28]



Figura 25: Faixa de bolor junto à base do modelo

5. CONCLUSÃO

As argamassas produzidas com os materiais inertes de função plastificante apresentaram comportamento diferenciado nas etapas estudadas. Ressalta-se que se deve evitar o emprego do saibro analisado devido ao baixo desempenho mecânico em geral da argamassa. A argamassa com filito por sua vez contou com maior incidência de manifestações



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



patológicas, porém a retração por secagem é reflexo do alto teor de finos, e a ocorrência de bolor pode ser contornada com impermeabilização adequada da parte inferior das alvenarias.

As argamassas com filler calcário e aditivo químico tiveram aderências adequadas à utilização, e as maiores resistências mecânicas, entretanto ainda devem ser avaliadas quanto à fissuração devido às movimentações naturais de painéis de alvenaria, já que tem módulo elástico considerado alto. O estudo reforçou a necessidade da avaliação dos materiais empregados em argamassas, e permite afirmar que a adição de materiais inertes pode ser vantajosa, diminuindo o consumo de cimento e garantindo trabalhabilidade, desde que adotados princípios básicos para caracterização dos materiais, dosagem e execução das argamassas.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR 7200: Execução de revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Procedimento”. 1998, 13 p.
- [2] Cavalheiro, O, “Argamassa de assentamento: Receita, dosagem ou adequação de traço?”, *Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas*, 1, 1995, p. 134-142.
- [3] Quarcioni, V; Cincotto, M, “Influência da cal em propriedades mecânicas de argamassas”, *Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas*, 6, 2005, p. 233-250.
- [4] Silva, N; Buest, G; Campiteli, V, “Argamassas com areia britada: influência dos finos e da forma das partículas”, *Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas*, 6, 2005, p. 12-22.
- [5] Romano, R. *et al*; “Caracterização reológica de suspensões cimentícias mistas com cales ou filitos”, *Ambiente Construído*, 2014, n.º14, p. 75-84.
- [6] ABNT. “NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica”, 2003, 6 p.
- [7] ABNT. “NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios”, 2006, 8 p.
- [8] ABNT. “NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica”, 2001, 5 p.
- [9] ABNT. “NBR NM 46: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem”, 2003, 6 p.
- [10] ABNT. “NBR NM 49: Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas”, 2001, 3 p.
- [11] ABNT. “NBR 9290: Cal hidratada para argamassas - Determinação de retenção de água - Método de ensaio”, 1996, 4 p.
- [12] ABNT. “NBR 13281: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos”, 2005, 7 p.
- [13] ABNT. “NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência”, 2005, 3 p.
- [14] ABNT. “NBR 13278: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado”, 2005, 4 p.
- [15] ABNT. “NBR 13277: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da retenção de água”, 2005, 3 p.
- [16] ABNT. “NBR 15575-4: Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas - SVVIE”, 2013, 63 p.
- [17] ABNT. “NBR 14992: A.R. - Argamassa à base de cimento Portland para rejuntamento de placas cerâmicas - Requisitos e métodos de ensaios”, 2003, 16 p.
- [18] ABNT. “NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação”, 2009, 2 p.
- [19] Oliveira, M; Agopyan, V, “Verificação de algumas propriedades de argamassas com saibro da região de Uberlândia para assentamento de tijolos cerâmicos”. *DECC/EPUSP, BT/PCC/73*. 1992. 40 p.
- [20] Silva, N, “Argamassa de revestimento de cimento, cal e areia britada de rocha calcária”, *Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná*, 2006, 100 p.
- [21] Cardoso, F, “Método de formulação de argamassas de revestimento baseado em distribuição granulométrica e comportamento reológico”. *Tese de Doutorado, DECC/EPUSP*, 2009, 138 p.
- [22] Melo, K. *et al*; “A influência do teor de cal hidratada nas propriedades de argamassas de cimento, cal e areia”, *Congresso Português de Argamassa e ETICS*, 2, 2007, 12 p.
- [23] Veiga, M. *et al*. “Methodologies for characterisation and repair of mortars of ancient buildings”. *International Seminar Historical Constructions*, 2001, p. 353-362.
- [24] ABNT. “NBR 13749: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Especificação”, 2013, 8 p.
- [25] Braga, M, “Desempenho de argamassas com agregados finos provenientes da trituração do betão: Efeito de fíler e pozolânico”. *Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*, 2010, 156 p.
- [26] Fiorito, A, “Manual de argamassas e revestimentos: Estudos e procedimentos de execução”, 2009, 232 p.
- [27] Mattos, L. “Identificação e caracterização das argamassas para revestimento externo utilizadas na cidade de Belém-PA”. *Dissertação de Mestrado, UFRGS*, 2001, 124 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [28] Shirakawa, M. *et al*; "Identificação de fungos em revestimentos de argamassa com bolor evidente." Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas 1 (1995): 402-10.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: MÉTODOS DE PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO

D. L. SILVA

Mestranda em Eng.º Civil
POLI/UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: dione_luiza@hotmail.com

J. M. M. FONSECA

Eng.ª Civil
POLI/UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: mccartney.juliana@gmail.com

D. G. C. SILVA

Mestranda em Eng.º Civil
POLI/UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: deborahgrasielly@yahoo.com.br

E. C. B. MONTEIRO

Prof.ª Eng.ª Civil
UNICAP/POLI-UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: eliana@poli.br

RESUMO

Um dos principais fatores que comprometem a vida útil das estruturas de concreto armado é a corrosão, essa manifestação patológica ocorre, sobretudo, quando não são devidamente consideradas, durante o processo construtivo, questões como a relação água/cimento, cobrimento adequado das armaduras e obedecida a cura adequada do concreto, que devem ser balizados em função do ambiente pelo qual a estrutura será submetida. Essa manifestação patológica é considerada um dos principais problemas na construção civil, visto que, sua ocorrência pode levar a estrutura ao colapso. Algumas empresas do ramo da construção civil já dispõem de produtos capazes de minimizar a ocorrência de corrosão, são os chamados inibidores de corrosão. O objetivo desse artigo é aprofundar os conhecimentos sobre a corrosão de armaduras a fim de contribuir para minimização dessa manifestação patológica nas estruturas de concreto armado. A metodologia adotada no trabalho conta com uma revisão bibliográfica sobre corrosão de armaduras, comentando sobre os mecanismos e os fatores que a influenciam e evidenciando os métodos de prevenção e controle, como também, detalhar-se-á alguns casos de ocorrência dessa manifestação patológica na Região Metropolitana do Recife. Este trabalho contribui para um conhecimento mais abrangente do tema a fim de oferecer maior segurança e durabilidade às estruturas de concreto armado.

Palavras-chave: corrosão de armaduras, prevenção, recuperação.

ABSTRACT

One of the main factors that compromise the life of reinforced concrete structures is corrosion, this pathological manifestation occurs, especially when they are not properly considered during the construction process, issues such as water / cement ratio, suitable coverings of armor and obeyed adequate curing of the concrete, which must be marked according to the environment in which the structure will be subjected. This pathological manifestation is considered one of the major problems in construction, since its occurrence can take the structure to collapse. Some companies in the construction industry already have products that can minimize the occurrence of corrosion, are called corrosion inhibitors. The aim of this paper is to deepen the knowledge of corrosion of reinforcement in order to contribute to minimizing this pathological manifestation in reinforced concrete structures. The methodology used in the work has a review on corrosion of reinforcement, commenting on the mechanisms and factors that influence it and showing the methods of prevention and control, as well, will detail up-some occurrence of cases of this pathological manifestation in Metropolitan region of Recife. This work contributes to a broader understanding of the issue in order to provide greater security and durability to reinforced concrete structures.

Keywords: corrosion of reinforcement , prevention, recovery.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material estrutural milenar. Sua utilização é de cerca de 9000 a 7000 a.C.. Já no século XIX, o concreto passou a ser utilizado como concreto armado, que foi um material revolucionário para a tecnologia moderna da construção civil da época. O concreto armado se configurou como um material revolucionário devido a possibilidade de ajustar características e propriedades, além de produzir formas e geometrias estruturais diversas, permitindo a concepção de concretos e estruturas conforme as necessidades do projeto. Dessa forma, foi possível obter tanto formulação de concretos simples, quanto formulação de concretos de altíssimo desempenho, de alta resistência e durabilidade [1].

A corrosão de armaduras consiste na deterioração mais comum detectada em concreto armado. Este tipo de manifestação patológica pode ser associada a fatores mecânicos, físicos, biológicos e químicos [1]. Os mecanismos de deterioração das armaduras são os principais fatores que comprometem a vida útil das estruturas [2].

Foi realizado um estudo em Recife que visava analisar as manifestações patológicas em peças de concreto armado localizadas no calçadão da orla marítima de Boa Viagem, com uma distância média de 7 metros do mar, constatando uma disposição média de cloretos de 586,27 mg/m².dia os autores concluíram que, em grande parte das peças estruturais que foram inspecionadas se detectaram níveis de deterioração bastante elevados, os elementos estruturais danificados estavam praticamente no fim de sua vida útil total. Os autores também verificaram um baixo índice de carbonatação nas peças estudadas, constatando ataque de íons de cloreto o que explica a deterioração avançada das peças estruturais [3]. Em um estudo realizado na cidade do Recife, constatou-se que a deposição média de cloretos nas distâncias em relação ao mar eram de 7 m, 100 m, 160 m, 230 m e 320 m [4].

Face ao exposto, o presente trabalho consiste numa apresentação sucinta dos principais fatores que desencadeiam a corrosão de armaduras, os tipos de corrosão, os métodos de prevenção e recuperação, e os casos de ocorrência dessa manifestação patológica na Região metropolitana do Recife, visando contribuir para o meio técnico do setor, no sentido de ampliar o conhecimento relacionado ao tema proposto.

2. CORROSÃO DE ARMADURAS

2.1 Definição

Sabe-se que grande parte dos metais encontrados na natureza é composta de óxidos, pois esta forma representa um estado estável a estes elementos, salvo os raros metais nobres. Com isso, a corrosão nada mais representa que a tendência natural do elemento voltar a sua fase mais estável, geralmente, sob a forma de óxidos de ferro.

A corrosão consiste numa interação destrutiva ou que resulte na inutilização do material para o adequado uso, seja por reação química ou eletroquímica. Onde no metal é convertido para um estado não-metálico, implicando em perdas das respectivas qualidades essenciais, a citar resistência mecânica, elasticidade e ductilidade [5].

O processo de corrosão do aço no concreto dá-se em uma fase inicial, onde os agentes agressivos transformam as condições do concreto que envolvem o aço, despassivando a armadura, originando uma célula de corrosão, responsável pela propagação da corrosão [6].

Como mecanismo, a formação de uma célula eletroquímica ou célula de corrosão depende da existência de quatro componentes: um ânodo, onde ocorre a reação de oxidação ou dissolução, um cátodo, onde ocorre a reação de redução, (essas duas ocorrem devido à diferença de potencial elétrico nas superfícies das armaduras) um condutor metálico (cumprir este papel o próprio aço da armadura), onde ocorre a condução de corrente elétrica (fluxo de elétrons), um eletrólito onde a corrente é um fluxo de íons no meio aquoso [7].

Na superfície do aço no processo corrosivo surgem ânodos oriundos da despassivação do aço, favorecendo a dissolução do ferro, liberando elétrons para os cátodos. Na Figura 1 é indicada a formação da célula corrosiva e na Tabela 1 estão as possíveis reações nos processos corrosivos.

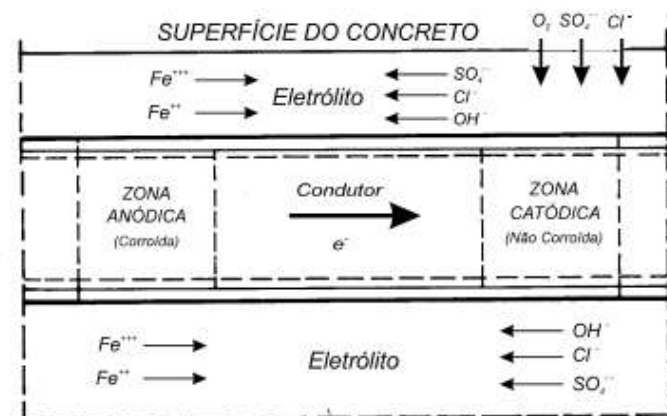


Figura 1: Célula de corrosão [8]

Tabela 1- Reações corrosão [8]

Região	Reação provável	Características do produto formado
Zona anódica	$2Fe \rightarrow 2Fe^{2+} + 4e^{-}$	-----
Zona catódica	$2H_2O + O_2 + 2e^{-} \rightarrow 4OH^{-}$	-----
	$2Fe^{2+} + 4OH^{-} \rightarrow 2Fe(OH)_2$	Hidróxido ferroso, fracamente solúvel, de cor marrom
Superfície da Barra eletrólito ou	$2Fe^{2+} + 4OH^{-} \rightarrow 2FeO \cdot H_2O$	Óxido ferroso hidratado, expansivo, de cor marrom
	$4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3$	Hidróxido férrico, expansivo, avermelhado
	$3Fe + 8OH^{-} \rightarrow Fe_3O_4 + 8e^{-} + 4H_2O$	Óxido de característica mista - férrico e ferroso
	$4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe_2O_3 \cdot H_2O$	Óxido férrico hidratado, expansivo

Como resultado da corrosão, há uma redução da secção da armadura, perda da aderência entre o aço e o concreto, manchas superficiais, oriundas dos produtos da reação ricos em óxidos de ferro, os produtos da reação ocupando mais volume que o original aço da armadura, causando grandes tensões internas e formando crostas no entorno da barra, levando à fissuras no concreto, destacamento do cobrimento, podendo culminar no colapso da estrutura.

2.2 Fatores que influenciam a corrosão de armaduras

2.2.1 Carbonatação do concreto

A carbonatação ocorre quando uma estrutura está exposta a altos níveis de concentração de dióxido de carbono (CO_2), que penetra nos poros do concreto reagindo com a umidade presente dando origem a um composto denominado ácido carbônico (H_2CO_3). Esse, por sua vez, reage com alguns componentes da pasta de cimento resultando em carbonato de cálcio ($CaCO_3$), que consome o álcalis da pasta e reduz o pH do concreto, formando duas regiões de pH: básica e neutra, que avança para o interior da estrutura, favorecendo a despassivação do aço, tornando-o vulnerável à corrosão. São fatores que influenciam na carbonatação do concreto [9]:

- Condições ambientais: altas concentrações de CO_2 aumentam a velocidade de carbonatação,, principalmente para concretos de elevadas relações água/cimento.
- Umidade relativa (UR) do ambiente: os poros do concreto parcialmente saturados com água na superfície apresentam condições favoráveis à carbonatação, sendo as maiores velocidades reativas quando a UR está entre 60% e 80%.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Traço do concreto: altas relações a/c: Quanto maior a relação de água/ cimento, maiores serão a permeabilidade e porosidade do concreto, aumentando as chances de difusão de CO₂ e água entre os poros.
- Cura do concreto: processo fundamental para reduzir o efeito da carbonatação, pois o tempo de cura é uma grandeza diretamente proporcional a hidratação da pasta de cimento nas idades iniciais, reduzindo a porosidade e permeabilidade.

2.2.2 Penetração de íons cloreto

Os íons cloretos, oriundos do meio ambiente (atmosfera poluída e/ou marítimas), de água e agregados contaminados, além de alguns aditivos de concreto favorecem a despassivação da armadura, pois a entrada de agentes agressivos, tais como o íon cloreto, podem levar ao início de um processo de corrosão pela ruptura do filme de óxido do concreto. Os íons cloreto podem ser encontrados no concreto nas seguintes formas [9]:

- Combinados Quimicamente: Combinados com o C3A e o C4AF presentes no cimento, originando o cloroaluminato de cálcio hidratado (componente abundante) e cloroferrato de cálcio hidratado. Na forma agrupada o íon cloreto não promove a despassivação. Logo, quanto maior o teor de C3A do cimento, melhor a fixação dos íons cloreto, menor a possibilidade de despassivação da armadura.
- Fisicamente Adsorvidos na zona superficial do concreto
- Livres nas soluções porosas do concreto: Nesta forma, os íons penetram através do cobrimento do concreto sem interagir com os compostos de hidratação da pasta. Consiste na forma mais prejudicial, pois quando atinge a armadura, promove sua despassivação.

3. MÉTODOS DE PREVENÇÃO E CONTROLE DA CORROSÃO DE ARMADURAS

Considerando que a corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado é um dos principais fatores de redução de sua vida útil devido à interação do concreto com o meio ambiente, com a intenção de aumentar sua vida útil, muitas vezes, além de precauções adequadas com relação à qualidade do concreto são utilizados alguns aditivos que têm a função de impedir ou reduzir a corrosão das armaduras.

Para reduzir ou inibir a corrosão das armaduras, além da atenção na concepção e execução dos projetos, existem métodos específicos para inibição desta manifestação patológica, dentre as quais pode-se enumerar [10]:

- métodos eletroquímicos (proteção catódica e anódica);
- isolamento da armadura do eletrólito pelo uso de revestimentos orgânicos inertes (tintas) ou de revestimentos com metais mais nobres (galvanização);
- inibição da reação catódica e/ou da reação anódica por meio de agentes (chamados inibidores) que reagem com os produtos da corrosão e formam camadas impermeáveis nas superfícies dos eletrodos.

O controle da corrosão nas armaduras, de forma geral, pode ser feito através de mecanismos como: proteção por barreira, repassivação, proteção catódica ou por inibição [9]. O mecanismo de proteção por barreira tem por objetivo o controle do acesso de oxigênio e umidade até a armadura. Um exemplo claro desta proteção é a aplicação de uma pintura de base epóxi sobre a armadura ou de outro material ou sistema de baixa permeabilidade. A repassivação visa o restabelecimento do elevado pH ao redor da armadura. A proteção catódica está associada à polarização da armadura por corrente impressa ou pelo uso de metal mais eletronegativo que o aço, de forma que o potencial da armadura fique na zona de imunidade. Finalmente, o mecanismo de proteção por inibição é conseguido pelo uso de inibidores de corrosão anódicos, catódicos ou mistos, como, por exemplo, os nitritos de cálcio ou sódio e as aminas [6].

4. OCORRÊNCIA DE CORROSÃO DE ARMADURAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE

4.1 Ponte Paulo Guerra, Recife/PE

4.1.1 Descrição da ponte

Inaugurada no ano de 1979, a ponte Paulo Guerra fica sobre a bacia do rio Pina, em região próxima ao mar, portanto sujeita à variação das marés. Liga os bairros da Cabanga e do Pina e dá acesso à Zona Sul da cidade, onde se encontra o bairro mais populoso do Recife - Boa viagem.

Segundo o relatório técnico da EMLURB – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, pertencente à Prefeitura da Cidade do Recife, em 1999 a ponte Paulo Guerra possui comprimento total de 453m, é feita em concreto protendido, sua superestrutura é formada por dois caixões unicelulares unidos pela laje superior, a laje inferior tem altura variável e a superior, constante.

4.1.2 Danos provenientes de corrosão na armadura

Nos trechos sobre os apoios extremos da superestrutura, que são atingidos pela água quando ocorrem as marés máximas, observou-se elevado grau de deterioração do concreto e corrosão da armadura[11]. A Figura 2 apresenta a ausência da camada de recobrimento da armadura, estando a mesma em alto estado de corrosão, diretamente em contato com os aparelhos de apoio.



Figura 2: Armadura exposta apresentando corrosão [11]

4.1.3 Solução adotada

O quadro corrosivo apresentado na ponte é devido à ausência de manutenção preventiva adequada o que permitiu o livre desenvolvimento do processo corrosivo das armaduras nos apoios, assim como a não substituição periódica dos aparelhos de apoio que acarretou esforços excessivos no concreto dessa região, não previstos no projeto original. Para solução desta patologia recomenda-se uma intervenção corretiva, definitiva e segura com inspeção periódica a cada quatro anos.

4.2 Edifício residencial no Recife

4.2.1 Descrição do edifício

A edificação residencial em estudo foi construída em 1986 e nunca passou por um processo de manutenção. Localizada na área da semi orla da região metropolitana do Recife. Foi possível constatar que a maioria das manifestações patológicas teve seu agravamento devido à falta de manutenção, causada por exposição natural e pela agressividade do meio que está inserido.

4.2.2 Danos provenientes de corrosão na armadura

Observou-se que por se tratar de edificações em região litorânea onde há maior presença de íons de cloreto, observou-se uma grande presença de corrosão na edificação [12]. Foram detectados alguns pontos de corrosão de armadura na edificação, conforme ilustra Figura 3, ocasionando deterioração do concreto. Como causa dessa manifestação

patológica pode-se citar a falta de cobertura mínimo que é estabelecido pela NBR 6118 [13], facilitando infiltrações e uma posterior corrosão das armaduras.



Figura 3: Ausência de recobrimento em armadura exposta apresentando corrosão [12]

4.2.3 Solução adotada

Segundo ensaios realizados para análise do estado de corrosão, o ensaio de profundidade de carbonatação demonstrou que as estruturas das Edificações estavam afetadas e apresentando íons de cloreto. As manifestações estudadas constataram que o agravamento das manifestações patológicas se faz devido à ausência de manutenção. Para solução da patologia recomenda-se intervenção corretiva e inspeção periódica [12].

4.3 Estruturas de concreto em zona litorânea no Recife

4.3.1 Descrição da orla

Em estudo realizado na orla localizada na Avenida Boa Viagem, próximo ao clube da Aeronáutica, Bairro de Boa Viagem, Recife-PE foi analisada e foram examinadas algumas peças de concreto armado localizadas no calçadão da orla marítima, haja vista que essas estruturas sofreram as mais elevadas agressões dos cloretos advindos das névoas salinas. A Figura 4 apresenta onde foi realizado o estudo [3].

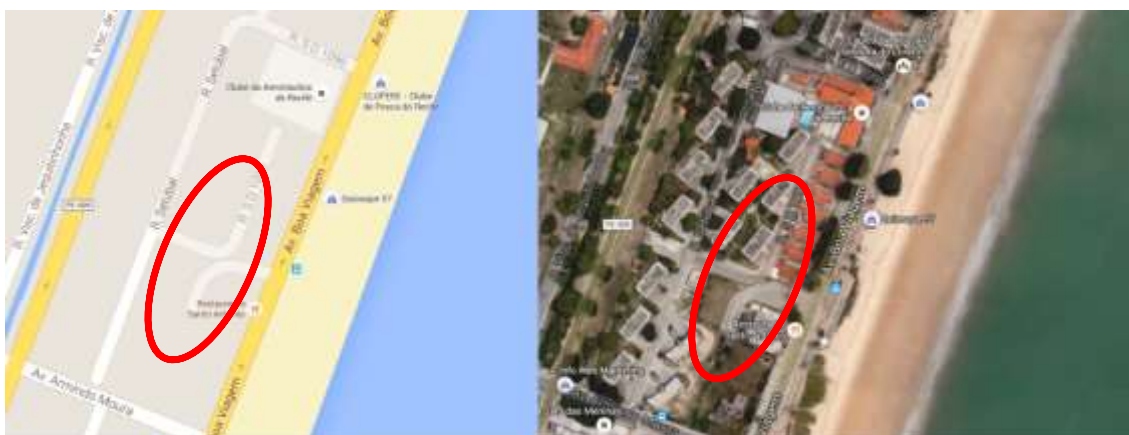


Figura 4: Região em que se encontravam as peças de concreto ensaiadas [3]

4.3.2 Danos provenientes de corrosão na armadura

Na análise foram observadas a existência de corrosão nas seguintes peças : bancos; poste de iluminação; chuveirão; prancha para exercícios. O estado de conservação das peças é apresentado nas Figuras 5, 6, 7 e 8.



Figura 5: Bancos [3]



Figura 6: Poste e Barras para exercício[3]



Figura 7: Chuveirão [3]



Figura 8: Prancha para exercícios [3]

Segundo o estudo realizado, em inspeção visual, foram observados, dentre outras patologias, manchas de corrosão sendo identificados aspectos como manchas avermelhadas na região da armadura e sendo estes danos ocasionados supostamente pelo deficiente cobrimento, armaduras expostas e a já aparente perda elevada de seção.

4.3.3 Solução adotada

No que diz respeito à carbonatação das peças, verificou-se na maioria dos grupos de elementos estruturais analisados, um índice de alcalinidade satisfatória, remetendo para o ataque dos íons cloreto, a causa principal da deterioração avançada das peças, tendo em vista os percentuais elevados de cloreto, em relação à massa de cimento, quando comparado com o limiar prescrito na literatura (0,4%) e, ou, média do que rege as normas pertinente [3]. Portanto, tomando como base este estudo pode-se perceber a importância de um projeto estrutural que contemple a durabilidade e manutenção, pois essas se apresentam como as mais eficazes e menos onerosas ações para subsistência saudável de elementos estruturais.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A corrosão de armaduras é uma manifestação patológica, que embora os principais fatores que a influenciam sejam a presença de CO₂, que reduz o pH e conseqüentemente despassiva a armadura, e a presença dos íons de cloreto, que diminui a resistividade do concreto e ataca a camada passivadora, pode ser originada por outros fatores, dentre eles, a utilização de materiais inadequados e a má execução das estruturas.

É uma manifestação patológica bastante frequente e responsável pelo maior número de casos de deterioração nas estruturas de concreto armado.

As estruturas afetadas com essa manifestação patológica ficam bastantes comprometidas tanto do ponto de vista estético, quanto do ponto de vista estrutural.

Deve-se atentar para os fatores que aceleram o processo de corrosão desde a etapa de projeto, garantindo uma espessura adequada do cobrimento do concreto, bem como, atentar para a agressividade do meio onde a estrutura estará inserida. Por exemplo, regiões litorâneas são bastante agressivas devido a presença de íons de cloretos na atmosfera do local.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O custo-benefício da obra é também um fator importante a se considerar, pois quando se procura reduzir os custos da execução da obra acabam construindo estruturas com baixa qualidade.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO. *Revista de corrosão e proteção: ciência e tecnologia em corrosão*. Ano 12 nº55. Fevereiro, 2015.
- [2] SALOMÃO, M. C. F., SILVA, T. J. Ensaio acelerado de carbonatação do concreto. In: Seminário de iniciação científica, 12. 2008. Uberlândia. Anais. UFU, 2008.
- [3] MOTA, J. M. F. *et al.*, “Análise das patologias em estruturas de concreto na zona litorânea da cidade do Recife – PE”. X Congresso Latinoamericano de Patología Y XII Congreso de Calidad en la Construcción. CONPAT 2009. Valparaíso – Chile.
- [4] PONTES, R. B. *et al.*, “Levantamento da concentração de cloretos em zona costeira do Recife-PE”. IX Congresso Latinoamericano de Patologia. Quito – Equador. 2007.
- [5] CASCUDO, O. *O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas*. 2 ed. Goiana, 1997.
- [6] FIGUEIREDO, E. P. e MEIRA, G. - BOLETIM TÉCNICO 06 – *Corrosão das armaduras das estruturas de concreto*, ALCONPAT, 2013. Disponível em: <http://alconpat.org.br/wp-content/uploads/2012/09/B6-Corros%C3%A3o-das-armaduras-das-estruturas-de-concreto.pdf> Acesso em: 09 jan. 2015.
- [7] FARIAS, R. F. S., “Corrosão das Armaduras do Concreto: Mecanismos e Controle”. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, USP, Brasil. 1992.
- [8] LIMA, M. G., “Inibidores de corrosão - Avaliação da eficiência frente à corrosão provocada por cloretos”. Dissertação (Doutorado), Universidade de São Paulo, USP, Brasil. 1996.
- [9] FIGUEIREDO, E. J. P. “Avaliação do desempenho de revestimentos para a proteção da armadura contra a corrosão através de técnicas eletroquímicas - Contribuição ao estudo de reparo de estruturas de concreto armado”. São Paulo: USP, 1994, 437 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- [10] FREIRE, K. R. R. “Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto”. Curitiba, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, 2005.
- [11] GOMES, E. A. O. “Recuperação estrutural de blocos de fundação afetados pela reação álcali-Agregado” – a Experiência do Recife. Recife, Dissertação de Mestrado, Universidade Católica de Pernambuco, 2008.
- [12] FONSECA, T. *et al.*, Manifestações Patológicas em Edifícios Residenciais na Região Metropolitana do Recife. IV Congresso Internacional na “Recuperação, Manutenção e Restauração e Edifícios”. Rio de Janeiro – Brasil. (2015).
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro. 2014.



CRIAÇÃO E IMPLANTAÇÃO DE ESTRATÉGIAS SUSTENTÁVEIS NO USO E MANUTENÇÃO DE EDIFÍCIOS

A. C. J. RIBEIRO

Engenheira, mestranda PROAC
Universidade Federal de Juiz de Fora
MG; Brasil
anac.eng@gmail.com

M.T.G. BARBOSA

Professora, D. Sc.
Universidade Federal de Juiz de Fora
MG; Brasil
teresa.barbosa@engenharia.ufjf.br

RESUMO

A reabilitação pode ser considerada como um processo de retomada do ciclo de vida de uma edificação. Para que esse processo seja considerado sustentável, a utilização de recursos deve ser feita de forma eficiente, respeitando sempre, os parâmetros ecológicos. O objetivo desse trabalho é contribuir com o levantamento bibliográfico acerca das estratégias sustentáveis já criadas e implantadas em edificações existentes. Para tanto, o método utilizado foi a revisão bibliográfica, para dessa forma buscar a conceituação de parâmetros, aplicação e criação de estratégias sustentáveis para manutenção dos edifícios já existentes, utilizando publicações recentes. Foi possível então detectar como estratégias sustentáveis o uso de materiais sustentáveis; a utilização de técnicas e tecnologias construtivas visando um aumento no desempenho energético (geração de energia a partir de fontes renováveis); o gerenciamento de resíduos da construção civil; a busca por coberturas verdes (sombreamento e aumento da permeabilidade do solo); a reutilização de águas pluviais; a separação e reuso de águas cinzas e negras; a redução do consumo de água potável; o melhoramento no desempenho acústico; o aumento no desempenho térmico (Utilização de *brises* ou abertura de janelas) e a certificação ambiental. Entretanto quanto a aplicação dessas técnicas em edificações já existentes, há uma maior recorrência de trabalhos sobre reparos estruturais, sendo possível detectar, no Brasil, apenas alguns exemplos de manutenção de edifícios que contemplem os parâmetros de sustentabilidade.

Palavras-chave: Estratégias Sustentáveis; Reabilitação; Manutenção de Edifícios.

ABSTRACT

The rehabilitation may be considered a process of resuming the life cycle of building. For this process to be considered sustainable, resource utilization should be done efficiently, always respecting the ecological parameters. The aim of this paper is to contribute to the literature about sustainable strategies already created and deployed in existing buildings. For both the method used was the literature review, to thereby seek the concept of parameters, application and creation of sustainable strategies for maintenance of existing buildings, using recent publications. It was then possible to detect sustainable strategies using sustainable materials; the use of construction techniques and technologies to an increase in energy performance (power generation from renewable sources); waste management of construction; the search for green roofs (shading and increasing soil permeability); the reuse of rainwater; the separation and reuse of gray and black water; reducing the consumption of drinking water; improve the acoustic performance; the increase in thermal performance (use of louvers or opening windows) and environmental certification. However, there's no substantial application of these techniques in existing buildings, but a higher recurrence work on structural repairs. It is able to detect, in Brazil, just a few maintenance buildings in the concept of sustainability parameters.

Keywords: Sustainable strategies; Rehabilitation; Building Maintenance.

1-INTRODUÇÃO

No Brasil a construção civil é uma indústria que têm uma importância econômica, mas os métodos e processos utilizados por ela acabam por caracteriza-la com uma indústria onde há o uso de mão de obra não qualificada, o consumo de matéria prima e a utilização de recursos não renováveis em excesso, gerando uma produção de resíduos em grande escala. O fato dessa atividade proporcionar parâmetros econômicos hoje vêm sendo estudado e busca-se a aplicação de estratégias de sustentáveis.

Para que essas estratégias possam ser aplicadas com sucesso deve-se entender conceitos como: Ciclo de vida, Sustentabilidade e Reabilitação/Manutenção.

Segundo Motta e Aguiar (2009) o ciclo de vida pode ser dividido nas seguintes fases: planejamento, concepção, projeto, construção, uso, manutenção e demolição de um edifício. Para Mateus (2009) as fases de construção e demolição são as que geram mais incômodos, mas a fase de utilização é onde ocorre maior geração de impactos, pois sua duração varia na ordem da vida útil de um edifício que é de cerca de 50 anos.

Segundo Bolina (2015) a norma ABNT NBR 15575 possibilita determinar um acréscimo a vida útil de edifícios de 63 a 75 anos, com níveis de desempenho a serem cumpridos, porém as demais normas não fornecem índices que possibilitem o cumprimento dessas exigências principalmente sobre a durabilidade e a vida útil das edificações.

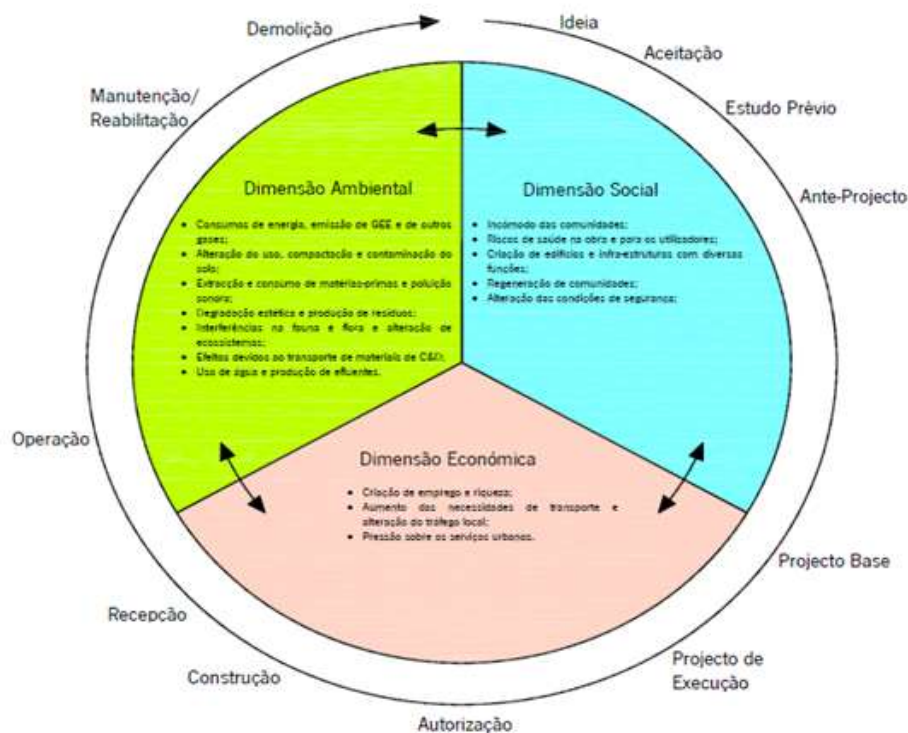


Figura 01- Ciclo de Vida. Fonte: Cica (2002).

Para que um edifício se torne sustentável ao longo de sua vida útil o seu ciclo de vida deverá abranger o respeito pelas dimensões da sustentabilidade. No âmbito social deverá preservar a identidade cultural e regional, no âmbito ambiental minimizar o consumo de energia e preservar os recursos de água e no âmbito econômico otimizar as práticas de manutenção assim reduzindo os custos. (Matheus, 2009).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Segundo Motta e Aguiar (2009) a sustentabilidade é um termo que se refere ao uso dos recursos naturais, ao propõe uma utilização onde o ser humano possa se desenvolver na forma de sociedade, dentro de uma economia que satisfaça suas necessidades, mas preservando o meio ambiente onde vive.

Segundo Mateus (2009) a construção civil vêm adotando conceitos sustentáveis, que tem como objetivo a manutenção e criação de ambientes construídos onde a utilização dos recursos deve ocorrer de forma eficiente com parâmetros ecológicos. Ainda segundo Waldetario & Alvarez (2010) as construções sustentáveis já estão ganhando espaço pois a indústria da construção civil estão adotando o conceito da utilização dos recursos de forma a visar a preservação do meio ambiente com a adequação do projeto na necessidade do usuário e a economia dos recursos no processo construtivo.

Segundo Mateus (2009), para se obter uma construção sustentável deve-se atentar para alguns princípios como: reduzir, reutilizar e reciclar recursos, proteger a natureza, eliminar resíduos tóxicos, analisar os custos do ciclo de vida e assegurar a qualidade; sendo que quando respeitados tais princípios, geram criação e implantação de manutenção de edifícios mais sustentáveis.

A manutenção de edifícios segundo norma NBR 5674 é “o conjunto de atividades a serem realizadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes de atender as necessidades e segurança de seus usuários”.

Waldetario e Alvarez (2010) esclarecem que a fase que compreende a manutenção do edifício cujas modificações ocorrem em escala maior em edifícios subutilizados, é denominada reabilitação, que consiste em fazer com que o edifício retorne a sua função tendo ou não uma adequação para um novo uso.

A reabilitação segundo Oba (2014) é aquela capaz de identificar e promover alterações no edifício que culminem com a solução dos problemas desenvolvidos ao longo de seu ciclo de vida tais como os desequilíbrios construtivos, funcionais higienicos e de segurança.

Entretanto Oba (2014) deixa claro que esse processo de retomada do ciclo de vida de um edifício pode conter ações como alterações, reparos e melhorias mas deverá sempre levar em consideração as características culturais, históricas e arquitetônicas e assim preservá-las.

O objetivo desse trabalho é contribuir com o levantamento bibliográfico a cerca das estratégias sustentáveis já criadas e implantadas em edificações já existentes, buscando aplicação das estratégias que obtiveram sucesso na criação e implantação no uso e manutenção de edifícios existentes.

Nesse contexto, o trabalho foi elaborado através de revisão bibliográfica existente sobre o assunto buscando a conceituação de parâmetros, aplicação e criação de estratégias sustentáveis para manutenção dos edifícios já existentes, utilizando publicações recentes. As estratégias sustentáveis vêm sendo abordadas em estudos onde sua utilização permite análise de edifícios a curto prazo que garantiram a disseminação do seu conceito para torna eficaz as ações das construções e manutenções sustentáveis.

2-ESTRATÉGIAS SUSTENTÁVEIS

As estratégias sustentáveis são parâmetros, que vem sendo estudados e implantados em construções, com a finalidade de transformá-las em construções sustentáveis. Para tanto, deve-se atentar para seu uso na implantação em processos de manutenção onde se deva sempre buscar a sustentabilidade para que o edifício possa se adequar as novas tecnologias de forma a manter suas características.

São as seguintes estratégias Sustentáveis

- Concepção do projeto de reabilitação;
- Uso de materiais sustentáveis;
- Aumento no desempenho energético (geração de energia a partir de fontes renováveis);
- Gerenciamento de resíduos da construção civil;
- Busca por coberturas verdes (sombreamento e aumento da permeabilidade);
- Reutilização de águas pluviais;
- Separação e reuso de águas cinzas e negras;
- Redução do consumo de água potável;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Melhor desempenho acústico;
- Aumento no desempenho térmico (Utilização de *brises* ou janelas);
- Certificação ambiental;

2.1-Concepção do projeto de reabilitação

Quando se trata de reabilitação de uma edificação o planejamento irá abranger diversos estudos de diagnóstico e viabilidade, bem como estudos de adequação do espaço físico e de substituição das instalações (Waldetario & Alvarez, 2010).

Moraes & Quelhas (2012) propõe que para garantir a qualidade do processo de reabilitação deve-se obter o maior número de informações de qualidade a cerca da edificação. E o processo de reabilitação possui uma complexidade, desde a análise de viabilidade, projeto, levantamento de custos de produção, legislação, aprovação de projeto e outras etapas até chegar à ocupação do edifício.

Waldetario & Alvarez (2010) analisaram o Programa Morar no Centro do município de Vitória, Espírito Santo, especificamente os edifícios Estoril, Pouso Real e Tabajara, todos vazios ou subutilizados, e localizados no Centro de Vitória/ES. Usando o levantamento anamnese colheu as informações como projetos, laudos e memoriais foram coletas nos órgãos públicos responsáveis, visitas no local e entrevistas com os profissionais envolvidos no projeto reabilitação, possibilitou análise da aplicação das diretrizes proposta pelos autores e também subsidio para os desdobramentos do estudo. Dentro do estudo feito os autores identificaram que algumas das diretrizes não puderam ser realizadas por impedimento de custos financeiros, características físicas dos imóveis que impossibilitaram de intervenção como plantio de árvores e elementos para melhor a eficiência energética. Os condicionantes encontrados pelos autores no Programa Morar no Centro apontaram para necessidade de investimento e tempo na fase de concepção do projeto de reabilitação onde se analisa os estudos de viabilidade e planeja e elabora soluções adequadas para cada edifício.

2.2-Uso de materiais sustentáveis

O uso de sistemas construtivos ecologicamente apropriados para Florim e Quelhas (2004) tem aumentado, assim como o de materiais ecologicamente corretos, recicláveis e/ou reciclados, além da análise científica dos seus ciclos de vida, cujo conceito inclui todos os custos produzidos desde sua fabricação até o descarte.

Segundo Florim e Quelhas (2004) atualmente o modelo utilizado na construção /manutenção dos edifícios é ambientalmente insustentável, pois os materiais utilizado nestes, como exemplo o cimento, aço, vidros entre outros, necessitam de um alto consumo de energia em sua produção. Para os autores um meio de tornar a construção sustentável poderia ser a obtenção desses materiais da região em que está ocorrendo a construção, de maneira a reduzir seu custo poupando energia, combustível, diminuindo a poluição causada pelo transporte, a geração de resíduos ao longo do trajeto além de fortalecer aspectos culturais.

Um estudo feito por Rocha (2008) avaliou a produção de blocos para construção civil sem função estrutural a partir do reaproveitamento de resíduos de E.V.A. (Etileno acetato de vinila) da indústria de calçados. O estudo trata da fabricação de blocos para uso na construção seca, com porcentagem de E.V.A na mistura. Verificou-se que estes apresentam consumo maior de cimentos comparados com os tradicionais, mas possui vantagens melhoria no conforto térmico nas edificações, como possui baixa massa unitária do agregado EVA proporciona alívio de carga na estrutura dos edifícios e ainda pode se produzir elementos de maiores dimensões aumentando a produtividade. Com isso vêm crescendo a utilização de blocos feitos com E.V.A em processos de aplicação em construções sustentáveis, tendo a possibilidade da implantação em processo de reabilitação/manutenção.

2.3-Aumento no desempenho energético (geração de energia a partir de fontes renováveis)

Segundo Borges (2013) o desempenho energético dos edifícios na Europa é uma preocupação das autoridades pois os edifícios, consomem 40% de energia total produzida em toda União Européia, sendo assim houve a necessidade de promover melhorias para que o consumo fosse diminuído. Então os edifícios ganharam estudos nas características térmicas, buscando a eficiência nos sistemas de aquecimento condicionado de ar, fornecimento de água quente, questões de iluminação natural e produção de eletricidade.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Segundo Mendes *et al* (2010) o Brasil possui um consumo de energia elétrica em edifícios de escritório cuja distribuição aponta que aproximadamente 24% do total é utilizado para iluminação artificial e 48 % para ar condicionado.

O estudo de Mendes *et al* (2010) no caso do complexo da assembleia legislativa do rio grande do sul optou-se pela elaboração da proposta de focar a estratégia de redução da demanda energética no sistema de condicionamento de ar dos edifícios. Uma vez que os sistemas de climatização afetam diretamente o custo operacional do edifício e indiretamente o meio ambiente o que justifica a preocupação em melhorar a eficiência energética do sistema em questão

Sendo assim, poderiam optar por diversos sistemas mas ao analisarem o edifício na parte de concepção do projeto verificou que o sistema de ar condicionado proposto seria o sistema VRF (ou VRV, Volume de Refrigerante Variável) que representa uma alternativa tecnológica e economicamente viável, para o edifício existente. Há no sistema VRF a flexibilidade no acondicionamento de máquinas, uma vez que as evaporadoras são instaladas no exterior do edifício. Isto garante a redução de ruídos e o controle personalizado do gasto energético ao trabalhar com carga parcial sem comprometimento do conforto térmico. E possibilita operação tanto no resfriamento como no aquecimento muito importante para o edifício, pois se localiza em Porto Alegre, onde as estações não são definidas. Como esse sistema permite ventilação natural ele promove a redução na demanda energética sem nenhum prejuízo no conforto térmico. A adoção desse sistema ocorreu pois o prédio passará por uma reabilitação, e ele possui uma intervenção menos invasiva e atenderia o processo de manutenção, sem perda da identidade do edifício existente.

2.4- Questões Ligadas Ao Uso De Recursos Hídricos (Água)

Segundo Mendes *et al* (2010) a gestão dos recursos hídricos deve ocorrer através da redução do consumo de água potável, seja através da utilização de mecanismos que possibilitassem o seu uso eficiente. Isto é possível por exemplo através da redução do consumo de água em edifícios novos e em edifícios já existentes com equipamentos para economizar água.

Segundo Fiori *et al* (2006) a sustentabilidade do recurso hídrico está no reúso e na racionalização do uso de água, pois quando se faz o reúso de água preserva-se a água potável que possui qualidade para o uso humano, e conserva a demanda dos mananciais.

Ainda, segundo Mendes *et al* (2010), a evolução do conceito de uso racional de água para conservação de água é baseada na gestão da oferta e da demanda. São exemplos de medidas para redução do consumo de água em edifícios: escolha de eletrodomésticos com certificação de baixo consumo de água; colocação de sensores; válvulas de eficiências; redutores de fluxo nas instalações prediais; e educação ambiental para o uso a água.

Segundo Silva *et al* (2010) a instalação de sistemas de reciclagem de águas cinzentas é possível pois já existe a integração dos sistemas hidráulicos e sanitário, mas ainda o fator financeiro impede que a implantação desse sistema em condomínios pois o custo é alto.

Segundo Fiori *et al* (2006) sistemas de aproveitamento das águas pluviais permitem captar a água das chuvas a partir das coberturas, filtrando-a e armazenando-a posteriormente em reservatórios para que deve verificar para que possa ser utilizada para fins não potáveis como em descargas de sanitárias, máquinas de lavar, sistemas de jardins ou para lavagens de terraços e garagens, sempre verificando os resultados de análises prévias e o nível de poluição atmosférica das cidades para que se possibilite o uso. Estes sistemas são constituídos por um filtro, um tanque acumulador e uma bomba de circulação.

2.5- Gerenciamento de resíduos da construção civil

A sociedade moderna se defronta com o grande desafio de equacionamento à geração excessiva e da disposição final ambientalmente segura dos resíduos sólidos. Para Jacobi e Besen (2011), a preocupação mundial em relação aos resíduos sólidos tem aumentado diante o crescimento da produção, do gerenciamento inadequado e da falta de áreas de disposição final.

Conforme Dornelas et al. (2007) o setor que é considerado o maior consumidor de recursos naturais e também responsável por intensivo uso energético, é o da construção civil, o qual gera sérios impactos ambientais.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Para Jacobi e Besen (2011), os desafios que se colocam para evoluir da situação atual de falta de política, de estratégias e de uma visão de planejamento para o equacionamento da gestão dos resíduos demandam ações concretas e vontade política da administração. Segundo Sattler e Pereira (2006), reduzir os resíduos gerados implica o desenvolvimento de projetos que contemplem o desmonte e reuso de materiais e componentes, a reciclagem de resíduos de materiais e componentes não reutilizáveis e o incentivo ao uso de materiais e componentes que gerem menos resíduos, sólidos e gasosos.

A Resolução Conama 307 de 05/07/2002, complementada pela Resolução Conama 448 de 18/01/2012, estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. “*Ela determina que os Resíduos da Construção Civil são os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha.*”

Os Planos de Gerenciamento de Resíduos de obra, designados na Resolução 307 do CONAMA como Projetos de Gerenciamento de Resíduos, são peças fundamentais para a indução de procedimentos disciplinados na cadeia de produção onde se inserem os resíduos da construção. Exigido, pela Política Nacional de Resíduos Sólidos, de todas as empresas da área de construção, têm como aspecto central a designação dos sucessores, na cadeia de responsabilidades, para o manejo dos resíduos de obra após o ato da geração.

3- CONSIDERAÇÕES FINAIS

É possível fazer a manutenção/reabilitação de construções já existentes utilizando estratégias sustentáveis, sempre levando em consideração os apontamentos e as considerações que o projeto de reabilitação apresentar.

Assim as estratégias sustentáveis são parâmetros para a implantação de uma manutenção em edifícios existentes de forma que a utilização se torne viável para o usuário. Para se promover a manutenção das edificações de forma sustentável, o projeto de reabilitação da construção em sua fase inicial, concepção, deve contemplar as estratégias sustentáveis, deste o reuso de água, a geração de resíduos, a utilização de materiais sustentáveis até o desempenho energético. A concepção do projeto bem estruturada possibilitará a utilização do maior número possível de estratégias sustentáveis durante a sua fase de implantação.

É importante que o Brasil invista em estratégias sustentáveis na construção civil uma vez que o país se encontra em uma crise hídrica e energética já que sua principal fonte energética é água.

Nos países da União Europeia teve um avanço na aplicação das estratégias pois assinaram tratados ambientais que proporcionaram um grande avanço em manutenção e reabilitação dos edifícios já existentes a fim de minimizar o gasto energético.

6- Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: Manutenção de edificações — Requisitos para o sistema de gestão de manutenção.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15.575: Desempenho de edificações habitacionais.
- [3] Bolina, F.; Perrone, V.; Tutikian, B.(2015)- Discussão sobre ações variáveis de projeto segundo os requisitos mínimo, intermediário e superior de desempenho da ABNT NBR15575. Concreto & Construções – ano XLIII, Nº79, Jul./Set.2015- IBRACON- Instituto Brasileiro de Concreto.
- [4] Borges, N. M. F. (2013) - Reabilitação de edifícios recentes para atingir edifícios com necessidade quase nulas de energia – Contribuição para edifícios sustentáveis. Tese de Mestrado- Universidade do Minho-Escola de Engenharia. Portugal.
- [5] CONAMA, Conselho Nacional do Meio Ambiente. RESOLUÇÃO Nº 307. Brasília, 5 de julho de 2002. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>>. Acesso em: 9 de nov.2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



- [6] Dornelas, R.C.; Souza, U.E.L.; Dias, J.F.(2007)- Gestão de materiais para a construção civil sustentável. In. Simpósio Brasileiro De Gestão E Economia Da Construção, 5., 29-31 out. 2007, Campinas. Anais ..Campinas: Antac.
- [7] Fiori, S.; Fernandes, V.M.C.; Pizzo, H.(2006)- Avaliação qualitativa e quantitativa do reúso de águas cinzas em edificações. Ambiente Construído -v. 6, n. 1, jan./mar. 2006. p. 19-30- Porto Alegre -RS.
- [8] Florim, L. C. e Quelhas, O. L. G.(2004) - Contribuição para a construção sustentável: características de um projeto habitacional eco-eficiente. ENGEVISTA, v. 6, n. 3, p. 121-132.
- [9] Jacobi, P. R.; Besen, G. R.. (2011)-Gestão De Resíduos Sólidos Em São Paulo: Desafios Da Sustentabilidade. Estudos Avançados25.(71).
- [10] Matheus, R. F. M. S. (2009) - Avaliação De Sustentabilidade Na Construção - Proposta para o Desenvolvimento de Edifícios mais sustentáveis. Tese de Doutorado- Universidade do Minho - Escola de Engenharia. Portugal.
- [11] Mendes, C. F.; Suzuki, E. H.; Ara, P. J. S.; Carvalhaes, M.da C. (2010)- Aplicação De Instrumentos Sustentáveis Em Sistemas Prediais De Edifícios Públicos: Desafios E Limitações No Caso Do Complexo Da Assembléia Legislativa Do Rio Grande Do Sul) -XIII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído – ENTAC 2010- Canelas- RS.
- [12] Motta, S.R.F.; Aguilar, M. T. P.(2009)- Sustentabilidade E Processos De Projetos De Edificações. Gestão & Tecnologia de Projetos- Vol. 4, nº 1, Maio de 2009,p. 84-119.
- [13] Oba, M. M. (2014) - O projeto de readequação visando a construção mais sustentável no edifício moderno: estudo de caso sobre o Centro Politécnico da UFPR- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil. Curitiba, Paraná.
- [14] Rocha, F.M. D.(2008)- Aproveitamento de resíduos sólidos industriais em materiais alternativos na perspectiva da construção seca: / Bloco Eva - intertravamento e racionalização das alvenarias -Dissertação (Mestrado) – UFPB/CT - João Pessoa.
- [15] Sattler, M. A.; Pereira, F. O. R. Construção e meio ambiente. Porto Alegre: ANTAC, 2006. — (Coleção Habitare, v. 7), 296 p.
- [16] Silva, W. M.; Souza, L. O.de; Rego,L.H.A.; Anjos, T.C.Dos. (2010) – Avaliação da Reutilização de águas cinzas em Edificações, Construções Verdes Sustentáveis. Enciclopédia Biosfera, Centro Científico Conhecer, Goiânia -GO - Vol.6, n11.
- [17] Waldetario.K.Z. e Alvarez,C.E.(2010)-Diretrizes Para Aplicação Dos Conceitos De Sustentabilidade Na Reabilitação De Edifícios Em Centros Urbanos Para Fins De Habitação Popular: Análise Do Programa Morar No Centro – Vitória (Es) -XIII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído – ENTAC.



**DEGRADAÇÃO DE FACHADAS COM REVESTIMENTO CERÂMICO
DE EDIFÍCIOS DE BRASÍLIA-DF**

ELTON. BAUER

Professor de Ensino Superior
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
elbauerlem@gmail.com

MARIA DE NAZARÉ. SILVA

Professora de Ensino Superior
Universidade Federal de Roraima
Roraima; Brasil
nazabsilva@gmail.com

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo quantitativo da influência de diferentes tipos de danos, da idade e orientação das fachadas no processo de degradação que culmina na perda de capacidade resistente e vida útil das fachadas com acabamento em revestimento cerâmico de edifícios de Brasília-DF. A metodologia consiste no mapeamento e quantificação de danos em 90 amostras de fachadas de edifícios. Para este estudo foram consideradas as manifestações patológicas de descolamento cerâmico, fissuras, falhas de rejunte, eflorescências e falhas de vedação. Os resultados mostraram que os tipos de danos que mais influenciam os processos de degradação de fachadas com revestimento cerâmico foram os descolamentos cerâmicos e as fissuras. Os resultados também mostraram a evolução da degradação em função do aumento da idade das amostras de fachadas, além da influência preponderante das orientações oeste e norte das amostras analisadas na taxa de velocidade da degradação das fachadas.

Palavras-chave: fachadas, revestimento cerâmico, degradação, vida útil.

ABSTRACT

This paper presents a quantitative study of the influence of different types of damages, age and direction of facades in the degradation process culminating in tile ceramic loss of collapse-resisting capacity and service life of buildings in Brasilia-DF. The methodology consists of mapping and quantifying damages in 90 building facade samples. For the purpose of this study, structural damages such as tile detachment, cracks, tile grout wear, efflorescence and sealing issues were considered. Results showed that the damage types that most influence tile ceramic degradation are cracks and ceramic detachment. Results have also show degradation evolution as a function of aging in the facade samples, in addition to a prevailing influence of directions west and north in the analyzed samples on facade degradation speed rate. Keywords: facades, tile ceramic, degradation, service life.

1. INTRODUÇÃO

As ocorrências de patologias em fachadas de edifícios que surgem com frequência elevada não somente em Brasília, bem como em todo o Brasil reflete a necessidade de questionamentos acerca da durabilidade das construções de edifícios. A eficiência e durabilidade das novas construções seguem na contramão da evolução das tecnologias construtivas. Neste sentido, questiona-se a aplicabilidade dessas inovações tecnológicas, dos novos materiais e práticas construtivas que surgem no mercado com o conceito hipotético de aumento do desempenho, da durabilidade e vida útil dos edifícios e suas partes componentes.

As propriedades de resistência, proteção e durabilidade dos sistemas de revestimentos cerâmicos são características essenciais para a sua utilização como acabamentos de fachadas. Contudo, as fachadas, em geral, apresentam elevada incidência de manifestações patológicas quando comparado com outros elementos do edifício [1]. As patologias são inerente a toda matéria, porém, busca-se incessantemente minimizar ou prolongar a sua ocorrência. Para tanto, torna-se imprescindível o estudo dos problemas patológicos observados nos edifícios, mais precisamente, neste estudo, direcionado para os fenômenos patológicos das fachadas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Os sistemas de revestimentos cerâmicos de fachadas são compostos por camadas de materiais diferentes (argamassa de assentamento, rejunte e placas cerâmicas) e, por se constituir na primeira envoltória de proteção do edifício, os mesmos ficam expostos a diversos tipos de agentes de degradação como chuvas, ventos, insolações, agentes biológicos e poluentes atmosféricos [2][3][4].

Cabe ressaltar que os agentes intervenientes de degradação podem ainda atuar de maneira combinada, gerando solicitações e mecanismos de degradação com características bastante diferenciadas, culminando em um processo de deterioração com perda de capacidade de proteção, resistência, qualidade, desempenho e vida útil mais evidente no sistema de revestimento cerâmico que em outros elementos que compõem o edifício, implicando em elevados custos de manutenção, alteração da degradação meramente visual para danos físicos reais da fachada, além de perda de função e durabilidade [5][6].

Os agentes de degradação como a chuva dirigida, ou seja, a ação simultânea da chuva e vento incidindo sobre a parede externa, favorece o surgimento de patologias, como fissuras de retração, deficiência de aderência, fungos e bolor [7]. Da mesma maneira, o choque térmico, ou seja, a variação brusca de temperatura provocada pela ação combinada da chuva de verão repentina sobre uma fachada com carga térmica elevada gera uma movimentação térmica diferenciada nos diferentes materiais e componentes da fachada [8][9]. Os agentes de degradação afetam os materiais ou componentes de uma edificação, provocando alterações nos materiais reduzindo seu desempenho [4].

A vida útil dos edifícios depende do comportamento diferenciado das propriedades dos elementos e de seus componentes, além da interação dos mesmos ao longo do tempo [10]. Neste sentido, para garantir a vida útil de um edifício, o desempenho do revestimento deve ser mantido acima dos níveis mínimos exigíveis pelas normas [11].

Neste sentido, para estabelecer novos rumos para pesquisas sobre o comportamento da degradação e mensuração da vida útil das fachadas a normatização deve ser ampliada não somente para um elemento, mas para todos os componentes do edifício, estabelecendo um nível de desempenho mínimo ao longo da vida útil dos elementos principais (estrutura, vedações, instalações elétricas, instalações hidrossanitárias, pisos, fachada e cobertura) para todos os edifícios habitacionais [12].

A mensuração da degradação das fachadas por intermédio de modelos de cálculos permite determinar a curva de evolução da degradação e estabelecer o limite último de desempenho das fachadas de maneira a promover o melhor gerenciamento das manifestações patológicas e garantir o desempenho e a vida útil das fachadas.

Diversos estudos tem demonstrado que as patologias nas fachadas dos edifícios de Brasília ocorrem em edifícios nas mais diferentes idades, desde fachadas que apresentam idades acima de 40 anos, bem como em idades inferiores a 10 anos, idade essa considerada precoce para a ocorrência de fenômenos patológicos [13].

Este estudo aborda uma avaliação quantitativa das manifestações patológicas de descolamentos de placas cerâmicas, falhas de rejuntas, fissuras, eflorescências e falhas de vedações observadas em 90 amostras de fachadas de edifícios de Brasília. Os edifícios analisados possuem diferentes idades, variando de 5 a 36 anos. A área total de amostras consideradas para este estudo é de 28.383,00 m². Os dados amostrais das manifestações patológicas observadas nas fachadas foram obtidos conforme metodologia de inspeção desenvolvida no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília (LEM-UnB). A mensuração das degradações se baseia em uma ferramenta metodológica que visa avaliar e quantificar detalhadamente os danos nas fachadas através de sua extensão e custo de reparação dos danos [2][14][15].

2. METODOLOGIA PARA O ESTUDO DAS DEGRADAÇÕES DAS FACHADAS

2.1 Levantamento e mapeamento das patologias em fachadas com revestimento cerâmico

A metodologia deste estudo consiste inicialmente no levantamento das amostras de fachadas de edifícios de Brasília-DF efetuadas por intermédio de vistorias *in loco* realizadas por uma equipe de especialistas do Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília. Esse levantamento permite classificar e identificar as amostras dos edifícios inspecionados (Figura 1) e, posteriormente, localizar as manifestações patológicas visíveis (descolamentos, falhas de rejuntas, fissuras, eflorescências e falhas de vedações) nas fachadas.



Figura 1: Amostra de fachadas dos edifícios de Brasília-DF

O levantamento das manifestações patológicas em edifícios segue uma metodologia desenvolvida e aplicada por especialistas do LEM-UnB que permite diagnosticar as patologias observadas nas fachadas dos edifícios em Brasília [16][17][18]. A degradação das fachadas é mensurada em função de sua extensão e gravidade da ocorrência dos danos.

A metodologia desta pesquisa consiste, após o levantamento das amostras, nas etapas de identificação, classificação, mapeamento, quantificação e mensuração das manifestações patológicas que ocorrem com maior frequência em fachadas com revestimento cerâmico de edifícios de Brasília.

O mapeamento dos dados amostrais das manifestações patológicas obtidas a partir de levantamento fotográfico é efetuado por intermédio de uma representação gráfica da amostra de fachada (Figura 2), ou seja, por meio de desenho representativo da mesma, com detalhamento de todas as ocorrências de manifestações patológicas [18][19][20].

A quantificação das manifestações patológicas é obtida por intermédio de uma malha sobreposta ao mapeamento que permite efetuar a contagem dos danos observados sobre as amostras de fachadas (Figura 2). Cada malha equivale a uma área de dano equivalente a 0,25 m². Esse processo permite uma contagem simples e isomorfa de todas as amostras de fachadas.

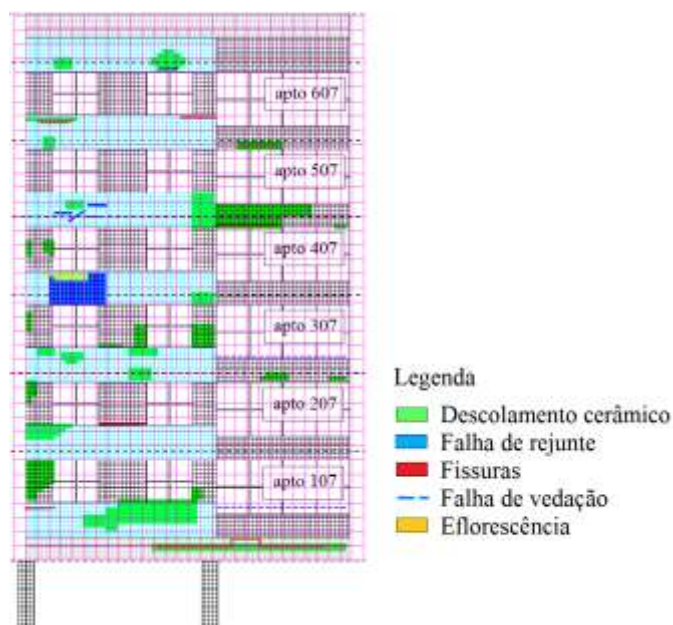


Figura 2: Modelo de mapeamento de danos e sobreposição de malha nas amostras de fachadas.

2.2 Mensuração da degradação das fachadas – Fator de Danos Combinado (FDC)

A metodologia de mensuração da degradação desenvolvida neste estudo é efetuada por intermédio do fator de danos combinado (FDC) [15]. Este modelo de cálculo do estado de degradação das fachadas se baseia em uma reformulação e adaptação de estudos acerca dos mecanismos, processos e quantificação das manifestações patológicas, dentre os quais se destaca o método fatorial [6].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

O FDC foi analisado de maneira particularizada em função da influência de dois tipos de manifestações patológicas (descolamento cerâmico e fissuras), da idade e ainda da influência da orientação solar incidente sobre as amostras de fachadas. A avaliação do FDC consiste em estabelecer elementos que permitam verificar a sensibilidade deste modelo de cálculo na mensuração dos diferentes estágios de degradação das fachadas dos edifícios.

Uma vez que as anomalias que afetam as fachadas são diferentes (descolamento de placas cerâmicas, falha de rejunte, fissuras, eflorescências e falha de vedação), as mesmas ocorrem devido a fatores também diferenciados, portanto, essas anomalias precisam ser analisadas também por meio de sua importância relativa no processo de degradação das fachadas. Neste sentido, o Fator de Danos Combinado (FDC) se constitui em um modelo de cálculo relativo dos danos que afetam as fachadas dos edifícios. Para tanto, atribui-se um peso de importância relativa ao Fator de Danos (FD) que permite ajustar a ocorrência dos danos por intermédio do custo de reparo dos diferentes tipos de danos observados nas fachadas (1). Na Tabela 1 são apresentados os valores dos fatores de ponderação de custo ($k_{c,i}$) referentes à cada diferente tipo de manifestação patológica.

$$FDC = \sum_1^n \left(\frac{A_{d,i}}{A} \times k_{c,i} \times 100 \right) \quad (1)$$

Onde:

FDC – Fator de Dano Combinado (%);

n – Quantidade de danos;

i – Tipo de dano. Varia de 1 a n, onde i=1 (descolamento cerâmico), i=2 (falha de rejunte), i=3 (fissuras), i=4 (eflorescência), i=5 (falha de vedação);

$A_{d,i}$ – Área de manifestação patológica observada na amostra de fachada (m^2) referente a cada tipo diferente de dano (m^2);

A – Área total da amostra de fachada (m^2);

$k_{c,i}$ = Custo relativo de reparo do dano, adimensional (Tabela 1)

O termo $A_{d,i}$ equivale à área afetada por cada tipo específico de dano (descolamento cerâmico, falha de rejunte, fissuras, eflorescências e falha de vedação) e é inversamente proporcional à área total da fachada (A). O termo $A_{d,i}$ é obtido a partir da identificação, mapeamento das fachadas e quantificação dos danos.

A ponderação por intermédio do fator $k_{c,i}$ estabelece a hierarquia de cada tipo de dano em função do custo de reparo de cada diferente tipo de dano. A Tabela 1 mostra os valores do fator de ponderação $k_{c,i}$ utilizados para estabelecer a importância dos danos.

A variável $k_{c,i}$ é o fator relativo de custo de reparo e representa a importância diferenciada atribuída ao custo de reparação de cada tipo de dano i. Esta variável é adimensional e obtida em função da proporção pelo custo de reparo mais elevado (Custo de reparo de fissura – R\$ 136,70/ m^2). Os valores associados à essa variável foram calculados através da composição de custo unitário para serviços de reparos em Brasília (Tabela 1).

Tabela 1 – Valores de $k_{c,i}$ para os custos de reparação dos danos em fachadas de Brasília.

Tipo de dano	Custo de reparo (R\$/ m^2)	Fator relativo de custo de reparo ($k_{c,n}$)
Falha de rejunte	8,40	0,06
Eflorescência	16,00	0,12
Falha de vedação	10,90	0,08
Fissuras	136,70	1,00
Descolamento cerâmico	113,00	0,82

3. RESULTADOS

As avaliações dos níveis de degradações das amostras de fachadas por intermédio do Fator de Danos Combinado (FDC) mostra diferencialmente o comportamento de determinados fatores que influenciam os processos de degradação, dentre os quais se destaca, neste estudo, a influência específica de dois tipos de manifestações patológicas (descolamento cerâmico e fissuras), a influência da exposição solar (norte-N, leste-L, sul-S e oeste-O) e ainda a influência da idade das amostras de fachadas.

As amostras de fachadas utilizadas neste estudo apresentam características representativas de edifícios da cidade de Brasília, destacando-se que:

- Os edifícios residenciais apresentam em geral 6 andares e mais o pilotis.
- As amostras perfazem um total de 90 casos de estudo.
- As idades das amostras de fachadas variam de 5 a 36 anos.
- As áreas totais das amostras de fachadas equivalem a 28.383,00 m².
- A estrutura dos edifícios é em concreto armado.
- As vedações das fachadas são em bloco cerâmico.
- Os revestimentos são constituídos por placas cerâmicas.

A configuração das curvas de tendência do FDC-FI e FDC-DC (Figura 3) ressalta algumas relações entre as manifestações patológicas de descolamento cerâmico e fissuras. Os resultados do FDC-FI permitem observar que, em amostras com idades até 10 anos, o FDC-FI ocorre com pouca intensidade quando comparado ao FDC-DC, contudo, os resultados de ambos ficam bastante próximos. Esse resultado é coerente, uma vez que nessa faixa de idade as patologias se encontram em seu estágio inicial. Em idades superiores a 10 anos ocorre um decréscimo no valor de FDC-FI.

O comportamento da curva do FDC-DC é mais expressivo e muito mais acentuado principalmente em amostras de fachadas com idades acima de 30 anos. Este comportamento mostra uma associação entre esses dois tipos de danos. Nas idades iniciais as patologias geradas pelas fissuras, aliada a diferentes agentes de degradação, às movimentações térmicas e estruturais do edifício e ainda devido a penetração de água através dessas fissuras podem gerar falhas de aderência e perda da capacidade resistente do sistema de revestimento e, conseqüentemente, gerar patologias de descolamento cerâmico. Com o decorrer o tempo, os descolamentos cerâmicos aumentam, uma vez que ficam também associados tanto às patologias de fissuras bem como às demais patologias (falha de rejunte, falhas de vedação e eflorescências) que apresentam pequeno percentual de crescimento ao longo do tempo. Portanto, nas idades superiores a 20 anos, as fissuras decrescem uma vez que são sobrepostas pela patologia de descolamento cerâmico.

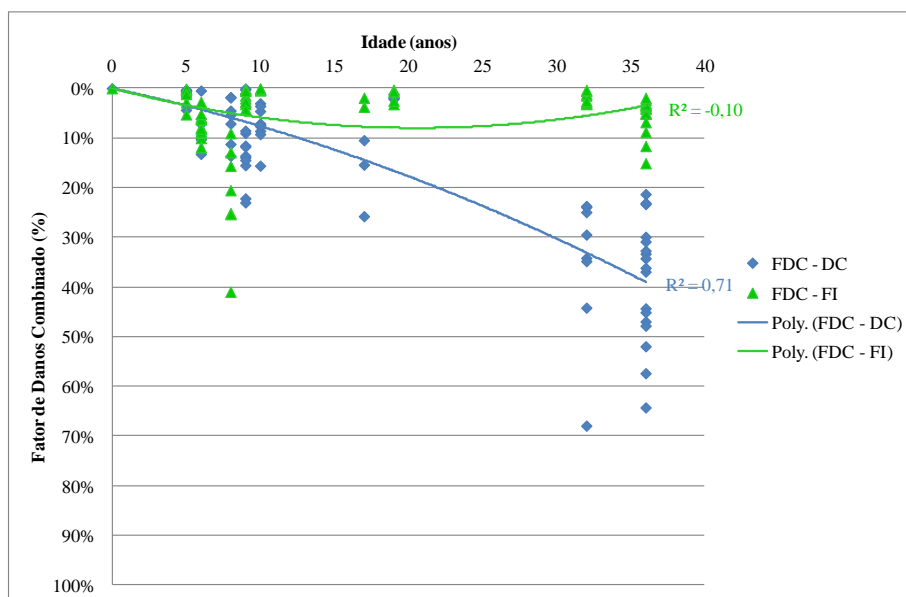


Figura 3: Fator de Danos Combinado das patologias de descolamento cerâmico e fissuras em função da idade das amostras de estudo

Os resultados do Fator de Dano Combinado em função da orientação das amostras de fachadas podem ser observados na Figura 4. Verifica-se a formação distinta de dois grupos de curvas de tendência. Um grupo formado pelas curvas FDC-O e FDC-N representativas das orientações Oeste e Norte, que apresentam uma curvatura mais acentuada, pois apresentam as maiores intensidades de fatores de danos totais, indicando exposição severa à radiação solar. Observa-se ainda um segundo grupo que apresentam curvaturas mais suaves (FDC-L e FDC-S), indicando exposição leve à radiação solar, pois apresentam menores valores de FDC. Essas curvas se apresentam bastante próximas, indicando pouca diferença dos valores de Fatores de Danos Combinados entre as orientações Leste e Sul.

As inclinações das curvas de tendência mostram que a taxa de variação do processo de degradação para cada orientação ocorre de maneira distinta, ou seja, a maior inflexão da curva FDC-O demonstra que a orientação Oeste apresenta tanto a maior incidência da radiação solar, bem como a velocidade de degradação mais acelerada ao longo do tempo, quando comparado às orientações Norte (FDC-N), Leste (FDC-L) e Sul (FDC-S).

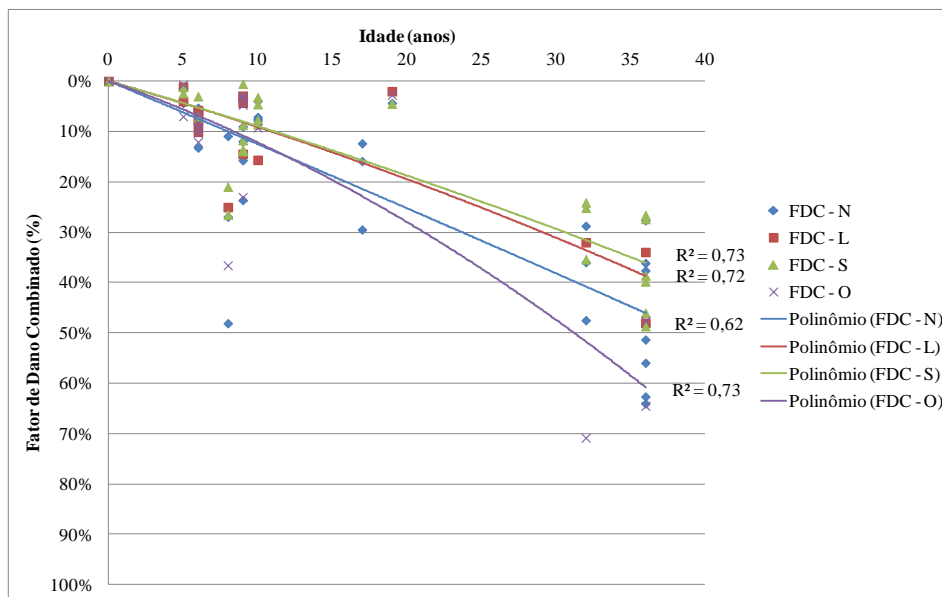


Figura 4: Fator de Dano Combinado em função das orientações (N, L, S, O) das amostras de fachada.

A Figura 5 mostra que o Fator de Danos Combinado Total (FDC-Total) aumenta acentuadamente em função da idade. O tempo, associado aos diversos mecanismos e agentes de degradação, se apresenta como um fator determinante na evolução das manifestações patológicas observadas nas fachadas dos edifícios. Esse resultado mostra a importância da avaliação dos danos nas fachadas desde sua origem, de maneira a promover seu tratamento imediato, de maneira a evitar que as patologias se associem e evoluam para degradações críticas nas maiores idades.

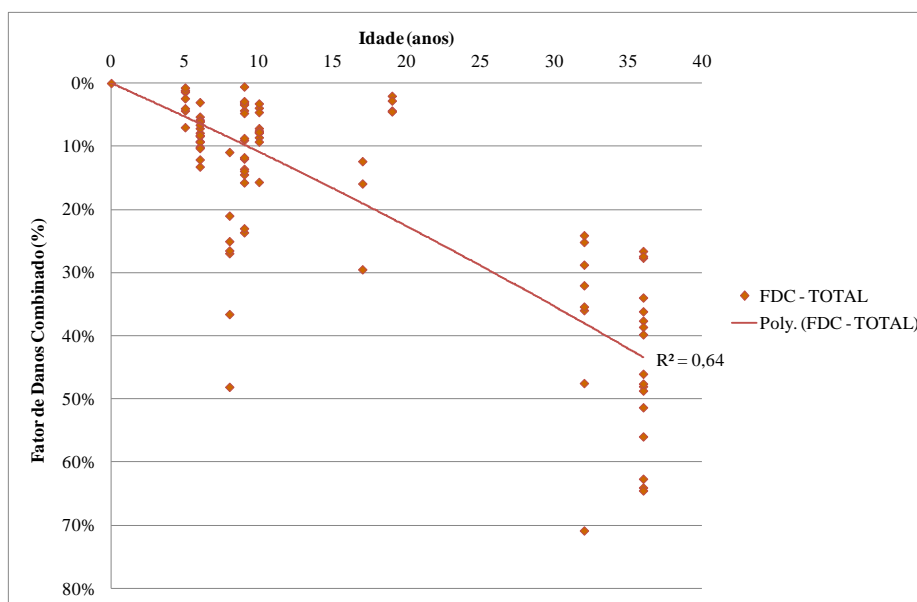


Figura 5: Fator de Danos Combinado Total em função da idade das amostras de fachadas.

A curva se apresenta com a forma convexa. Mostra, portanto, que as patologias podem ter origem em fenômenos físicos e químicos [4][21], cuja ação se inicia de forma lenta, porém como esses fenômenos são cumulativos e progressivos, gera um aumento na velocidade de degradação atingindo um limite crítico nas maiores idades.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A curva convexa mostra o comportamento dos fenômenos físicos e químicos no processo de degradação, ou seja, se apresenta no estágio inicial com uma inclinação suave e que sofre um aumento expressivo ao longo do tempo em virtude da atuação conjunta dos diversos mecanismos de degradação [21][22].

4. CONCLUSÕES

As análises dos resultados dos FDC permitiram observar a influência de fatores como tipo de manifestação patológica, idade e orientação das amostras de fachadas com acabamento cerâmico de edifícios de Brasília.

Os resultados dos FDC-FI e FDC-DC mostram o sinergismo entre os diferentes tipos de manifestações patológicas e alertam para a urgência na localização e reparação das fissuras logo na sua origem. Dessa maneira, busca-se evitar ou minimizar o progresso das fissuras ao longo do tempo e, conseqüentemente, reduzir o surgimento das patologias de descolamento cerâmico.

As patologias de descolamento cerâmico são as mais críticas e influenciam o comportamento evolutivo da curva de degradação.

O fenômeno de degradação está diretamente relacionado ao grau de exposição das fachadas aos agentes de degradação, principalmente da a radiação solar ao longo do tempo.

A orientação oeste se apresenta como a mais crítica para as fachadas com acabamento em revestimento cerâmico localizadas em Brasília.

A curva de degradação obtida por intermédio do FDC-Total aponta para a necessidade da determinação precoce das manifestações patológicas, bem como para a urgência do tratamento das patologias de maneira a evitar seu aumento acelerado nas fachadas em idades superiores a 30 anos.

5. AGRADECIMENTOS

LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS - LEM/CDT/UnB – pela disponibilização do acervo técnico e pelo apoio às atividades de pesquisa desenvolvidas.

CNPq – pelo apoio na forma de auxílio à pesquisa e bolsas de pesquisa.

CAPES – pelo apoio na forma de concessão de bolsas de pesquisa.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Alves, S. M. A., “WWW.PATORREB.COM - Um contributo para a sistematização do conhecimento da patologia da construção”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008, 80 p.
- [2] Bordalo, R. *et al*, *Abordagem a um modelo de previsão da vida útil de revestimentos cerâmicos aderentes, Service life prediction modelling of adhesive ceramic tiling systems*, Teoria e Prática na Engenharia Civil, Portugal, 2010, n°.16, pp.55-69.
- [3] Sousa, R. D. B., “Previsão da vida útil dos revestimentos cerâmicos aderentes em fachadas”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 2008, 130 p.
- [4] John, V. M.; Sato, N. M. N., *Durabilidade de componentes da construção*. In: Coletânea Habitar - Construção e Meio Ambiente, ANTAC, Porto Alegre, v. 7, 2006, pp. 20-57.
- [5] Flores-Colen, I., “Metodologia de avaliação do desempenho em serviço de fachadas rebocadas na óptica da manutenção predictiva”, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Portugal, v. 1, 2009, 487 p.
- [6] Gaspar, P.; Brito, J., *Quantifying environmental effects on cement-rendered facades: A comparison between different degradation indicators*, Journal of Building and Environment, Novembro, v. 43, 2008, n°. 11, pp. 1818-1828.
- [7] Souza, R. H. F.; Almeida, I. R., “O projeto da UFF para avaliar o desempenho de revestimentos de fachadas”, VI Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas e I Internacional Symposium on Mortars Technology, Florianópolis, Anais, 2005, 6 p.
- [8] Goldberg, R. P., *Direct adhered ceramic tile, stone and thin brick facades*, Technical Design Manual, LATICRETE International, Inc., USA, 1998, 200 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [9] Barbosa, A. S., “Estudo numérico-computacional e analítico do choque térmico em fachadas de edificações”, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 2013, 275 p.
- [10] Hovde, P., *Factor methods for service life prediction*. CIB W080/RILEM 175 SLM: *Service Life Methodologies Prediction of Service Life for Buildings and Components, Task Group: Performance Based Methods of Service Life Prediction*, Trondheim, Norway, 2004, 51 p.
- [11] Layzell, J.; Ledbetter, S., *FMEA applied to cladding systems - Reducing the risk of failure*, Building Research and Information, v. 26, 1998, pp. 351-357.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “NBR 15575-1: Edifícios habitacionais - Desempenho - Parte 1: Requisitos gerais”, Rio de Janeiro, 2013, 83 p.
- [13] Bauer, E. *et al*, “Evaluation of damage of building facades in Brasília”. XIII DBMC - International Conference on Durability of Building Materials and Components, 2014, n.º. 1, p. 535–542.
- [14] Gaspar, P. L.; Brito, J., “The perception of damage on rendered façades”, XII DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Porto, Portugal, 2011, pp. 1-8.
- [15] Silva, M. N. B., “Avaliação quantitativa da degradação e vida útil de revestimentos de fachada – aplicação ao caso de Brasília/DF”, Tese de doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2014, 198 p.
- [16] Bauer, E. *et al*, “Identification and quantification of pathologies in facades of new buildings in Brasília”, XII DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Porto, Portugal, 2011, pp. 1-7.
- [17] Bauer, E. *et al*, “Processo de identificação das manifestações patológicas em fachadas com revestimento cerâmico”, IX Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, 2011, 11 p.
- [18] Bauer, E. *et al*, “Patologias mais correntes nas fachadas de edifícios em Brasília”, 3.º Congresso Português de Argamassas de Construção, APFAC, Lisboa, Portugal, 2010, 14 p.
- [19] Gaspar, P.; Brito, J., *Mapping defect sensitivity in external mortar renders*, Journal of Construction and Building Materials, 19(8), 2005, pp. 571-578.
- [20] Bauer, E. *et al*, “Relatório técnico n.º 06090072-c”, Laboratório de Ensaios de Materiais, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2006, 65 p.
- [21] Shohet, I. M. *et al*, “Deterioration patterns for maintenance management – a methodological approach”, Durability of Building Materials and Components(ceedings), Institute for Research in Construction, Ottawa, Canada, 1999, pp. 1666-1678.
- [22] Gaspar, P., “Vida útil das construções: Desenvolvimento de uma metodologia para a estimativa da durabilidade de elementos da construção. Aplicação a rebocos de edifícios correntes”, Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009, 358 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



DESENVOLVIMENTO DE AGLOMERANTES ALTERNATIVOS PARA A CONSTRUÇÃO CIVIL, PROCESSO DE ÁLCALI-ATIVAÇÃO: IMPACTOS AMBIENTAIS E NECESSIDADE DE ESTUDOS DE DURABILIDADE

E. N. GUINDANI

Engenheiro Civil
Universidade de Vale do Rio dos Sinos
RS, Brasil
eduardo.guindani@gmail.com

A. KOPPE

Mestranda do Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil – PPGEC, UNISINOS
Universidade de Vale do Rio dos Sinos
RS, Brasil
angelicakoppe@gmail.com

M. MANCIO

Professor Dr. Do Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil – PPGEC, UNISINOS
Universidade de Vale do Rio dos Sinos
RS, Brasil
mancio@gmail.com

RESUMO

A crescente preocupação com os impactos ambientais causados pela construção civil tem impulsionado o desenvolvimento de novos produtos e processos que possam oferecer ao mercado alternativas mais sustentáveis. A álcali-ativação de aluminossilicatos tem se apresentado promissora para o desenvolvimento de cimentos alternativos, obtendo-se materiais quimicamente mais estáveis e de baixa geração de CO₂. Neste contexto, surgem como matérias-primas, as cinzas volantes, metacaulins e mais recentemente, rochas basálticas ácidas e de origem vítrea, as quais não podem ser utilizadas em concretos convencionais devido ao alto potencial de reação álcali-agregado, mas que, no entanto, apresentam potencial significativo para álcali-ativação. Os geopolímeros, de maneira geral, apresentam desempenho superior ao cimento Portland em relação à durabilidade, associada ao ataque de sulfatos, cloretos, ácidos, e reações álcali-agregado, tornando estes materiais alternativas de maior vida útil e baixo impacto ambiental. Por outro lado, os estudos de corrosão de armaduras em geopolímeros não apresentam resultados conclusivos e são divergentes em muitos pontos, obtendo-se em alguns estudos, resultados satisfatórios, e em outros, resultados que apontam filmes de passivação de baixa qualidade e potenciais de corrosão que podem chegar até 90%. Visando a viabilização do uso destes cimentos alternativos como solução para estruturas mais duráveis, este trabalho aponta os aspectos positivos e negativos dos geopolímeros em relação ao cimento Portland, assim como as necessidades de estudos mais aprofundados em relação à durabilidade destes compostos, principalmente em relação à passivação das armaduras.

Palavras-chave: Álcali-ativação, geopolímeros, durabilidade de geopolímeros.

ABSTRACT

The growing concern over the environmental impacts caused by the construction has driven the development of new products and processes that can offer the most sustainable alternative market. The alkali-activated aluminosilicate has shown promising for the development of alternative cements, obtaining chemically stable materials and low generation of CO₂. This raises as raw materials, fly ash, metacaulins and more recently, acidic basalt and glass origin, which can not be used in conventional concrete because of the high potential alkali-aggregate reaction, but which nevertheless present significant potential for alkali-activation. The geopolymers, in general, have superior performance compared to Portland cement durability associated with the attack of sulfates, chlorides, acids, and alkali-aggregate reactions, making these alternative materials for longer life and low environmental impact. On the other hand, the reinforcement corrosion studies geopolymers have no conclusive results and are different in many points, obtaining in some studies, satisfactory results and other results which indicate low-quality passivation films and corrosion potentials which can reach 90%. Aimed at enabling the use of these alternative cements as a solution for more durable structures, this study



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



highlights the positive and negative aspects of geopolymers compared to Portland cement, as well as the needs for further studies in relation to the durability of these compounds, especially in relation to passivation of armor.

Keywords: Alkali-activation, geopolymers, durability of geopolymers.

1. INTRODUÇÃO

A crescente preocupação com os impactos ambientais causados pela construção civil tem impulsionado o desenvolvimento de novas tecnologias e processos que buscam a sustentabilidade das construções. Atualmente, o cimento Portland é o aglomerante mais comum utilizado para produção de concretos e argamassas, porém, apresenta uma grande desvantagem relacionada ao impacto ambiental gerado pela liberação de dióxido de carbono (CO_2) e pelo elevado consumo energético durante o processo de produção. Segundo [1], a fabricação de cimento Portland gera aproximadamente 844 kg de CO_2 para cada tonelada de clínquer produzido, tornando a indústria cimenteira responsável por 7% das emissões globais de CO_2 . Cabe ressaltar que o crescimento exponencial das emissões globais de CO_2 verificadas desde a revolução industrial e o consequente aumento da concentração atmosférica deste gás – que acaba de alcançar 400 ppm, superando consideravelmente os níveis históricos registrados nos últimos 800.000 anos – têm levado a uma crescente preocupação com o impacto ambiental das atividades humanas sobre o planeta, em particular quanto à emissão de gases do efeito estufa [2;3;4].

O grande impacto ambiental da indústria cimenteira tem incentivado pesquisas de desenvolvimento de novos materiais e processos que possam ser utilizados como alternativas ao tradicional cimento Portland. Dentre as diversas linhas de pesquisa, se destacam os estudos de álcali-ativação de aluminosilicatos, a partir do qual são obtidos os cimentos geopolímeros. Estes são formados a partir da policondensação de materiais ricos em sílica e alumina em meio alcalino, onde ocorre a dissolução das partículas e a posterior reorganização em arranjos tridimensionais de alta resistência mecânica.

Sabe-se, no entanto, que estes materiais geopoliméricos ainda representam uma parcela muito pequena de utilização em substituição ao cimento Portland, principalmente por serem materiais inovadores, ainda não normatizados, e pouco conhecidos no setor da construção civil. Apesar de serem alternativas ainda pouco utilizadas para fins construtivos, muitos estudos comprovam que seu desempenho e durabilidade são superiores ao cimento Portland em muitos aspectos, como resistência ao ataque de ácidos, cloretos e sulfatos. No entanto, estudos de durabilidade relacionados à passivação de armaduras têm apresentado resultados divergentes, dificultando sua utilização para produção de concretos estruturais. Dentre diversas pesquisas, algumas apontam resultados satisfatórios para os filmes de passivação, enquanto outras apresentam resultados que apontam filmes de passivação de baixa qualidade e potenciais de corrosão que podem chegar até 90% [5].

A seguir são apresentados alguns estudos já consolidados a respeito da durabilidade destes materiais comparados ao cimento Portland tradicional e também, algumas pesquisas relacionadas à resistência a corrosão das armaduras em concretos produzidos com geopolímeros.

1.1 Processo de Álcali-ativação

A geopolimerização (álcali-ativação) baseia-se na química da ativação alcalina de aluminosilicatos, cuja alcalinidade elevada se faz necessária para dissolver a sílica e a alumina por hidrólise da superfície das partículas. O mecanismo de reação envolvida na álcali-ativação de uma fonte de matéria amorfa, é frequentemente descrito como a dissolução e posterior reorganização das partículas em arranjos tridimensionais sem forma definida e com grande resistência mecânica. Para que tal processo possa ser considerado satisfatório, são necessárias fontes de aluminosilicatos com alta reatividade, preferencialmente amorfos e com elevada finura de partículas, que facilmente podem ser dissolvidos por uma solução fortemente alcalina, dando origem a uma fase gel que rapidamente enrijece. Frequentemente são necessárias temperaturas acima de 50°C para que essas reações ocorram de forma rápida e efetiva [6].

Dentre as matérias-primas mais estudadas para produção de geopolímeros destacam-se as cinzas volantes, a escória de alto-forno e o metacaulim, que apresentam características favoráveis ao processo de álcali-ativação e resultam em cimentos de qualidade satisfatória. São matérias-primas derivadas de processos industriais, sejam eles residuais, como é o caso da cinza volante e da escória, ou processados como o metacaulim. Além destas, também podem ser utilizadas pozolanas naturais que apresentem características semelhantes, como as cinzas vulcânicas e rochas vítreas. Neste contexto, surgem às rochas basálticas ácidas de matriz vítrea, encontradas em abundância nos conjuntos rochosos da formação Serra Geral, que abrange a região sul do Brasil e parte da região sudeste [7; 8].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A diversidade de materiais que podem ser utilizados para produção de geopolímeros traz como consequência uma grande variação de características físico-químicas dos produtos resultantes, além de que o proporcionamento entre estes materiais, e as condições de temperatura e pressão também interferem na variação das características do geopolímero resultante [9]. Além das diferentes matérias-primas já citadas, há também diversos ativadores alcalinos que podem ser utilizados, dentre eles destacam-se o hidróxido de sódio (NaOH), o hidróxido de potássio (KOH) e o silicato de sódio (Na_2SiO_3) por apresentarem os resultados mais satisfatórios [6].

1.2 Álcali-ativação de Rochas basálticas

As rochas basálticas são encontradas em abundância na crosta terrestre, dominam grande parte do mapa geológico do Sul do Brasil, e apresentam teores elevados de sílica (50 a 70%) e alumina (10 a 20%) [10], elementos essenciais para o processo da álcali-ativação, e que se estiverem presentes na rocha na forma vítrea, tornam o material ainda mais favorável ao processo. A partir destas características, jazidas de basaltos mais jovens, resultantes de um processo de resfriamento rápido do magma extravasado na superfície, geralmente encontrados nas formações mais superiores da Bacia do Paraná, são os mais propícios ao processo de álcali-ativação.

Além disso, muito material residual de basalto é encontrado nos pátios de empresas mineradoras, na forma pulverulenta, por ser classificado como um rejeito do processo de britagem ou rejeito de peneiramento na produção de areias artificiais, uma vez que é restringido seu teor máximo de material pulverulento em concretos em 12% para agregados miúdos [11]. Desta forma, além das características químicas favoráveis das rochas basálticas, sua utilização como matéria-prima se torna uma solução rentável e ambientalmente correta para o resíduo acumulado por estas empresas.

Apesar dos materiais pozolânicos tradicionais, como cinza volante e escórias de alto-forno, serem as matérias-primas mais utilizadas para a produção de geopolímeros, a geração total destes resíduos a nível mundial é estimada em 0,8 bilhões de toneladas/ano, ficando muito aquém das necessidades do setor da construção civil, quando comparado ao consumo anual de cimento Portland – 3,7 bilhões de toneladas [1]. Desta forma, o desenvolvimento de cimentos alternativos a partir de rochas basálticas torna-se vantajoso em função da abundância da matéria-prima disponível e do baixo impacto ambiental decorrente da sua extração e processo de produção.

2. DURABILIDADE

2.1 Estudos de Durabilidade em Geopolímeros

Diversos estudos vêm sendo realizados a respeito da durabilidade dos geopolímeros, sendo algumas conclusões já consolidadas, principalmente relacionadas à estabilidade química destes compostos, que se mostram muito mais elevadas que a do cimento Portland, resultando em um melhor desempenho quanto ao ataque de ácidos, cloretos e sulfatos. As matérias-primas utilizadas para a obtenção de geopolímeros apresentam baixa incidência de compostos derivados do cálcio, se comparados com o cimento Portland, conforme pode ser observado na Figura 1. Este fato é importante pois difere os mecanismos de deterioração que ocorrem em geopolímeros e em compostos de cimento Portland, o que pode explicar reações menos agressivas em alguns casos, como na presença de sulfatos, por exemplo, onde o hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ resultante da hidratação do cimento Portland, reage com o sulfato do meio agressivo e acaba formando etringita que é expansiva na presença de umidade [12].

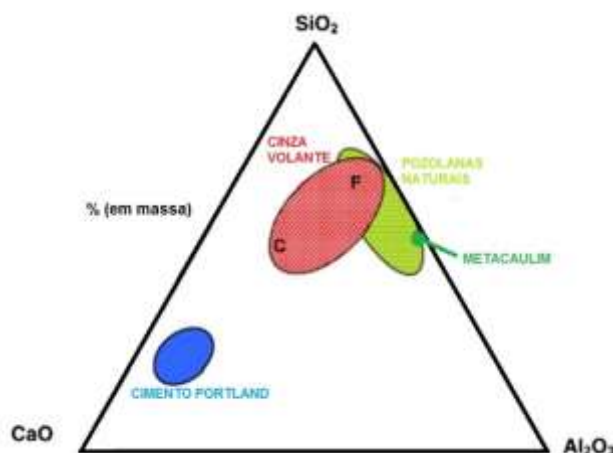


Figura 1: Diagrama ternário CaO – SiO₂ – Al₂O₃ das principais matérias-primas utilizadas em concretos de cimento Portland e concretos geopolímeros [12].

2.2 Resistência ao ataque de ácidos

Estudos realizados em argamassas a base de metacaulim álcali-ativadas, apresentaram uma perda de massa de apenas 7% quando imersas em soluções de ácido sulfúrico a 5% durante quatro semanas [13]. Desempenho muito semelhante foi observado em argamassas a base de cinza volante álcali-ativadas com hidróxido de sódio e silicato de sódio, imersas em ácido clorídrico (HCl) a 0,1 Molar durante 90 dias, e comparadas com argamassa de cimento Portland [14]. Os resultados mostraram que a perda de massa das amostras ativadas com hidróxido de sódio foi de 2,5%, enquanto as ativadas com silicato de sódio foi de 4,2%, muito menores que as perdas apresentadas pelas amostras de cimento Portland, que chegaram a 9,8% [14]. Neste mesmo estudo, foram analisadas as resistências à compressão em diferentes idades das amostras imersas em ácido, obtendo-se uma perda de resistência em torno de 25% para as amostras de geopolímeros e 47% para as amostras de cimento Portland, conforme pode ser observado na Figura 2 adaptada [14].

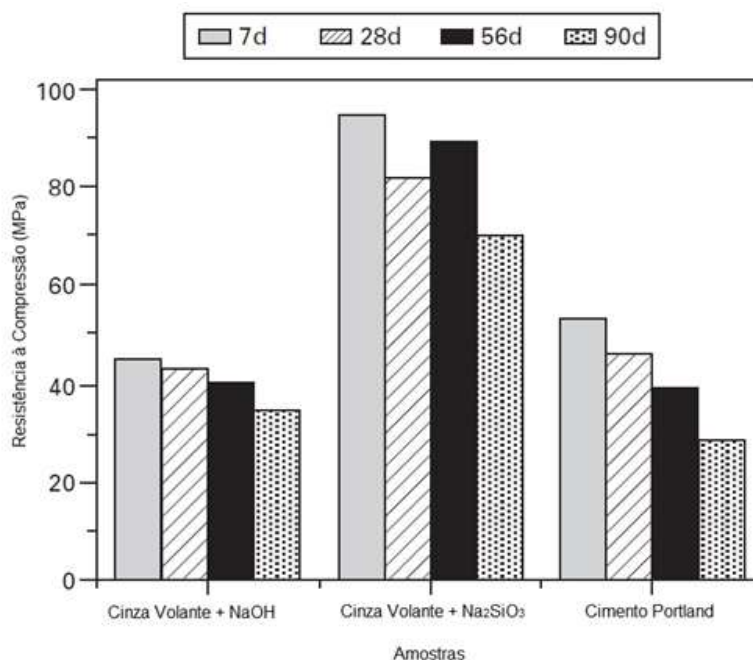


Figura 2: Avaliação da resistência à compressão de amostras imersas em solução de HCl (0,1 M) [14].

Recentemente, os estudos realizados por [15], demonstraram um desempenho ainda melhor dos geopolímeros em relação ao cimento Portland quanto ao ataque de ácidos. No estudo, foram utilizadas amostras de concreto geopolimérico a base de cinza volante álcali-ativadas com hidróxido de sódio e silicato de sódio e comparadas com

concreto de cimento Portland tradicional. Todas as amostras foram imersas em solução de ácido sulfúrico por 90 dias, apresentando uma redução de 32% na resistência à compressão para as amostras de cimento Portland, enquanto as amostras de concreto geopolimérico apresentaram apenas 7,5% de redução.

Estes diversos estudos comprovam que, independentemente da matéria-prima e do ativador alcalino utilizado para a produção dos geopolímeros, eles sempre apresentam desempenho superior ao cimento Portland tradicional. Além disso, de modo geral, as amostras de cinza volante álcali-ativadas com hidróxido de sódio são as que apresentam o melhor desempenho entre as amostras de geopolímeros [16].

2.3 Resistência ao ataque de sulfatos

Em relação ao ataque de sulfatos, sabe-se que este tipo de agressão em concretos de cimento Portland pode trazer como consequências a expansão das peças concretadas, a redução da resistência mecânica, deslocamentos na superfície e nos casos mais graves, a desintegração da peça. Isso ocorre em função das reações entre os sulfatos do meio agressivo, o hidróxido de cálcio e o aluminato tricálcico (C_3A), resultantes da hidratação do cimento, que acabam gerando compostos expansivos como a etringita, conforme já foi citado em 2.1. Em estudos com geopolímeros, não são observadas reações com tamanha gravidade quanto às apresentadas com o cimento Portland, principalmente pelos baixos níveis de compostos derivados do cálcio nos materiais álcali-ativados.

Estudos apresentados mostram que pastas de geopolímeros a base de cinza volante, não apresentaram redução significativa da resistência à compressão quando imersas em soluções de sulfato de sódio (5%) e sulfato de magnésio (5%) durante 90 dias [17]. No entanto, foram observadas flutuações nas resistências mecânicas, principalmente entre os sete e 30 dias de imersão, mas que também foram observadas nas amostras de controle, curadas ao ar. Comportamento bastante semelhante foi observado por [14], onde as resistências mecânicas também apresentaram flutuações nas primeiras idades quando submersas em solução de sulfato de sódio (4,4%), mas que, ao final de 360 dias, acabaram apresentando elevação da resistência mecânica, comportamento inverso ao observado em amostras de cimento Portland.

Recentemente [15] comparou amostras de argamassas geopoliméricas a base de cinza volante com argamassas de cimento Portland em relação à resistência ao ataque de sulfatos. As amostras foram submersas em soluções de sulfato de sódio em diferentes concentrações molares, 1 M, 2 M, 3 M, durante 90 dias. Foram observadas pequenas reduções na resistência à compressão de todas as amostras, como pode ser observado na Figura 3, com destaque para as amostras de cimento Portland, cuja perda de resistência foi maior que as de geopolímero.

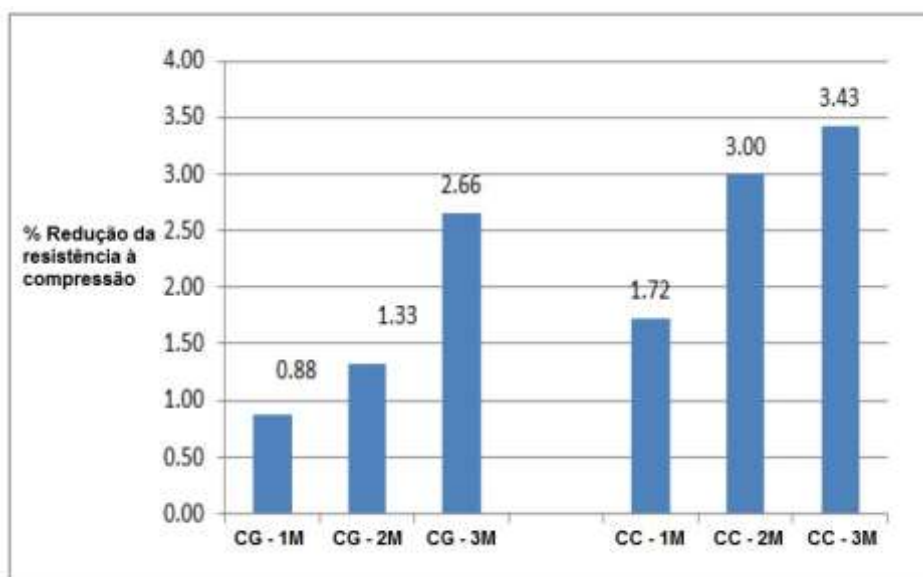


Figura 3: Redução da resistência à compressão em solução de sulfato de sódio (CG - Concreto Geopolímero CC - Concreto Convencional) [15].

Em todos os estudos [14;15;17], observou-se que as amostras álcali-ativadas com hidróxido de sódio se mostraram ligeiramente mais estáveis que as amostras ativadas com silicato de sódio. Para [17], este desempenho, ligeiramente

melhor apresentado pelo hidróxido de sódio, ocorre em função da formação de uma estrutura reticulada mais estável, se comparada as estruturas formadas pelo silicato de sódio.

2.4 Resistência ao ataque de cloretos e corrosão de armaduras

Em relação à penetração de íons cloreto, os geopolímeros também apresentam desempenho superior ao cimento Portland, principalmente em função da menor porosidade dos compostos finais. Estudos de penetração de íons cloreto com célula de difusão em amostras de concreto geopolimérico a base de cinza volante foram realizados, comparando com amostras de concreto de cimento Portland com adição de sílica ativa [18]. Os resultados obtidos apresentaram um desempenho muito superior das amostras de concreto geopolímero, onde o coeficiente de difusão de íons foi de $1,4 \times 10^{-15}$ cm²/s, muito menor que o apresentado pelas amostras de concreto de cimento Portland, $0,5 \times 10^{-9}$ cm²/s.

As discussões a respeito da resistência a penetração de íons cloreto, leva aos estudos de resistência a corrosão de barras de aço em geopolímeros. Dentre diversos estudos realizados há diferentes conclusões apresentadas, que em alguns estudos são positivas e satisfatórias, e em outros, são negativas. A análise de corrosão acelerada realizada com barras de aço em peças de concreto geopolímero e concreto de cimento Portland, mostram que a deterioração das barras de aço nos blocos de concreto de cimento Portland ocorre muito mais rápida e com maior intensidade que as barras nos blocos de concreto geopolímero [19]. Além disso, as análises de corrente de corrosão mostraram que esta foi até 100 vezes superior nas amostras de cimento Portland quando comparadas com as amostras de geopolímero. Resultados semelhantes foram observados induzindo barras de aço contidas no interior de peças de concreto de cimento Portland e geopolímero, a corrosão acelerada e avaliação do potencial à corrosão [20]. Os resultados mostraram que as barras de aço contidas nos concretos geopolímeros (Figura 4) apresentaram potencial de corrosão incerto nas primeiras semanas, enquanto a amostra de concreto de cimento Portland apresenta potencial maior que 90% desde há primeira semana, conforme pode ser observado na Figura 5.

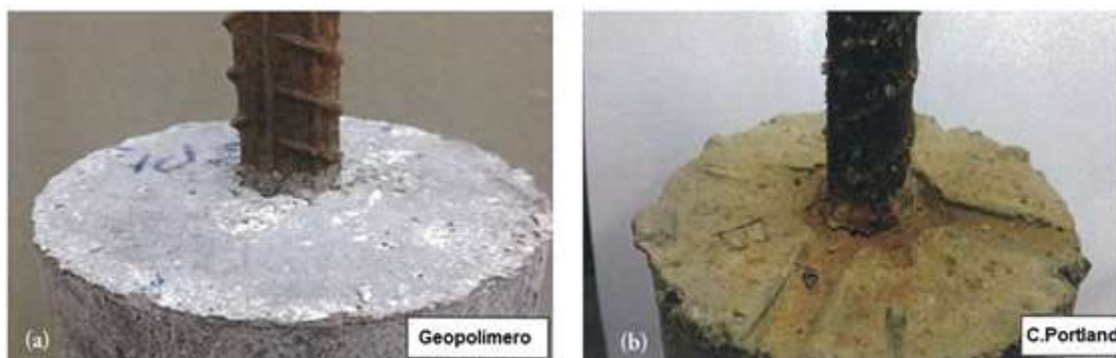


Figura 4: Comparativo visual de amostras submetidas à corrosão acelerada. (a) Amostra de concreto geopolímero. (b) Amostra de concreto de cimento Portland [20].

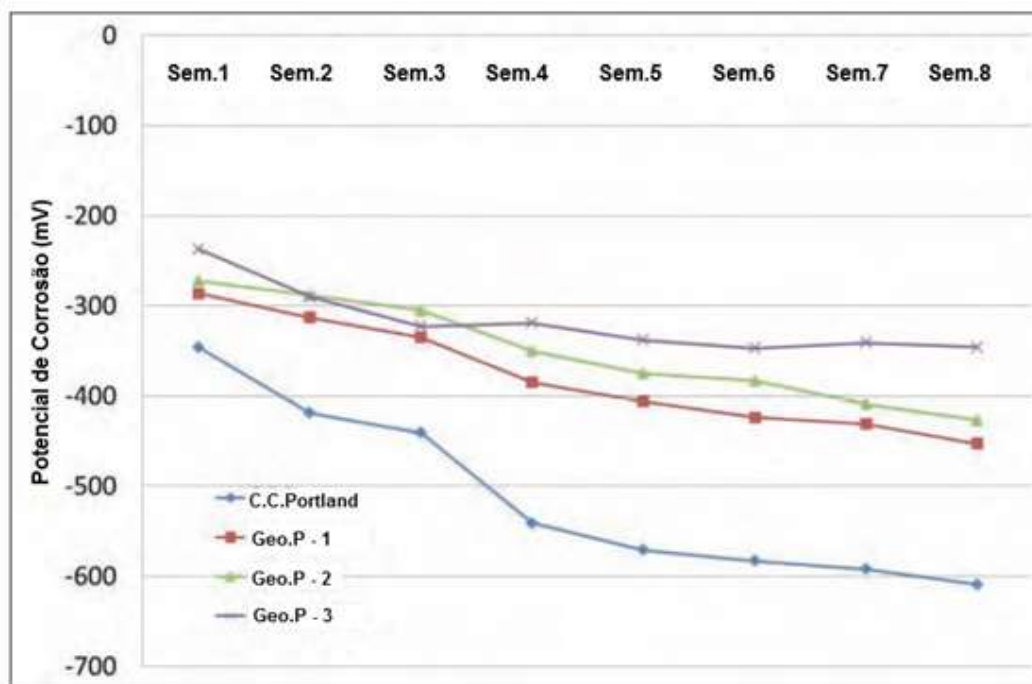


Figura 5: Variação do potencial de corrosão ao longo das semanas [20].

Em contrapartida, estudo recente realizado com amostras de concretos geopoliméricos a base de cinza volante e metacaulim [5], comparados com concretos de cimento Portland em análises de potencial de corrosão, apresentaram comportamentos controversos aos estudos de [19;20]. No estudo [5], os potenciais de corrosão dos concretos de cimento Portland foram ligeiramente menores do que os concretos geopoliméricos, conforme pode ser observado na Figura 6, onde pode-se observar um desempenho superior dos concretos de cimento portland em relação aos geopolímeros. Este fato pode ser explicado em função do elevado pH dos concretos geopolímeros, em torno de 14,6, que contribuiu para a diminuição da qualidade dos filmes de passivação das armaduras, que apresentam melhor qualidade em pH próximo a 13 [21].

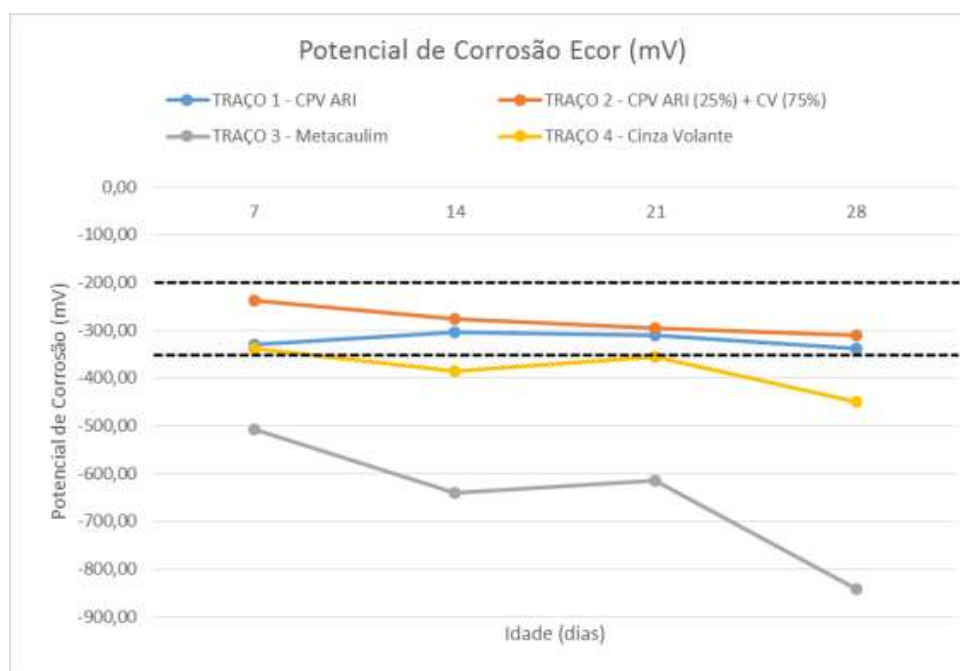


Figura 6: Comparativo do potencial de corrosão [5].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Apesar dos resultados satisfatórios apresentados [19;20], é importante também considerar os estudos realizados por [22], que conclui que os filmes de passivação em cimentos geopolímeros apresentam características diferentes dos filmes formados em concretos de cimento Portland e que o aumento excessivo da alcalinidade do meio causa uma diminuição na qualidade do filme de passivação. Logo, pode-se afirmar que a qualidade dos filmes de passivação em concretos geopoliméricos depende da matéria-prima e da concentração dos ativadores alcalinos utilizados, fatores que interferem diretamente no pH do composto final.

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De modo geral, os geopolímeros apresentam maior estabilidade química que o cimento Portland, o que conseqüentemente, confere a estes compostos melhor desempenho nos ensaios de durabilidade, tornando estes materiais, alternativas mais duráveis e sustentáveis. Na maioria dos aspectos, os geopolímeros são superiores ao cimento Portland, com exceção da passivação das armaduras, que ainda apresentam algumas divergências em estudos recentes em função da qualidade dos filmes de passivação que são comprometidos com o elevado pH da mistura.

Desta forma, fica evidente a necessidade de estudos mais aprofundados sobre os filmes de passivação em concretos geopolímeros, uma vez que seu comportamento é diferente dos filmes formados em concretos de cimento Portland. São necessários estudos para determinação do pH ideal para a sua formação, assim como a determinação do nível de desempenho das camadas protetoras em relação à prevenção da corrosão de armaduras através de ensaios eletroquímicos quantitativos.

Além de estudos de corrosão mais aprofundados, também se mostram necessários estudos de durabilidade relacionados à geopolímeros produzidos a partir de pozolanas naturais, como os vidros basálticos, citados anteriormente, uma vez que, grande parte dos estudos realizados são desenvolvidos a partir da análise de geopolímeros obtidos através da alcali-ativação de cinza volante e metacaulim. A realização de estudos que possam comprovar a durabilidade destes compostos produzidos a partir de rochas basálticas, que apresentem resultados semelhantes aos obtidos por compostos produzidos com matérias-primas já consolidadas, poderia viabilizar a utilização destes materiais como alternativa ao cimento Portland, com baixo impacto ambiental e com matéria-prima abundante para sua produção.

4. REFERÊNCIAS

- [1] Mancio, M.; Masuero, A. B. – “Desenvolvimento e caracterização de novos materiais cimentantes com reduzido impacto ambiental”. *Relatório técnico, Bolsa PDJ* – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS – Porto Alegre, 2012.
- [2] IPCC. - “Climate Change 2007: The Physical Science Basis”. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). Working Group I contribution to the IPCC Fourth Assessment Report. Paris: 2007, 996 p.
- [3] Galli, A., *et al.* – “Assessing the global environmental consequences of economic growth through the Ecological Footprint: A focus on China and India”. *Ecological Indicators*, v. 17, 2012, pp 99-107.
- [4] Rohde R., *et al.* – “A New Estimate of the Average Earth Surface Land Temperature Spanning 1753 to 2011”. *Geoinfor Geostat: An Overview*. V:1-1, 2013, 7 p.
- [5] Sacardo, L. E. P. – “Avaliação da resistência à corrosão da armadura em concretos com cimentos geopoliméricos”. Trabalho de conclusão de curso – Graduação em Engenharia civil - UNISINOS, 2015, 88p.
- [6] Provis, J. L. – “Geopolymers and other alkali activated materials: why, how, and what?”. *Materials and Structures*. RILEM, v. 47. 2013, pp 11-25.
- [7] Koppe, A. – “Desenvolvimento e avaliação da resistência mecânica de cimentos alternativos produzidos a partir de rochas basálticas”. Trabalho de conclusão de curso – Graduação em Engenharia Civil - UNISINOS, 2013, 98 p.
- [8] Guindani, E. N. – “Estudo de beneficiamento de resíduos de britagem de rochas basálticas para utilização como aglomerante na construção civil”. Trabalho de conclusão de curso – Graduação em Engenharia Civil - UNISINOS, 2015, 128 p.
- [9] Repette, W. L. – “Cimentos especiais de base mineral”. In: ISAIA, G. C. (ed.) *Materiais de Construção Civil e princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto, v.1 2007, 1712 p.
- [10] Schiavon, M. A. *et al.* – “Caracterização térmica e morfológica de fibras contínuas de basalto”. *Cerâmica*, vol. 53, 2007, pp 212-217.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação”. Rio de Janeiro, 2009.
- [12] Scrivener, Karen L. e Nonat, André. Hydration of cementitious materials, present and future. *Cement and Concrete Research*. V 41, 2011, pp 651-665.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [13] Davidovits J., *et al.* – “Geopolymeric Cement based on Low Cost Geopolymer Materials. Results from the European Research Project GEOCISTEM”, *Geopolymer*. 1999, pp 83–96.
- [14] Fernández-Jiménez A., *et al.* – “Durability of alkaliactivated fly ash cementitious materials”, *Materials Science*, v. 42, 2006, pp 3055–3065.
- [15] Luhar. S. – “Durability Studies of Fly Ash Based Geopolymer Concrete”. *Journal of Engineering Research and Applications*. V. 5, 2015, pp.17-32.
- [16] Provis. J. L., Deventer. J. S. J. V. – “Geopolymers. Structure, processing, properties and industrial applications”. *Woodhead Publishing Limited*, Cambridge, 2009, 461p.
- [17] Bakharev T. – “Durability of geopolymer materials in sodium and magnesium sulfate solutions”. *Cement and Concrete Research*. V. 35, 2005, pp 1233–1246.
- [18] Muntingh, Y. – “Durability and Diffusive behavior evaluation of Geopolymeric Material. *University of Stellenbosch*, South Africa, 2006, 186 p.
- [19] Reddy. *et al.* – “Experimental evaluation of the durability if fly ash-based Geopolymer concrete in the marine environment”. Ninth LACCEI Latin American and Caribbean Conference. Medellín, Colombia, 2011, 131 p.
- [20] Shaikh, F. U.A. – “Effects of alkali solutions on corrosion durability of geopolymer concrete”. *Advances in Concrete Construction*, V. 2, 2014, pp 109-123.
- [21] Mancio, M. – “Avaliação da Resistência e Durabilidade de Cimentos Especiais com Reduzido Impacto Ambiental”. Projeto de Pesquisa, Edital Pesquisador Gaúcho – PPG – 2014.
- [22] Mancio, M. – “Electrochemical and in-situ Surface-Enhanced Raman Spectroscopic (SERS) study of passive films formed on low-carbon steel in highly alkaline environments”. Tese (Doutorado), Berkeley, University of California, 2008, 192 p.



DESPLACAMENTO DO REVESTIMENTO CERÂMICO POR TENSÕES CÍCLICAS

J. UCHOA

Engenheiro Civil/ Docente
Instituto Federal de Brasília
Distrito Federal; Brasil
joao.barleta@gmail.com

L. BEZERRA

Engenheiro Civil/ Docente
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
lmbz@unb.br

M. MENDES

Engenheiro Civil/ Docente
Instituto Federal de Goiás
Goiás; Brasil
mvasmendes.ifg@gmail.com

C. MELO JÚNIOR

Arquiteto/ Docente
Instituto Federal de Sergipe
Sergipe; Brasil
carlosmmjunior@gmail.com

RESUMO

As deformações que podem ocorrer no sistema de revestimento cerâmico, provocadas por intempéries e diferença de comportamento térmico e higrométrico dos materiais, provocam tensões entre as camadas do sistema de revestimento. As deformações somadas às restrições das ligações das interfaces entre camadas geram tensões capazes de descolar o revestimento cerâmico. Diante disso, decidiu-se utilizar uma abordagem experimental e análise numérica para o estudo do comportamento de fadiga das argamassas colantes industrializadas do tipo ACII e ACIII que compõem o sistema de revestimento cerâmico, submetendo a carregamento cíclico de tração e compressão axial. Na abordagem experimental foram realizados ensaios de fadiga por tração e compressão axial das argamassas ACII e ACIII, em que os níveis de tensão para a realização dos ensaios de fadiga foram definidos a partir dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização de resistência à tração na flexão e à compressão axial destas argamassas. Os resultados dos ensaios de fadiga permitiram traçar a Curva S-N ou Curva de Wöhler para obter o limite de resistência de ruptura à fadiga das argamassas ACII e ACIII.

Palavras-chave: deslocamento cerâmico, fadiga, argamassa.

ABSTRACT

The deformations that may occur in the ceramic tiling system caused by weathering and the difference of thermal and hygrometric materials behavior cause tensions between the layers of the ceramic tiling system. Deformations added to the restrictions of the connections of the interfaces between layers generate stresses able to take off the ceramic tiling. Therefore, it was decided to use an experimental approach and numerical analysis to study the fatigue behavior of industrialized adhesive mortar type ACII and ACIII that compose the ceramic tiling system, subjecting to tensile and compressive of cyclic loading. In the experimental approach were carried tensile fatigue tests and axial compression for ACII and ACIII mortars, where the stress levels for achievement of fatigue tests were defined from the results obtained in the tensile strength of characterization tests on bending and the axial compression of these mortars. The results of the fatigue tests were able to allow S-N curve or Wöhler curve were plotted to obtain the rupture limit of fatigue strength to ACII ACIII mortars.

Keywords: detachment ceramic tiling, fatigue, mortar.

INTRODUÇÃO

Os problemas com o sistema de revestimento cerâmico podem variar desde simples eflorescências até o completo deslocamento das peças cerâmicas. Nesse sentido, Bowman e Westgate [1] enfatizam que o surgimento de manifestações patológicas não está relacionado a uma única causa, mas a um somatório de fatores. Observa-se ainda que a qualidade e a durabilidade dos revestimentos cerâmicos estão fortemente ligadas ao planejamento, à escolha dos materiais, à qualidade da construção e à manutenção ao longo de sua vida útil.

Fiorito [2] ressalta que, de fato, deve-se usar a expressão estrutura de revestimento. Neste sistema, as camadas de suporte do revestimento têm deformações próprias, além do que, no caso do revestimento cerâmico, pode-se deformar em função da umidade e da variação térmica do ambiente, entre outros fatores. Pode ainda acontecer que, com o

aumento progressivo dos esforços, atinja-se um estado de tensão e as peças do revestimento podem-se fraturar. Em outro caso, devido à presença de tensões de compressão, instalar-se-á um processo de flambagem, ficando o revestimento irremediavelmente descolado e ocasionando, inclusive, o deslocamento do revestimento (Figura 26).



Figura 26: Deslocamento de revestimento cerâmico em fachadas [7].

Fiorito [2] cita que o deslocamento do revestimento cerâmico é bastante frequente. Esta manifestação patológica pode ser provocada por inúmeros fatores, como:

- baixa aderência entre as camadas do sistema;
- expansão, por umidade, das peças cerâmicas;
- retração excessiva das argamassas ocasionando fissuras que provocarão uma futura perda de aderência das camadas do revestimento; e
- surgimento de tensões decorrentes de efeito térmico que pode romper o sistema de revestimento cerâmico por fadiga.

Desta forma, o objetivo desta pesquisa é analisar o comportamento das tensões em amostras submetidas a solicitações de cargas cíclicas, com intuito de traçar a Curva S-N de tração e compressão de fadiga das argamassas colantes industrializadas do tipo ACII e ACIII.

METODOLOGIA

Preparo das Argamassas Colantes ACII e ACIII

Foram utilizadas argamassas colantes industrializadas do tipo ACII e ACIII, obtidas no mercado local, comercializadas em embalagens de 20 kg. Destaca-se que estas argamassas são amplamente utilizadas para assentamento de peças cerâmicas de fachadas no Distrito Federal.

O preparo das argamassas colantes industrializadas foi realizado de acordo com a ABNT NBR 14081 [3]. No processo de mistura, para a argamassa colante ACII, manteve-se a relação água/argamassa de 0,22, e para a argamassa colante ACIII a relação água/argamassa igual 0,28, dentro dos intervalos recomendados pelo fabricante.

A homogeneização foi feita para uma quantidade de 20 kg de argamassa seca, com uso de um misturador de baixa velocidade até obter uma consistência trabalhável, conforme apresentado na Figura 27. O tempo de mistura foi de 2 minutos e intervalo de tempo de 15 minutos para maturação, que representa o tempo necessário para os aditivos iniciarem sua ação, e depois mais 1 minuto para a mistura final, de acordo com a especificação recomendada pelo fabricante das argamassas colantes.



Figura 27: Misturador e etapas do processo de preparação das argamassas colantes.

Caracterização das argamassas colantes

As propriedades mecânicas foram determinadas utilizando os procedimentos da norma ABNT NBR 13279:2005 [4], que especifica os métodos de ensaio de resistência à tração na flexão e à compressão axial, uma vez que não existe para este fim norma específica para as argamassas colantes.

Ensaio de resistência à tração na flexão

O ensaio de resistência à tração na flexão consiste na aplicação de uma carga centrada sobre o corpo de prova prismático bi apoiado até sua ruptura por flexão. Para esse ensaio foi utilizado uma prensa manual, como ilustrado na Figura 28.



Figura 28: Ensaio de resistência à tração na flexão.

A resistência à tração na flexão é determinada através da Equação 1.

$$R_f = \frac{1,5F_f L}{40^3} \quad (1)$$

Em que:

- R_f é a resistência à tração na flexão, em MPa;
- F_f é a carga aplicada verticalmente no centro do prisma, em N; e
- L é a largura entre os suportes, em mm.

A Tabela 25 ilustra os resultados dos ensaios de caracterização das argamassas colantes industrializadas ACII e ACIII no estado endurecido sobre a sua resistência à tração na flexão, cujos resultados obtidos correspondem ao desvio absoluto médio dos corpos de prova ensaiados aos 28 dias, de acordo com a norma da NBR 13279:2005.

Tabela 25: Resultado da tensão de ruptura do ensaio à tração na flexão das ACII e ACIII.

PROPRIEDADE	Resultados	
	ACII	ACIII
Resistência à tração na flexão (MPa)	3,77	3,26

Ensaio de resistência à compressão axial

Inicialmente, utilizaram-se as metades dos três corpos de prova do ensaio de resistência à tração na flexão, posicionando-as no dispositivo de apoio na prensa manual, conforme apresentada na Figura 29: Ensaio de resistência à compressão axial., de modo que a face rasada não ficasse em contato com o dispositivo de apoio nem com o dispositivo de carga da prensa. Em seguida, aplicou-se uma carga com velocidade de (500 ± 50) N/s até ocorrer à ruptura do corpo de prova.



Figura 29: Ensaio de resistência à compressão axial.

A resistência à compressão axial é calculada através da Equação 2.

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \quad (2)$$

Em que:

- R_c é a resistência à compressão, em MPa;
- F_c é a carga máxima aplicada, em N;
- 1600 é a área da seção, considerada quadrada do dispositivo de carga 40 mm x 40 mm, em mm².

Na Tabela 26, estão apresentados os resultados de resistência à compressão das argamassas colantes industrializadas ACII e ACIII, aos 28 dias de idade, de acordo com a norma da NBR 13279 [4].

Tabela 26: Resultado da tensão de ruptura do ensaio à compressão das ACII e ACIII.

PROPRIEDADE	Resultados	
	ACII	ACIII
Resistência à compressão (MPa)	10,91	9,68

Ensaio dinâmico das argamassas colantes

Os ensaios dinâmicos representam os ensaios de fadiga e podem ser à tração, à compressão, ou em estados de tensão variando entre tração e compressão. Considerando que, ainda, não existem normas elaboradas para a realização do ensaio específico de fadiga de argamassas colantes, essa metodologia embasou-se nos ensaios de fadiga realizados por Cervo [5] para o concreto.

O ensaio de fadiga consiste na aplicação de carga cíclica em corpo de prova apropriado e dimensionado conforme o tipo de ensaio a ser realizado. O ensaio de fadiga é capaz de fornecer dados quantitativos relativos às características de um material ou componente ao suportar, por um longo período e sem se romper, cargas cíclicas. Os principais resultados do ensaio de fadiga são: o limite de resistência à fadiga (σ_{Rf}), que corresponde a um limite de tensão, tal que, para valores abaixo desse limite, o corpo de prova nunca sofrerá ruptura por fadiga; a resistência à fadiga (σ_f), que corresponde à tensão na qual ocorre a ruptura do corpo de prova para um número arbitrário de ciclos de aplicação de carga; e a vida em fadiga (N_f) consiste no número de ciclos que causará a ruptura para um determinado nível de tensão [6].

No ensaio experimental de resistência à tração e à compressão, o limite de resistência do material é determinado em função da carga máxima atingida durante o ensaio de caracterização, após a qual ocorre a ruptura do material. Fica, então, estabelecido que o material não se rompa com uma carga menor que àquela submetida aos esforços estáticos. Entretanto, quando são aplicados esforços dinâmicos, repetidos ou flutuantes, em um determinado material, o mesmo pode se romper com uma carga bem inferior à carga máxima atingida durante o ensaio estático à tração ou à compressão. Nesse caso, tem-se a chamada ruptura por fadiga do material.

Para os ensaios de resistência à fadiga, utilizou-se a máquina de ensaio universal, conforme ilustrado na Figura 30, em que o ensaio pode ser operado com controle de tensão ou de deslocamento que ocorre através de um dispositivo hidráulico.



Figura 30: Máquina de ensaio universal.

Essa máquina é controlada com uso de um computador, e através deste é que se ativa a bomba e o atuador hidráulico para a realização do ensaio. As garras de fixação dos corpos de prova também são acionadas hidráulicamente, de maneira que se pode variar a pressão nas mesmas, utilizando um controlador na base da própria máquina. A máquina, ainda, possui uma célula de carga que mede em uma faixa de 1 KN a 100 KN, a força aplicada aos corpos de prova.

Nos ensaios de resistência à fadiga foram dimensionados, para o ensaio à tração, corpos de prova prismáticos, através do fator de concentração de tensão geométrico [7], conforme apresentado na Figura 31 (a). Para o ensaio à compressão utilizou-se corpos de prova cilíndricos, de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, conforme apresentado na Figura 31 (b).

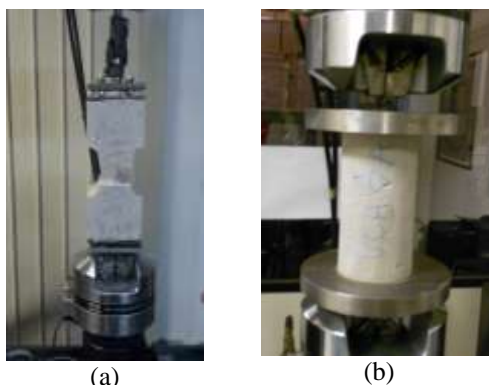


Figura 31: (a) corpo de prova prismático montado para o ensaio de fadiga à tração, (b) corpo de prova cilíndrico montado para o ensaio de fadiga à compressão.

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Resultados do ensaio de fadiga à tração axial

A partir do resultado do ensaio de resistência à tração na flexão das argamassas ACII (3,77 MPa) e ACIII (3,26 MPa), que correspondem ao desvio absoluto médio dos corpos de prova ensaiados aos 28 dias, conforme a ABNT NBR 13279 [4], foram calculadas as cargas para os ensaios de fadiga à tração axial das ACII e ACIII, seguindo como referência a norma de fadiga para o aço ASTM E 468-11[8], conforme apresentado na Figura 32 e Figura 33.

BASE = DxE		
D=Largura	12,00	[cm]
E=Espessura	12,00	[cm]
CORPO = dxE		
r/d =	0,275	adm
d = D-2r	7,74	[cm]
r =	2,13	[cm]
Kt - Ábaco	1,60	adm
A1 = BASE = Área Maior	144,00	[cm ²]
A2 = CORPO = Área Menor	92,90	[cm ²]
Tensão à Tração-Máx-Arg. Col. ACII = 3,77 MPa		
Tensão à Tração-Máx-Arg. Col. ACII = 0,37 [kN/cm ²]		
Força à Tração-Máx-Arg. Col. ACII = 34,37 [kN]		
Faixa de trabalho da Máquina MTS 810		
Mín =	1,00	[kN]
Máx =	100,00	[kN]
Níveis do TESTE		
Valores Usado para o Ensaio da fadiga		
1,0°Ft	34,37	[kN]
0,9*(0,8)*Ft	24,75	[kN]
0,7*(0,8)*Ft	19,25	[kN]
0,3*(0,8)*Ft	8,25	[kN]




Figura 32: Dimensionamento das cargas para os ensaios de fadiga à tração axial da argamassa Colante ACII.

BASE = DxE		
D=Largura	12,00	[cm]
E=Espessura	12,00	[cm]
CORPO = dxE		
r/d =	0,275	adm
d = D-2r	7,74	[cm]
r =	2,13	[cm]
Kt - Ábaco	1,60	adm
A1 = BASE = Área Maior	144,00	[cm ²]
A2 = CORPO = Área Menor	92,90	[cm ²]
Tensão à Tração-Máx-Arg. Col. ACIII = 3,26 MPa		
Tensão à Tração-Máx-Arg. Col. ACIII = 0,32 [kN/cm ²]		
Força à Tração-Máx-Arg. Col. ACIII = 29,73 [kN]		
Faixa de trabalho da Máquina MTS 810		
Mín =	1,00	[kN]
Máx =	100,00	[kN]
Níveis do TESTE		
Valores Usado para o Ensaio da fadiga		
1,0°Ft	29,73	[kN]
0,9*(0,8)*Ft	21,40	[kN]
0,7*(0,8)*Ft	16,65	[kN]
0,3*(0,8)*Ft	7,13	[kN]




Figura 33: Dimensionamento das cargas para os ensaios de fadiga à tração axial da argamassa colante ACIII.

A Tabela 27 e Tabela 28 ilustram os resultados dos ensaios de fadiga à tração axial para as argamassas ACII e ACIII, respectivamente, apresentando os valores de carga, tensão (S) à tração axial adotada e o número de ciclos (N) realizados.

Tabela 27: Ensaio de fadiga à tração axial da argamassa colante ACII.

Força kN	Área cm ²	Tensão MPa	Nº de Ciclos	Situação
6,00	92,90	0,71	4.213	Rompeu
6,00	92,90	0,71	4.473	Rompeu
5,50	92,90	0,61	1.213.388	Não rompeu
5,50	92,90	0,61	1.045.456	Não rompeu
5,00	92,90	0,51	1.031.194	Não rompeu
4,88	92,90	0,51	1.022.125	Não rompeu
4,88	92,90	0,51	1.027.123	Não rompeu

Conforme a Tabela 27, foram realizados sete ensaios de fadiga à tração axial para a argamassa ACII. Em cinco dos ensaios realizados, o corpo de prova não rompeu até a quantidade de ciclos acima de 1 milhão, quando foi tomada a decisão de parar o ensaio e assumia-se que a ruptura não ocorreria mais. Esses ensaios foram realizados com uma carga de 4,88 kN, 5,00 kN e 5,50 kN e tensão de 0,51 MPa, e 0,61 MPa, respectivamente. No quinto ensaio realizado, optou-se por uma carga de 6,00 kN e tensão de 0,71 MPa. Esse valor de carga foi definido a partir do ensaio de caracterização da resistência à tração na flexão da argamassa ACII, apresentado na Figura 32 e cujo valor obtido foi de 3,77 MPa. Neste caso, houve a ruptura da argamassa ACII no ensaio de fadiga à tração axial e a ruptura ocorreu com 4.473 ciclos.

A Figura 34 ilustra a curva S-N ou de Wöhler, apresentando o comportamento da ACII quando submetida a tensões cíclicas para a obtenção da resistência à fadiga à tração axial.

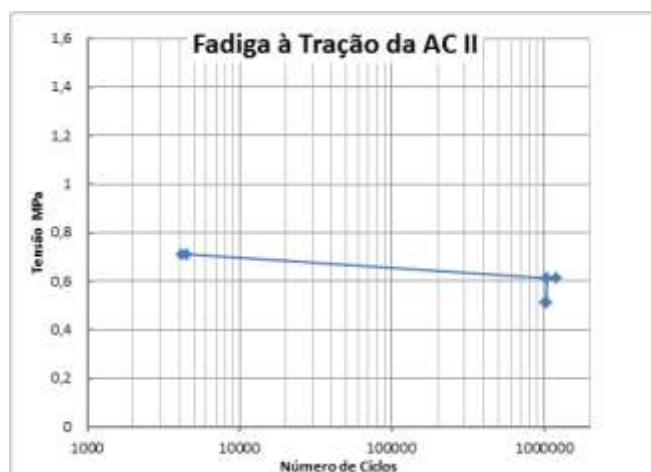


Figura 34: Curva S-N da fadiga à tração da ACII.

Conforme apresentado na Tabela 28, foram realizados seis ensaios de fadiga à tração axial para a argamassa ACIII. Em três dos ensaios realizados, o corpo de prova não rompeu até a quantidade de ciclos acima de 1 milhão, quando, da mesma forma que para os ensaios realizados com a argamassa colante industrializada ACIII, optou-se por parar o ensaio e assumir que a ruptura não ocorreria mais. Esses ensaios foram realizados com uma carga de 8,50 kN e 9,00 kN e tensão de 0,92 MPa e 1,02 MPa, respectivamente. No quarto ensaio realizado, optou-se por uma carga de 10,00kN e tensão de 1,12 MPa. Esse valor de carga foi definido como sendo 34,35% da carga de ruptura à tração axial da ACIII a partir do ensaio de caracterização da sua resistência à tração na flexão, apresentado na Figura 33 e cujo valor obtido foi de 3,26 MPa. Neste caso, houve a ruptura da argamassa ACIII no ensaio de fadiga à tração axial ocorrendo com 87.526 ciclos.

Tabela 28: Ensaio de fadiga à tração axial da ACIII.

Força kN	Área (cm ²)	Tensão (Mpa)	Nº de Ciclos	Situação
10,32	92,90	1,22	1.979	Rompeu
10,00	92,90	1,12	62.517	Rompeu
10,00	92,90	1,12	87.526	Rompeu
9,00	92,90	1,02	1.076.778	Não rompeu
9,00	92,90	1,02	1.062.537	Não rompeu
8,50	92,90	0,92	1.045.541	Não rompeu

A Figura 35 ilustra a curva S-N ou de Wöhler apresentando o comportamento da argamassa ACIII quando submetida a tensões cíclicas para a obtenção da resistência à fadiga à tração axial.

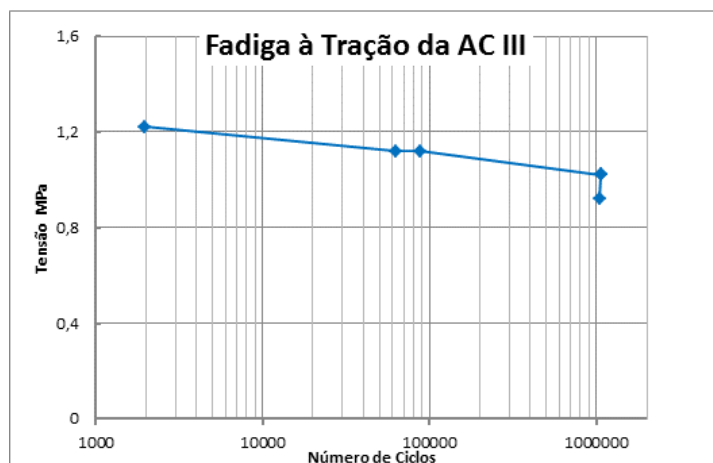


Figura 35: Curva S-N da fadiga à tração da ACIII.

Resultados do ensaio de fadiga à compressão

De posse dos resultados dos ensaios de resistência à compressão axial das argamassas ACII (10,91 MPa) e ACIII (9,68 MPa), que correspondem ao desvio absoluto médio dos corpos de prova ensaiados aos 28 dias, de acordo com a norma da ABNT NBR 13279 [4], foram calculadas as cargas para os ensaios de fadiga à compressão dessas argamassas, seguindo como referência a norma de fadiga para o aço ASTM E 468-11, conforme apresentado nas Figura 36 e Figura 37.

BASE = πr^2		
$r =$	5,00	[cm]
$\pi =$	3,14	adm
CORPO = πr^2		
Área do CP	78,54	[cm ²]
Tensão à Compressão-Máx-Arg. Col. ACII =	10,91	MPa
Tensão à Compressão-Máx-Arg. Col. ACII =	1,07	[kN/cm²]
Força à Compressão-Máx-Arg. Col. ACII =	84,04	[kN]
Faixa de trabalho da Máquina da MTS 810		
Mín =	1,00	[kN]
Máx =	100,00	[kN]
Níveis do TESTE		
Valores Usado para o Ensaio da fadiga		
$1,0 * Ft$	84,04	[kN]
$0,9 * (0,8) * Ft$	60,51	[kN]
$0,7 * (0,8) * Ft$	47,06	[kN]
$0,3 * (0,8) * Ft$	20,17	[kN]

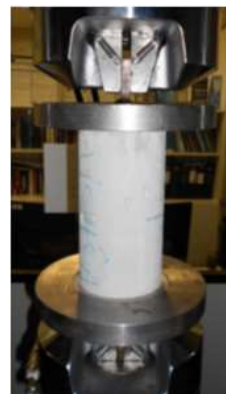


Figura 36: Dimensionamento das cargas para os ensaios de fadiga à compressão axial da argamassa colante ACII.

BASE = πr^2		
r=	5,00	[cm]
π =	3,14	adm
CORPO = πr^2		
Área do CP	78,54	[cm ²]
Tensão à Compressão-Máx-Arg. Col. ACIII =	9,68	MPa
Tensão à Compressão-Máx-Arg. Col. ACIII =	0,95	[kN/cm²]
Força à Compressão-Máx-Arg. Col. ACIII =	74,61	[kN]
Faixa de trabalho da Máquina MTS 810		
Mín =	1,00	[kN]
Máx =	100,00	[kN]
Níveis do TESTE		
Valores Usado para o Ensaio da fadiga		
1,0*Ft	74,61	[kN]
0,9*(0,8)*Ft	53,72	[kN]
0,7*(0,8)*Ft	41,78	[kN]
0,3*(0,8)*Ft	17,91	[kN]



Figura 37: Dimensionamento das cargas para os ensaios de fadiga à compressão axial da argamassa colante ACIII.

Aa Tabelas 5 e 6 ilustram os resultados dos ensaios de fadiga à compressão axial para as argamassas ACII e ACIII, respectivamente, apresentando os valores de carga, tensão (S) à compressão axial adotada e o número de ciclos (N) realizados.

Conforme apresentado na Tabela 5, foram ensaiadas sete amostras de fadiga à compressão axial para a argamassa ACII. Em três amostras os ensaios foram realizados com uma carga de 39,00 kN e tensão de 5,00 MPa, o corpo de prova não rompeu até a quantidade de ciclos acima de 1 milhão, quando tomava-se a decisão de parar o ensaio e assumia-se que a ruptura não ocorreria mais. Em seguida, foram realizados quatro ensaios com uma carga de 45,00 kN, 66,00 kN e 80,00 kN com tensões de 5,10 MPa, 8,56 MPa e 10,38 MPa respectivamente. Esse valor de carga foi definido a partir do ensaio de caracterização da resistência à compressão axial da argamassa ACII, apresentado na Figura 36 e cujo valor obtido foi de 10,91 MPa. Nestes casos, houve a ruptura da ACII no ensaio de fadiga à compressão axial e a ruptura ocorreu, respectivamente com 345.890, 283.439 e 271.581 ciclos. Além disso, foi realizado mais um ensaio com a carga de 80,00 kN e tensão de 10,38 MPa. Nesse caso, também houve a ruptura e ela ocorreu com 236.848 ciclos, que é um número menor de ciclos daquele obtido para os ensaios com carga de 66,00 kN e tensão de 8,56 MPa.

Tabela 29: Resultado do ensaio de fadiga à compressão da ACII.

Força kN	Área (cm ²)	Tensão (Mpa)	Nº de Ciclos	Situação
80,00	78,54	10,38	236.848	Rompeu
66,00	78,54	8,56	271.581	Rompeu
66,00	78,54	8,56	283.439	Rompeu
45,00	78,54	5,10	345.890	Rompeu
39,00	78,54	5,00	1.051.637	Não Rompeu
39,00	78,54	5,00	1.086.048	Não Rompeu
39,00	78,54	5,00	1.092.080	Não Rompeu

A Figura 38 ilustra a curva S-N ou de Wöhler apresentando o comportamento da argamassa ACII quando submetida a tensões cíclicas para a obtenção da resistência à fadiga à compressão axial.



Figura 38: Curva S-N da fadiga à compressão da argamassa ACII.

Conforme apresentado na Tabela 30, foram realizados sete ensaios de fadiga à compressão axial para a argamassa ACIII. Em três dos ensaios realizados com as cargas de 55,00 kN e 60,00 kN com tensões de 7,13 MPa e 7,75 MPa respectivamente, o corpo de prova não rompeu até a quantidade de ciclos acima de 1 milhão, quando tomava-se a decisão de parar o ensaio e assumia-se que a ruptura não ocorreria mais. Em seguida, foi realizado um ensaio com a carga de 65,00 kN e tensão de 8,46 MPa onde houve a ruptura da argamassa ACIII e esta ocorreu com 328.604 ciclos. Esse valor de carga de 65,00 kN foi definido a partir do ensaio de caracterização da resistência à compressão axial da ACIII, apresentado na Figura 39 e cujo valor obtido foi de 9,68 MPa. Por fim, foram realizados dois ensaios com a carga de 70,00 kN e tensão de 9,07 MPa. Nesses casos, houve a ruptura da ACIII no ensaio de fadiga à compressão axial e a ruptura ocorreu com 36.968 e 62.660 ciclos.

Tabela 30: Resultado do ensaio de fadiga à compressão da argamassa ACIII.

Força kN	Área (cm ²)	Tensão (Mpa)	Nº de Ciclos	Situação
70,00	78,54	9,07	36.968	Rompeu
70,00	78,54	9,07	62.660	Rompeu
65,00	78,54	8,46	298.632	Rompeu
65,00	78,54	8,46	328.604	Rompeu
60,00	78,54	7,75	1.018.584	Não Rompeu
60,00	78,54	7,75	1.056.984	Não Rompeu
55,00	78,54	7,13	1.040.196	Não Rompeu

A Figura 39 apresenta a curva S-N ou de Wöhler apresentando o comportamento da ACIII quando submetida a tensões cíclicas para a obtenção da resistência à fadiga à compressão axial.



Figura 39: Curva S-N da fadiga à compressão da ACIII.

CURVAS S-N OU DE WÖHLER PARA AS ACII E ACIII

Para determinar a capacidade das argamassas colantes industrializadas ACII e ACIII em resistir a um conjunto de esforços repetitivos de compressão e tração, adotou-se como base a metodologia trabalhada por Cervo [5] que identificou as curvas S-N de fadiga à compressão e à tração para o concreto. Assim sendo, utilizou-se a Equação 3 apresentada por Cervo [5] e Tepfers e Kutti [9] e os dados dos ensaios experimentais apresentados no subitem 3 para determinar a curva S-N (ou de Wöhler) de fadiga à compressão e à tração para as argamassas colantes industrializadas ACII e ACIII.

$$\frac{S}{f} = 1 - 0,0685(1 - R)\log N \quad (3)$$

Curvas S-N de fadiga à compressão e à tração para ACII

A Figura 40 apresenta as curvas S-N de fadiga à compressão e à tração para a argamassa colante industrializada ACII, geradas a partir dos dados dos ensaios experimentais (Tabela 27 e Tabela 29) e conforme já representadas na Figura 32 e Figura 34.



Figura 40: Curvas S-N de Fadiga à Compressão e à Tração da ACII

As curvas S-N apresentadas na Figura 41 podem, ainda, ser linearizadas, em que a coordenada “y” é a tensão alternada em MPa; a abscissa “x” é o logaritmo decimal do número de ciclos N ($\log(N)$); e, S_{rc} e S_{rt} são, respectivamente, a resistência à fadiga num ensaio à compressão e à tração.



Figura 41: Curvas S-N de Fadiga à Compressão e à Tração Linearizadas para ACII

Considerando as curvas linearizadas da Figura 41 e a Equação 3 sugerida por Cervo [5] e Tepfers e Kutti [9], pode-se associar as variáveis “x” e “y” nas equações linearizadas da Figura 41 como “ $\log(N)$ ” e “S”, respectivamente. Para $N > 106$ o corpo de prova não se rompe, conforme apresentado nos resultados de ensaio do subitem 3. Na Equação 3, caso se considere $R = 0$ e “tensão mínima é igual “0” no ensaio, têm-se as seguintes equações para a argamassa colante industrializada ACII.

Sob compressão:

$$\text{Para } N < 10^6 \rightarrow S = 11,049 - 1,0361 \log(N)$$

$$\text{Para } N > 10^6 \rightarrow S = 4,83 \text{ MPa}$$

Sob tração:

$$\text{Para } N < 10^6 \rightarrow S = 0,7529 - 0,0393 \log(N)$$

$$\text{Para } N > 10^6 \rightarrow S = 0,51 \text{ MPa}$$

De forma similar ao que foi sugerido por Cervo [5] e Tepfers e Kutti [9] para o concreto, na Equação 3, uma relação R diferente de zero entre a tensão mínima e a máxima, têm-se as Equações 4 e 5 para o ensaio de fadiga à compressão e à tração da argamassa colante industrializada ACII, respectivamente.

$$S = 11,049 - 1,0361(1 - R) \log(N) \quad (4)$$

$$S = 0,7529 - 0,0393(1 - R) \log(N) \quad (5)$$

Para chegar em uma equação mais genérica para a fadiga à compressão e à tração da argamassa colante industrializada ACII, sem depender de valores das tensões de compressão (f_{ck}) e de tração (f_{tk}), deve-se dividir as Equações 4 e 5, respectivamente por valores de f_{ck} e de f_{tk} da argamassa colante ACII. Estes valores estão apresentados na Figura 32 e Figura 34, as quais são 10,91 MPa e 3,77 MPa. Assim, têm-se as Equações 6 e 7:

$$\frac{S}{f_{ck}} = 1,0127 - 0,0949(1 - R) \log(N) \quad (6)$$

$$\frac{S}{f_{tk}} = 0,1997 - 0,0104(1 - R) \log(N) \quad (7)$$

Curvas S-N de fadiga à compressão e à tração para ACIII

A Figura 42 apresenta as curvas S-N de fadiga à compressão e à tração para a argamassa colante industrializada ACIII, geradas a partir dos dados dos ensaios experimentais (Tabela 28 e Tabela 30) e conforme já representadas na Figura 33 e Figura 35.



Figura 42: Curvas S-N de Fadiga à Compressão e Tração da ACIII

As curvas S-N apresentadas na Figura 42 podem, ainda, ser linearizadas conforme mostrado na Figura 43, onde a coordenada “y” é a tensão alternada em MPa; a abcissa “x” é o logaritmo decimal do número de ciclos N ($\log(N)$); e, S_{rc} e S_{rt} são, respectivamente, a resistência à fadiga num ensaio à compressão e à tração.

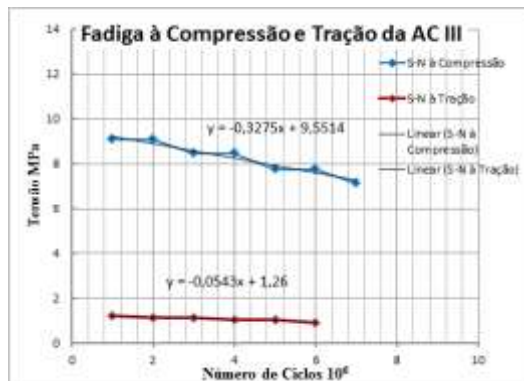


Figura 43: Curvas S-N de Fadiga à Compressão e à Tração Linearizadas para ACIII

Considerando as curvas linearizadas da Figura 43 e a Equação 3 sugerida por Cervo [5] e Tepfers e Kutti [9], pode-se associar as variáveis “x” e “y” nas equações linearizadas da Figura 43 como sendo “ $\log(N)$ ” e “S”, respectivamente. Sabendo-se que para $N > 10^6$ o corpo de prova não se rompe, conforme apresentado nos resultados de ensaio do subitem 3 e, ainda, na Equação 3, se for considerado $R = 0$, já que no ensaio a tensão mínima é “0”, tem-se as seguintes equações para a argamassa colante industrializada ACIII.

Sob compressão:

$$\text{Para } N < 10^6 \rightarrow S = 9,5514 - 0,3275 \log(N)$$

$$\text{Para } N > 10^6 \rightarrow S = 7,58 \text{ MPa}$$

Sob tração:

$$\text{Para } N < 10^6 \rightarrow S = 1,2600 - 0,0543 \log(N)$$

$$\text{Para } N > 10^6 \rightarrow S = 0,93 \text{ MPa}$$

De forma similar ao que foi sugerido por Cervo [5] e Tepfers e Kutti [9] para o concreto (Equação 3) e considerando uma relação R diferente de zero entre a tensão mínima e a máxima, têm-se as Equações 8 e 9 para o ensaio de fadiga à compressão e à tração da argamassa colante industrializada ACIII, respectivamente.

$$S = 9,5514 - 0,3275(1 - R) \log(N) \quad (8)$$

$$S = 1,2600 - 0,0543(1 - R) \log(N) \quad (9)$$

Para chegar a uma equação mais genérica para a fadiga à compressão e à tração da argamassa colante industrializada ACIII e não depender de valores das tensões de compressão (f_{ck}) e de tração (f_{tk}), dividiu-se as Equações 8 e 9, respectivamente, por f_{ck} e f_{tk} da ACIII apresentados nas Tabela 28 e Tabela 30, ou seja, 9,68 e 3,26 MPa. Assim, têm-se as Equações 10 e 11:

$$\frac{S}{f_{ck}} = 0,9867 - 0,0338(1 - R) \log(N) \quad (10)$$

$$\frac{S}{f_{tk}} = 0,3865 - 0,0166(1 - R) \log(N) \quad (11)$$

CONCLUSÕES

Nesta pesquisa, constatou-se que a resistência à fadiga ou limite de fadiga (σ_f) na tração axial da argamassa colante tipo ACII foi de 0,61 MPa. Este valor corresponde a 16,18% do valor da resistência à tração na flexão da ACII da resistência de ruptura à tração na flexão de 3,77 MPa.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A resistência à fadiga ou limite de fadiga (σ_f) na tração axial da argamassa colante ACIII ensaiada foi de 1,02 MPa. Isso corresponde a 31,00% do valor da resistência à tração na flexão da ACIII da resistência de ruptura à tração na flexão de 3,29 MPa.

A resistência à fadiga ou limite de fadiga (σ_f) na compressão axial da ACII foi de 5,00 MPa. Isso corresponde a 45,83% do valor da resistência à compressão axial da argamassa colante ACII da resistência de ruptura à compressão de 10,91 MPa.

A resistência à fadiga ou limite de fadiga (σ_f) na compressão axial da ACIII foi de 7,75 MPa. Isso significa 80,06% do valor da resistência à compressão axial da argamassa colante ACIII da resistência de ruptura à compressão de 9,68 MPa.

REFERÊNCIAS

- [1] BOWMAN, R. and WESTGATE, P. (1992). Natural Moisture Behaviour of Typical Australian Ceramic Tiles. Ceramic, Adding the Value: AUSTCERAM 92, Editora M. J. Bannister, CSIRO Publications.
- [2] FIORITO, A. J. S. I. Manual de Argamassa e Revestimento – Estudo e Procedimento de Execução. Editora Pini. São Paulo, SP, 1994.
- [3] ABNT NBR 14081, Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas. Rio de Janeiro, 2012.
- [4] ABNT NBR 13529, Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas — Terminologia. Rio de Janeiro, 2013.
- [5] CERVO, T. C. (2004). Estudo da Resistência à Fadiga de Concreto de Cimento Portland para Pavimentação. Tese de Doutorado. EP-USP, Brasil.
- [6] GARCIA, A. ; SPIM, J. A. ; DOS SANTOS, C. A. Ensaio dos Materiais. 1ª ed. Rio de Janeiro. Editora LTC, 2000.
- [7] UCHÔA, J. C. B.; BEZERRA, L. M.; BAUER, E; DAS CHAGAS, S. V. M.; ARAÚJO, J. Análise Experimental da Resistência à Fadiga de Sistema de Revestimento. In: Anais do 50º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador: IBRACON, 2008.
- [8] ASTM, E 468-11. Standard Practice for Presentation of Constant Amplitude Fatigue Test Results for Metallic Materials.
- [9] TEPFERS, R. e KUTTI, T. (1979). Fatigue Strength of Plain, Ordinary and Lightweight Concrete. ACI journal, v 76, n° 29, pp 635-652.



**DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE TRANSIÇÃO SUSPENSÃO-SÓLIDO (TEMPO ZERO)
EM MICROCONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA CONTENDO POLÍMERO
SUPERABSORVENTE E NANOSSÍLICA**

T. A. CUNHA E SANTOS

Eng^a. Civil - Aluna de mestrado PECC/UnB
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
thyalacunha@unb.br

L. A. GIMENEZ AIDAR

Aluno de graduação ENC/UnB
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
luis.augusto_aidar@hotmail.com

J. G. BORGES

Aluna de graduação ENC/UnB
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
juliana.gborges@hotmail.com

P. FRANCINETE JÚNIOR

Eng. Civil MSc. - Aluno de doutorado
PECC/UnB
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
francinetejr@gmail.com

E. FONSECA DA SILVA

Eng^a. Civil - Professora DSc.
PECC/UnB
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
eugenia@unb.br

RESUMO

A retração autógena é um fenômeno que ocorre devido ao surgimento de tensões de tração nos poros capilares. É inerente ao processo de hidratação, não dependendo de interferência externa. Em Concretos de Alta Resistência (CAR), a retração autógena é mais pronunciada, devido ao refinamento da microestrutura, o elevado consumo de cimento, o uso de adições minerais e baixa relação água/cimento, que dificultam o transporte da água de cura. Neste contexto, os Polímeros Superabsorventes (PSA) destacam-se pela capacidade de reduzir ou até eliminar a retração autógena, pois absorvem grandes quantidades de água, que posteriormente é liberada no interior da pasta, evitando a autodessecação e o surgimento das tensões de tração (cura interna). No entanto, o PSA pode reduzir a resistência mecânica, que pode ser compensada pela adição de nano partículas, como a nanossílica (NS). Neste trabalho, avaliou-se a interferência destas adições no tempo de transição suspensão-sólido, ou Tempo Zero (T_0). O Tempo Zero determina o momento em que o material passa a se comportar como sólido, com a formação de um esqueleto mineral suficientemente rígido para se opor às variações volumétricas que ocorrem na pasta, o que pode levar à fissuração, comprometendo a estética, durabilidade e segurança das estruturas de concreto. A determinação do T_0 foi realizada por meio de ensaio de ultrassom, onde mede-se a velocidade de propagação de uma onda ultrassônica no material, e é tido como o momento em que ocorre uma mudança brusca nesta velocidade. Foram realizadas nove misturas contendo PSA e NS, onde verificou-se que a adição de PSA aumenta o valor do T_0 , enquanto a NS faz com que seu valor seja reduzido.

Palavras-chave: tempo zero; concreto de alta resistência; polímero superabsorvente; nanossílica.

ABSTRACT

The autogenous shrinkage is a phenomenon that occurs due to the appearance of tensile stresses in capillary pores. Inherent in the hydration process, not depending on external interference. In High Strength Concretes (HSC), autogenous shrinkage is most pronounced, due to the refinement of the microstructure, high cement content, the use of mineral additions and low water/cement ratio, which hinder the transport of curing water. In this context, superabsorbent polymers (SAP) stand out for their ability to reduce or even eliminate the autogenous shrinkage, because they absorb large amounts of water, which is subsequently released within the paste, avoiding auto desiccation and the appearance of tensile stresses (internal curing). However, PSA can reduce the mechanical resistance, which can be compensated by adding nanoparticles such as nanosilica (NS). In this work, was evaluated the effect of these additions in suspension-solid transition time, or Setting Time (T_0). The setting time determines the time at which the material starts to behave as a solid, with the formation of a sufficiently rigid mineral skeleton to oppose the volumetric variations that happen in the paste, which can lead to cracking, compromising the esthetics, durability, and security of concrete structures. The determination of T_0 was done by the ultrasonic test, which measures the speed of propagation of an ultrasonic wave in the material, and is taken as the point in time when a sudden change in this speed. Nine blends were made containing PSA and NS, where it was verified that the addition of PSA increases the value of T_0 , while the NS causes a reduction in this value.

Keywords: setting time; high strength concrete; superabsorbent polymer; nanosilica.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INTRODUÇÃO

Na década de 1970, quando a resistência à compressão dos concretos utilizados em pilares de alguns edifícios de grande altura foi maior do que o habitual, considerou-se legítimo chamar este material de “concreto de alta resistência” (CAR). Confeccionar concretos com adequada trabalhabilidade usando baixas relações água/cimento (a/c), com o uso das chamadas superpozolanas, como sílica ativa e metacaulim, e elevados consumos de cimento é uma tarefa complexa. A razão para isto é que, com o aumento da resistência à compressão, as propriedades do concreto não são mais governadas exclusivamente pela relação a/c , parâmetro essencial para concretos usuais em virtude da porosidade da pasta de cimento hidratado [1].

Nos concretos de alta resistência, o alto consumo de cimento, a baixa relação a/c e as adições minerais altamente reativas causam um refinamento dos poros devido à maior presença de produtos de hidratação, o que densifica a microestrutura, aumentando a demanda de água e potencializando a autodessecação, o que resulta em maiores níveis de retração autógena e fissuração nestes concretos [2].

Desde o final da década de 90, têm sido estudadas técnicas e estratégias mitigadoras da retração autógena, destacando-se o uso de materiais absorventes saturados em água capazes de promover a cura interna. Estes materiais são chamados de agentes de cura interna, pois atuam fornecendo água aos capilares à medida que avança a hidratação do cimento, evitando assim o surgimento das tensões de tração responsáveis pela retração autógena. [3].

Uma alternativa mais recente para a cura interna foi proposta por Jensen e Hansen [4], e consiste na adição de partículas poliméricas superabsorventes e finas (Polímeros Superabsorventes - PSA) ao concreto. Estes polímeros absorvem enormes quantidades de água e, posteriormente, a libera no interior da pasta de cimento, fornecendo água necessária para a matriz circundante e mitigando, ou até mesmo eliminando a autodessecação.

No entanto, diversos estudos verificaram que o PSA, durante o processo de desorção, deixa vazios na pasta de cimento, que acabam por prejudicar a resistência mecânica destes materiais [5], [6], [7], [8], [9], [10], [3], [11]. Para promover a compensação desta perda de resistência gerada, propõe-se o uso de nano partículas de sílica, uma vez que este material é reconhecido no meio técnico devido à sua capacidade de melhoria das propriedades mecânicas.

Com o propósito de se analisar o efeito destas duas adições na retração autógena faz-se necessário que se conheça o tempo zero, idade em que ocorre a transição do estado de suspensão para o estado sólido, haja vista que a retração apenas provoca fissuração após essa transição. Para isso, dispõe-se da metodologia do pulso ultrassônico utilizada por Silva [12].

1.1 Objetivos

Determinar o tempo zero de microconcretos contendo polímeros superabsorventes (PSA) e nanossílica (NS) pela metodologia do ultrassom para balizar o início da determinação experimental da retração autógena.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.2 A retração autógena

A retração autógena é a deformação autônoma de uma pasta de cimento, argamassa ou concreto, durante o endurecimento. Em concretos tradicionais, a deformação autógena é insignificante quando comparado com a retração por secagem. Já nos CARs, a baixa relação água/aglomerante (a/ag) e as adições minerais causam uma queda significativa da umidade relativa interna da pasta de cimento durante a hidratação, mesmo selado. A retração autógena um fenômeno intimamente relacionado com a mudança da umidade. Esta retração resulta no surgimento de tensões de tração na pasta de cimento, que pode resultar no aparecimento de micro ou microfissuras, prejudicando a qualidade do concreto e o desempenho da estrutura. A retração autógena é um fenômeno conhecido desde o início do século 20, mas a sua importância prática só foi reconhecida nos últimos anos [13].

Segundo o mecanismo da depressão capilar, a retração autógena acontece quando, em um capilar não saturado completamente, a fase líquida é tracionada devido à criação de um menisco na interface líquido-gás, o que induz uma pressão negativa nas paredes dos capilares, tendendo a aproximá-la. A resposta a essa compressão é a retração macroscópica observável, denominada retração autógena [12].

1.3 Polímero superabsorvente

Os polímeros superabsorventes (PSAs) são um grupo de materiais poliméricos sintéticos que têm a capacidade de absorver uma quantidade significativa de líquido a partir do ambiente e de reter este líquido dentro da sua estrutura sem se dissolver. São utilizados principalmente para a absorção de água e soluções aquosas. Cerca de 95% da produção mundial de PSA é para uso como absorvente de urina em fraldas descartáveis. Os PSAs podem apresentar uma absorção de água de até 5000 vezes o seu próprio peso. No entanto, em soluções salinas diluídas, a capacidade de absorção dos produtos comerciais é de aproximadamente 50 g/g [4].

Na prática da engenharia, os PSAs são, na sua maioria, poliácridatos interligados por ligações covalentes cruzadas, ou poliácridatos/poliácridamidas copolimerizados. Na indústria, apenas PSA baseados em ácido poliácridato reticulado são usados. [14]. Na Figura 1 é mostrado um partícula esférica de PSA, nos estados seco e saturado, e a representação da estrutura molecular deste polímero.

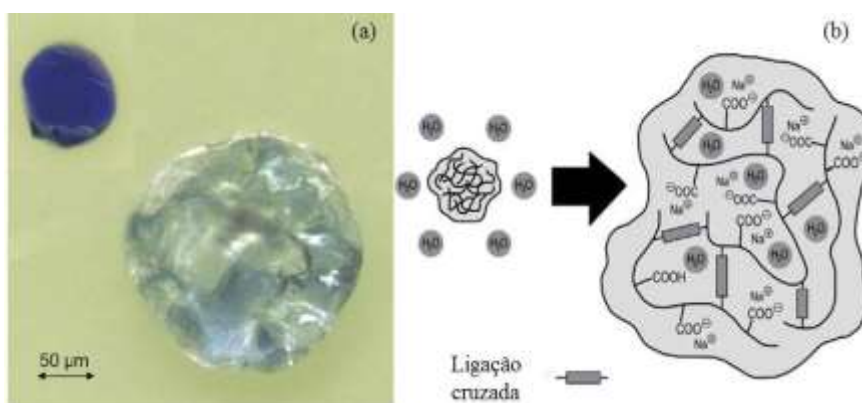


Figura 1: (a) Partícula esférica de PSA, colorida com tinta azul, nos estados seco e saturado [15]. (b) Representação de uma partícula de PSA a base de poliácridato, nos estados seco e saturado [14].

Durante a mistura do concreto, partículas de PSA absorvem uma grande quantidade de água e formam macro-inclusões contendo água livre. Esta água livre é consumida durante a hidratação do cimento, à medida que a umidade relativa do concreto reduz ($UR < 100\%$), promovendo a cura interna. Devido ao pequeno tamanho das partículas, a sua alta absorção de água e uma boa distribuição no volume, o PSA pode ser muito eficiente na cura interna do concreto de alta resistência [16].

Resultados comprovando a eficácia do uso do polímero superabsorvente (PSA) na mitigação da retração autógena também podem ser encontrados nos estudos feitos por Igarashi e Watanabe [17], Mechtcherine [16] e Craeye e Schutter [18], dentre outros.

Em relação à resistência à compressão é sabido que o uso de partículas superabsorventes na mistura cria, em longo prazo, uma série de vazios no concreto, devido à redução do volume das mesmas (que antes estavam inchadas e, com a perda de água, voltam ao tamanho natural), sendo assim, é natural que haja uma perda na resistência final. A questão a se analisar é saber até que ponto tal perda é admissível.

Diversos autores relatam um aumento do tempo de pega devido à adição de polímero superabsorvente. Segundo eles, o atraso no tempo de pega devido ao PSA pode estar relacionado com um aumento das partículas floculadas de cimento, ao mesmo tempo em que o acréscimo de água para cura interna provoca o afastamento das partículas de cimento umas das outras [8], [19], [9], [6].

1.4 Nanossilica

Nas últimas décadas, nota-se um interesse cada vez maior na utilização de adições minerais incorporadas ao material cimentício, pois além de economizar energia e preservar recursos naturais, proporcionam vantagens técnicas ao produto final. As vantagens da utilização de adições minerais podem ser atribuídas ao aumento de propriedades tecnológicas, à

redução do consumo de clínquer, à diminuição no impacto ambiental através de menor desperdício, além da redução da emissão de CO₂ dos fornos de cimento [20], [21].

A nanossílica (NS) é considerada uma adição pozolânica altamente reativa que, em substituição ou adição ao cimento tem acarretado melhoria da resistência dos materiais cimentícios e no aumento da resistência à penetração de água, o que influencia fortemente na durabilidade do concreto. Esse material demonstra ser mais eficiente no ganho de resistência do que a sílica ativa, ou microssílica. Além de proporcionar o efeito filler para melhorar a microestrutura de concretos e argamassas, também funciona como um ativador para a reação pozolânica e como pontos de nucleação, contribuindo para a hidratação do cimento. Esse comportamento leva a uma melhora na microestrutura devido ao refinamento dos poros, o que melhora as propriedades mecânicas dos concretos e argamassas [22].

Segundo Sobolev e Sanchez [23], a ação benéfica das nano partículas na microestrutura e no desempenho de materiais à cimentícios pode ser explicada pelos seguintes fatores:

- Quando bem dispersas, aumentam a viscosidade da fase líquida, ajudando na suspensão dos grãos de cimento e dos agregados, e melhorando assim a resistência à segregação;
- Preenchem os espaços vazios que existem entre os grãos, tornando a mistura mais densa (efeito filler);
- A nanossílica age como centros de cristalização durante a hidratação do cimento, acelerando-a;
- Favorecem a formação de pequenos grupos uniformes de silicato de cálcio hidratado;
- Melhoram a zona de transição, fortalecendo a ligação entre agregado e pasta.

A adição de aglomerados de nanossílica leva a uma aceleração da hidratação do cimento. Tal conclusão pode ser analisada na Figura 2, a qual demonstra que as curvas do calor de hidratação para todas as pastas estudadas pelo autor apresentam estágios típicos, ou seja, a fase inicial de hidratação, a indução, o período de aceleração e a fase de desaceleração da reação de hidratação. Nota-se que as misturas contendo NS apresentam uma redução considerável no tempo necessário para atingir o pico de temperatura, que está diretamente relacionado com a velocidade de hidratação dos compostos [24].

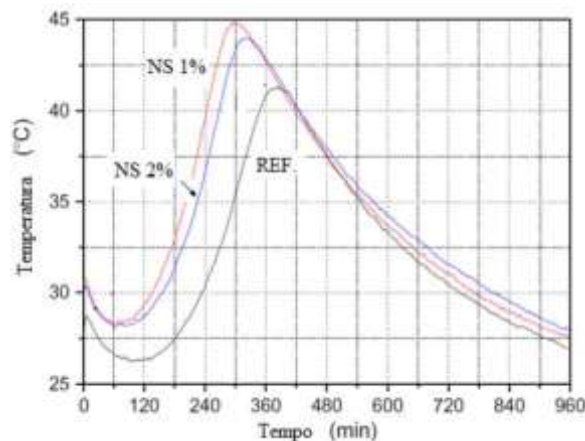


Figura 2: Resultados da calorimetria em pastas de cimento com nanossílica, a/c = 0,30 [Adaptado, 24]

1.5 Tempo zero

O Tempo zero (T_0) é o instante no qual as tensões passam a ser suportadas pelo esqueleto rígido formado no concreto, caracterizando a transição do estado de suspensão para o estado sólido. Alguns autores definem este instante como “patamar de percolação”. O tempo zero é a duração entre o instante em que a água entra em contato com o cimento até o momento no qual a mistura desenvolve uma estrutura suficientemente rígida para se opor ao movimento e permitir transferência de tensões de tração através do concreto [12].

Os grãos sólidos de cimento, anteriormente isolados na fase suspensão, começam a ter contato entre si à medida que os produtos de hidratação vão sendo formados em torno desses grãos. Esses contatos são aleatórios, descontínuos no volume e vão formando subconjuntos sólidos ligados continuamente, denominados amas. O momento em que o primeiro caminho que atravessa o conjunto do material é estabelecido constitui o tempo zero, o que significa que o concreto passa a receber tensões [12]. A Figura 3 ilustra o fenômeno.

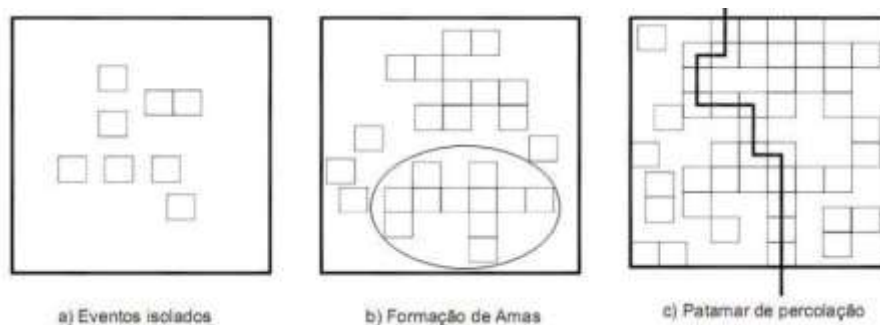


Figura 3: Esquema do conceito de patamar de percolação [adaptado, 12].

Este trabalho partirá da ideia de se utilizar o conceito de “tempo zero” (que também pode ser chamado, simplesmente, de T_0) para se iniciar as determinações de retração autógena. As medidas de retração somente devem ser realizadas em concretos que já demonstram, em sua estrutura, uma solidez aparente. Por não possuir rigidez suficiente para que consiga enfrentar as possíveis variações de volume, as tensões de tração no microconcreto fluido não são significativas.

É notável a existência de diferentes definições de tempo zero, o que cria dificuldade quando comparados resultados de pesquisas distintas. Alguns teóricos manifestam a necessidade de determinação do T_0 e seu emprego para que seja possível a determinação das deformações que ocorrem pela retração autógena. Outros acreditam que se possa determiná-lo partindo do tempo de pega calculado por meio da pasta normal, utilizando-se do aparelho de Vicat [9].

Apesar de não ser normatizada, a técnica da propagação da onda ultrassônica é cada vez mais usada para a determinação do tempo transicional entre estado fluido e sólido, esta técnica se configura com a mudança de velocidade destas ondas ultrassônicas com o tempo de pega e endurecimento da argamassa.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental desta pesquisa foi realizado no laboratório de Furnas Centrais Elétricas S.A., em Aparecida de Goiânia (GO), para determinação do tempo zero utilizando a técnica dos pulsos ultrassônicos nos microconcretos de alta resistência estudados.

1.6 Misturas estudadas

O programa experimental é composto de nove misturas de microconcretos de alta resistência, todas com relação a/c igual a 0,30. São elas: uma mistura de referência (REF), duas misturas com teores de 0,2% e 0,3% de polímero superabsorvente (PSA02 e PSA03), duas misturas contendo teores de 1 e 2% de nanossílica (NS1 e NS2), e quatro misturas contendo a combinação destas duas adições (PSA02-NS1, PSA02-NS2, PSA03-NS1 e PSA03-NS2), conforme mostrado na Tabela 1. O teor de superplastificante (SP) de cada mistura foi determinado experimentalmente no Laboratório de ensaios de Materiais da Universidade de Brasília (LEM/UnB), de forma a conseguir um espalhamento de 190 ± 10 mm, determinado conforme a norma DIN 18555-2 [25], segundo as recomendações da RILEM [26].

Tabela 1: Misturas confeccionadas nesta pesquisa

Microconcreto	Teor PSA (%)	Teor NS (%)	Teor de SP (%)
REF	0	0	2,6
PSA02	0,2	0	3,0
PSA03	0,3	0	3,2
NS1	0	1	3,0
NS2	0	2	3,5
PSA02-NS1	0,2	1	3,2
PSA02-NS2	0,2	2	3,5
PSA03-NS1	0,3	1	3,5
PSA03-NS2	0,3	2	3,9

A composição do microconcreto de referência com relação $a/c = 0,30$ foi sugerida pelo comitê organizador TC 225-SAP [26] para realização dos ensaios interlaboratoriais propostos pelo mesmo, e está apresentada na Tabela 2. A relação a/c estabelecida de 0,30 é usual para concretos de alta resistência.

Tabela 2: Composição do traço da mistura de referência.

Componente	Consumo (Kg/m ³)
Cimento CP V ARI	700,0
Sílica Ativa (10% em relação à massa do cimento)	70,0
Agregado miúdo – Areia lavada de rio (SSS)	1340
Água (relação $a/c = 0,30$)	210,0
Ar	20,0

1.7 Confeção dos microconcretos

A composição dos microconcretos estudados é mostrada na Tabela 3. A NS foi utilizada em adição ao cimento.

Tabela 3: Composição das misturas estudadas.

Traço	Materiais Secos (Kg/m ³)				Nanossílica				Água (Kg/m ³)			SP	
	Cimento	Sílica Ativa	Areia	PSA	Teor total (%)	Peso total (kg/m ³)	Teor pura (%)	Peso pura (kg/m ³)	Água	Água NS (-)	Água PSA (+)	Teor (%)	Peso (kg/m ³)
REF	700	70	1340	-	-	-	-	-	210	-	-	2,6	18,2
PSA02	700	70	1340	1,4	-	-	-	-	210	-	21,0	3,0	21,0
PSA03	700	70	1340	2,1	-	-	-	-	210	-	31,5	3,2	22,4
NS1	700	70	1340	-	3,3	23,4	1	7	210	16,4	-	3,0	21,0
NS2	700	70	1340	-	6,7	46,7	2	14	210	32,7	-	3,5	24,5
PSA02-NS1	700	70	1340	1,4	3,3	23,4	1	7	210	16,4	21,0	3,2	22,4
PSA02-NS2	700	70	1340	1,4	6,7	46,7	2	14	210	32,7	21,0	3,5	24,5
PSA03-NS1	700	70	1340	2,1	3,3	23,4	1	7	210	16,4	31,5	3,5	24,5
PSA03-NS2	700	70	1340	2,1	6,7	46,7	2	14	210	32,7	31,5	3,9	27,3

1. Adotou-se o valor de 15g/g para a absorção do PSA (água adicional de cura interna);
2. A NS utilizada é uma solução coloidal com 30% de sólidos, logo foi necessário adicionar uma quantidade superior para atingir os teores desejados, bem como descontar a quantidade de água;
3. A areia foi utilizada na condição Saturada Superfície Seca (SSS), e sua umidade superficial foi determinada pelo método do Frasco de Chapman em cada mistura, fazendo as devidas correções;
4. O teor de SP foi determinado experimentalmente até se obter o espalhamento desejado.

O roteiro de mistura para a produção dos microconcretos é baseado nas recomendações do Comitê TC 225-SAP [26] para realização dos ensaios interlaboratoriais. Na Tabela 4 é apresentada a sequência de colocação dos materiais na betoneira e os tempos de mistura.

Tabela 4: Roteiro de mistura dos microconcretos.

Tempo (minutos)	Ação	Duração da etapa
-4:00 – 0:00	Homogeneização dos componentes secos (incluso o PSA)	4 min.
0:00 – 1:00	Adição de água, incluindo o SP e a NS pré-dissolvidos	1 min.
1:00 – 4:00	Mistura inicial	3 min.
4:00 – 5:00	Raspagem dos materiais presos na parede/pás do misturador	1 min.
5:00 – 8:00	Mistura final	3 min.

Os microconcretos foram misturados em uma betoneira de eixo inclinado com capacidade para 320 litros (Figura 4), porém, devido ao pequeno volume de material utilizado (45 litros), a betoneira foi utilizada sempre próxima a sua capacidade mínima.

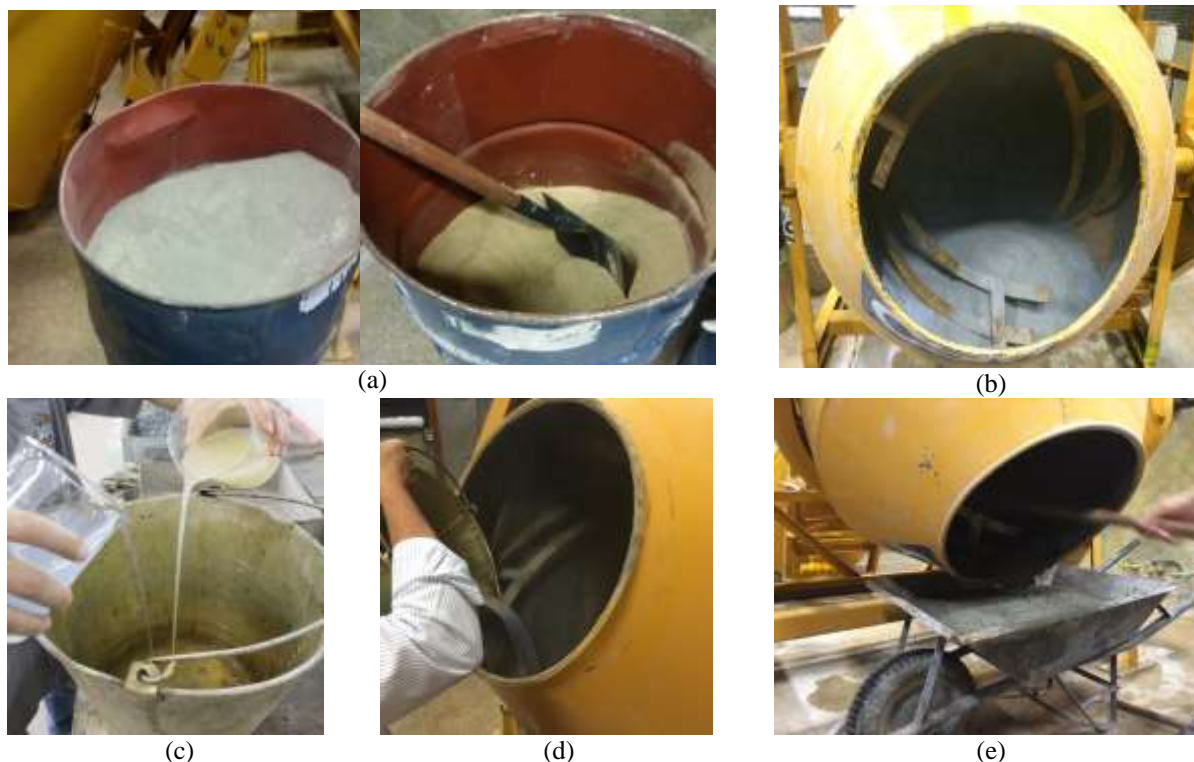


Figura 4: Fabricação dos microconcretos: (a) armazenagem dos materiais secos; (b) mistura dos materiais secos; (c) mistura dos materiais líquidos (NS e SP) na água; (d) adição da solução aos materiais secos; (e) mistura finalizada.

1.8 Moldagem do corpo de prova

As dimensões adotadas para o corpo de prova destinado ao ensaio de pulso ultrassônico foram tais que a seção transversal do corpo de prova fosse de 150 mm por 150 mm e seu comprimento longitudinal fosse de 300 mm. Além disso, a forma, confeccionada em chapas de compensado de madeira, apresenta um furo em cada uma de suas faces laterais de menor seção, tendo este 50 mm de diâmetro. Os corpos de prova foram moldados em três camadas, adensados manualmente com 30 golpes do soquete padrão do ensaio de espalhamento. Então, os corpos de prova foram lacrados dentro da forma com filme de PVC e fita adesiva, de forma a evitar a perda de água, e então levados para sala climatizada onde foram acoplados ao equipamento para realização do ensaio.

1.9 Determinação experimental do tempo zero

Segundo Reinhardt [27], os primeiros ensaios utilizando o método do pulso ultrassônico para determinação da pega dos concretos foram propostos por Casson e Domone em 1982. Os autores usaram o método para mostrar a influência da temperatura e dos aditivos no tempo de pega. Também apresentam uma correlação razoável entre a derivada da velocidade do pulso ultrassônico (em relação ao tempo) e a máxima velocidade da reação de hidratação.

A metodologia para determinar o tempo zero utilizado nesta pesquisa foi proposta por Silva [12], sendo utilizada como referência a norma ABNT NBR 8802:2013 [28.] A finalidade do ensaio é determinar a velocidade propagação de uma onda ultrassônica através do tempo necessário para que a mesma percorra uma distância conhecida. O ensaio é realizado nas primeiras 48 horas após a moldagem, a partir do momento de adição da água. O procedimento de ensaio é descrito a seguir:

- Fabricar o concreto com ambiente e materiais constituintes na temperatura (21 ± 2 °C);
- Aferir o equipamento usando a barra de referência que acompanha o aparelho, com tempo de trânsito conhecida;
- Colocar uma camada de gel de silicone nas faces dos transdutores, para garantir contato contínuo com o concreto;

- Acoplar o receptor e transmissor nos furos existentes nas laterais da forma, de modo a fazer a forma internamente, proporcionando um arranjo com transmissão direta do pulso elétrico em onda de choque;
- Moldar o corpo de prova em forma prismática, com seção transversal de 150 mm x 150 mm e comprimento de 300 mm, adensado manualmente com soquete do cone de Abrams, em três camadas de 30 golpes cada;
- Cobrir a superfície exposta com filme plástico e fita adesiva, evitando a fuga de água;
- A aquisição dos dados de velocidade de propagação da onda longitudinal, durante as primeiras 48 horas após a moldagem. O intervalo entre as leituras é de 3 minutos;
- Traçar a curva velocidade de propagação versus idade do concreto.
- O patamar de percolação (tempo zero) é assumido como sendo a idade do concreto onde houve um aumento brusco na velocidade de propagação da onda ultrassônica.

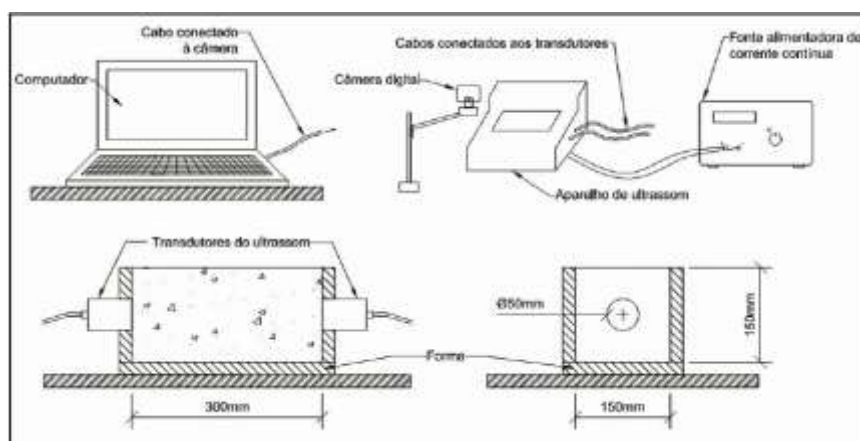


Figura 5: Esquema ensaio de determinação do Tempo Zero (T_0) pelo método do pulso ultrassônico [29]

RESULTADOS

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios realizados no estado fresco e o ensaio e determinação do tempo zero das misturas estudadas. As propriedades mecânicas, bem como a retração autógena, serão apresentadas em trabalhos posteriores.

1.10 Propriedades no estado fresco

Os ensaios realizados para a caracterização dos microconcretos no estado fresco foram: a determinação do espalhamento pelo método do tronco de cone segundo a norma DIN 18555-2;1982 [25] e segundo a norma ABNT NBR 13276:2005 [30], ambos sem golpes da mesa; penetração de cone, segundo a Norma ASTM C780:2014 [31]; determinação do teor de ar aprisionado pela Norma ANBT NBR NM 47:2002 [32], densidade no estado fresco de acordo com a Norma ABNT NBR 13278:2005 [33] e tempo zero. Na Tabela 5 é mostrado o resumo dos resultados dos diferentes ensaios realizados.

Tabela 5: Propriedades no estado fresco.

Traços	Teor adições (%)			Resultados Obtidos				
	PSA	NS	SP	Espalhamento (mm)		Penetração de Cone (mm)	Teor de ar (%)	Densidade Est. Fresco (g/ml)
				DIN	NBR			
REF	0	0	2,6	200	240	84	1,7	2,328
PSA02	0,2	0	3	185	225	83	2,4	2,251
PSA03	0,3	0	3,2	190	220	80	4,0	2,242
NS1	0	1	3	187	196	79	3,2	2,307
NS2	0	2	3,5	193	222	83	3,4	2,315
PSA02-NS1	0,2	1	3,2	188	206	78	3,3	2,27
PSA02-NS2	0,2	2	3,5	180	195	69	3,2	2,225
PSA03-NS1	0,3	1	3,5	198	210	81	3,8	2,258
PSA03-NS2	0,3	2	3,9	180	199	73	3,4	2,257

1.11 Tempo zero

O resultado do ensaio de determinação do tempo zero a partir do método do pulso ultrassônico é apresentado na Figura 6. O período total de tempo considerado para a execução do ensaio foi de 48 horas, pois após este período ocorre uma estabilização das leituras de velocidade.

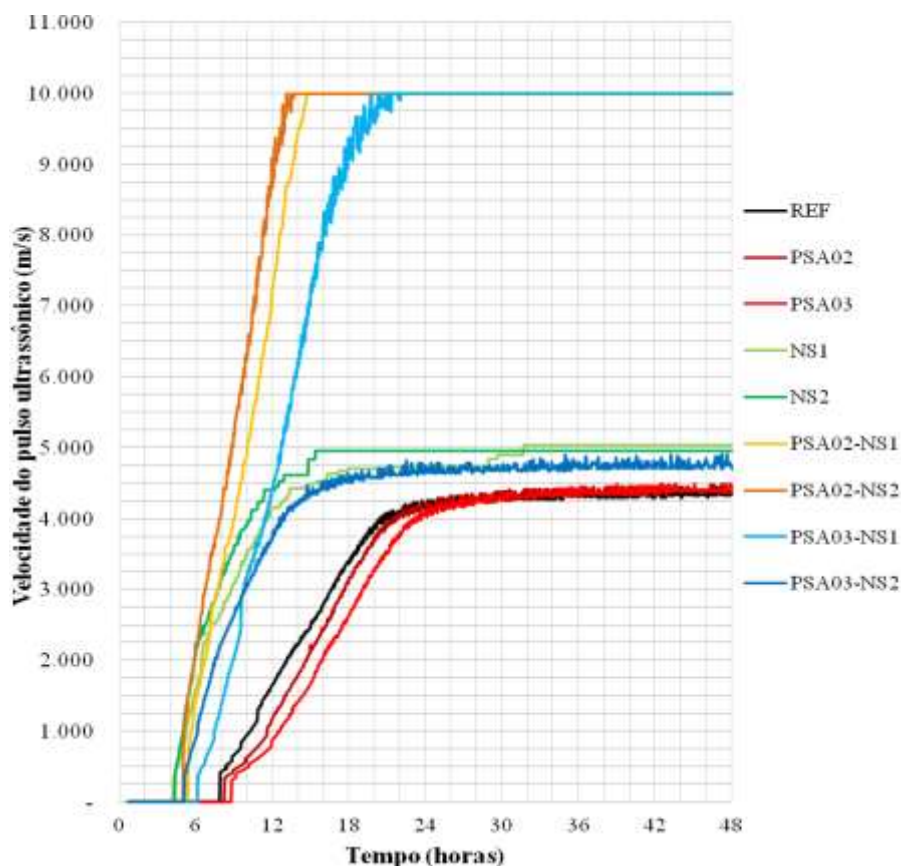


Figura 6: Curvas de velocidade do pulso ultrassônico em função do tempo para os microconcretos estudados

Os gráficos obtidos no ensaio de T_0 podem ser associados com os estágios de hidratação do cimento. Imediatamente após a mistura, ocorre a Fase 1, ou pré-indução, com duração de aproximadamente 15 minutos. Na Fase 2, chamada de dormência, as leituras de velocidade começam a ser efetuadas, no entanto, são todas nulas (0 m/s). A Fase 3 se inicia no momento onde ocorre uma mudança brusca na velocidade, chamada de período de aceleração, e corresponde ao primeiro caminho contínuo de grãos mecanicamente ligados, demarcando assim o tempo zero. A Fase 4, ou período de desaceleração, é caracterizada pelo aumento dos valores de velocidade, porém com uma taxa de crescimento menor. Já na Fase 5, ou fase de estabilização, as variações são menores, e o valor da velocidade tende a se estabilizar [34]. Na Tabela 6 são apresentados os valores obtidos para o tempo zero dos nove microconcretos estudados.

Tabela 6: tempo zero obtido pelo ensaio de propagação do pulso ultrassônico.

Mistura	Tempo zero (T_0)	% em relação ao traço de REF
REF	7h 54 min (474 minutos)	100%
PSA02	8h 12 min (492 minutos)	104%
PSA03	8h 48 min (528 minutos)	111%
NS1	4h 16 min (256 minutos)	54%
NS2	4h 20 min (260 minutos)	55%
PSA02-NS1	5h 24 min (324 minutos)	68%
PSA02-NS2	4h 59 min (299 minutos)	63%
PSA03-NS1	6h 11 min (371 minutos)	78%
PSA03-NS2	5h 07 min (307 minutos)	65%



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Efeito da adição de PSA:

Ao observar a tabela acima, nota-se que a adição de polímero superabsorvente causa um aumento no valor do tempo zero das misturas, em 4% e 11%, para os traços PSA02 E PSA03, respectivamente. O atraso no tempo de pega devido ao PSA pode estar relacionado com um aumento das partículas floculadas de cimento, ao mesmo tempo que o acréscimo de água para cura interna provoca o afastamento das partículas de cimento umas das outras [8]. Este comportamento também foi verificado nas pesquisas de Manzano [10], Moraes e Cerqueira [19] e Suarez [3]. Dudziak e Mechtcherine [35] também constataram que a adição de PSA afetou o T_0 em concretos de ultra-alto desempenho (HPC). Eles estudaram um teor de 0,4% de determinado PSA, e relataram um aumento de 1h40min no tempo zero em relação a mistura de referência, o que representa aproximadamente 20% de aumento [35].

Efeito da adição de NS:

A nanossílica teve efeito reverso, uma vez que diminuiu o tempo zero para 54% e 55%, nos traços NS1 e NS2, respectivamente. Para a maioria dos trabalhos, à medida que a nanossílica é adicionada à mistura, o tempo de pega é reduzido, a taxa de liberação de calor aumenta, o CH reage com a nanossílica e as misturas se mostram mais consistentes. A NS não só se comporta como agentes para melhorar a microestrutura, mas também, como um ativador para acelerar as reações pozolânicas do compósito [36]. Também atua como pontos de nucleação, promovendo a aceleração das reações de hidratação do cimento, e como agentes de ativação das atividades pozolânicas, o que causa uma redução considerável no tempo zero. Além disso, a NS acelera o consumo de C_3S , a formação de portlandita (pequenos cristais de CH) e grupos homogêneos de C-S-H, favorecendo, assim, o surgimento do primeiro caminho sólido de grãos mecanicamente ligados [38].

Em estudo anterior, concluiu-se que o aumento do teor de nanossílica causa uma diminuição significativa no tempo de pega, de 61% e 37%, usando teores de 1 e 2% de nanossílica. Este comportamento está relacionado com a aceleração das reações de hidratação, proporcionadas pelas nano partículas altamente reativas e com elevada superfície específica. Os resultados apresentados pelos autores mostram que é possível estabelecer uma relação entre o tempo zero e o tempo para o início do período de aceleração da hidratação do cimento, pois a queda do tempo de pega está relacionada com uma diminuição proporcional no tempo necessário para atingir a máxima temperatura de hidratação [37].

Ainda não foi estabelecido se a hidratação mais rápida na presença de NS é devido à sua atividade pozolânica ou à elevada área superficial. Além disso, nota-se a maior presença de hidróxido de cálcio (CH) nas amostras com NS. O rápido crescimento dos cristais de CH ocorre no final do período de indução e sugerem que a precipitação de CH está relacionada com o início da fase de aceleração e, consequentemente, com o tempo de pega [39].

Efeito do uso combinado de PSA e NS:

As misturas contendo as duas adições também apresentaram redução no T_0 , sendo o efeito da NS muito mais pronunciado que o efeito do PSA. Este comportamento era esperado, uma vez que a porcentagem de redução causada pela NS (da ordem de 45%) é bem mais pronunciada que o aumento promovido pelo PSA (aproximadamente 8%, em média). No entanto, os traços contendo as duas adições obtiveram resultados maiores que as misturas contendo apenas NS (aumento de 14 e 24%, para os traços PSA02-NS1 e PSA03-NS1, quando comparados com a mistura NS1; e aumento de 8% e 10% para os traços PSA02-NS2 e PSA03-NS2, em relação à mistura NS2), o que nos leva a concluir que a adição de PSA teve, na presença de NS, aproximadamente o mesmo efeito que nos traços contendo apenas PSA. Ou seja, a adição de PSA aumenta o tempo zero mesmo nos traços contendo NS.

Efeito do aditivo superplastificante:

Tritnik e Gams [34] acrescentam que diferentes dosagens de superplastificante podem influenciar significativamente o valor do tempo zero, uma vez que é sabido que este aditivo tem capacidade de diminuir a cinética da hidratação, fazendo com que as reações ocorram mais lentamente, o que causa um incremento no tempo de pega.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Quanto ao método de ensaio do pulso ultrassônico, conclui-se que a metodologia utilizada fornece resultados satisfatórios para determinação do tempo de pega de concretos de alta resistência, resultados estes que possuem uma



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



boa correlação com o tempo de desenvolvimento da curva de calor de hidratação, e estão condizentes com demais pesquisas realizadas anteriormente.

Ainda, é possível notar que: a adição de polímeros superabsorventes (PSA) causa um incremento no tempo zero do material; a adição de nano partículas tem o efeito de diminuir o tempo de pega dos microconcretos; o teor de aditivo superplastificante também causa efeito no tempo de pega do material, de forma que mascara os resultados, fazendo com que não sejam tão evidentes quanto parecem.

1.12 Sugestões para futuras pesquisas

De acordo com os resultados obtidos, sugere-se que:

Seja avaliada a interferência do teor de aditivo superplastificante, por meio de ensaios na mistura de referência e variando apenas o teor de SP;

Realização de nova bateria de ensaios com teor de aditivo superplastificante constante, de forma a avaliar exclusivamente os efeitos do teor de PSA e NS, sem a interferência do teor de SP;

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade de Brasília, pela oportunidade; ao Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM/UnB); à FURNAS Centrais Hidroelétricas S.A., pela parceria na realização desta e diversas outras pesquisas desta universidade; ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás (IFG), pelo auxílio financeiro; e aos fornecedores e parceiros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Aitcin, P. C., "High-performance concrete". 1998. 624p. London: E&FN Spon.
- [2] Lopes, A. N., "Mitigação da retração autóloga em concretos de alta resistência contendo aditivo redutor de retração e seus efeitos na macro e microestrutura". *Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, 2011. 281p.
- [3] Suarez, M. L., "Polímeros Super Absorventes (PSA) como agente de cura interna para prevenir fissuração em concretos de alta resistência". *Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília (PECC)*. Brasília, 2015. 82p.
- [4] Jensen, O. M.; Hansen, P. F., "Water-entrained cement-based materials I. Principles and theoretical background". *Cement and Concrete Research*. Vol. 31. 2001. 647-654p.
- [5] Kumm, T. C., "Influência do emprego de polímeros superabsorventes nas propriedades de materiais à base de cimento Portland". *Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina*. Florianópolis, 2009. 160p.
- [6] Pereira, D. F.; Matos, V. N., "Combate à retração autóloga utilizando polímeros superabsorventes". *Monografia de Projeto Final de Curso, Universidade de Brasília (ENC)*. Brasília, 2011.
- [7] Claro, G. P.; Saraiva, L. M., "Contribuição ao estudo da retração autóloga em concretos de alta resistência". *Monografia de Projeto Final de Curso, Universidade de Brasília (ENC)*. Brasília, 2013.
- [8] Ordoñez, S. L., "Mitigação da retração autóloga em microconcretos de alta resistência com adição de polímeros superabsorventes e aditivo redutor de retração". *Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília (PECC)*. Brasília, 2013. 178p.
- [9] Traldi, C. L.; Aguirre, L. M., "Polímero superabsorvente (PSA) como agente de cura interna para prevenir fissuração em microconcretos de alta resistência devido à retração autóloga". *Monografia de Projeto Final de Curso, Universidade de Brasília (ENC)*. Brasília, 2013. 177p.
- [10] Manzano, M. R., "Estudo experimental de microconcretos de alta resistência modificados com polímeros superabsorventes (PSA)". *Qualificação de doutorado, Universidade de Brasília (PECC)*. Brasília, 2014. 109p.
- [11] Santos, T. A. C., "Estudo da Adição de Polímero Superabsorvente e Nano Partículas de Sílica para Melhorar as Propriedades dos Concretos de Alto Desempenho". *Qualificação de mestrado, Universidade de Brasília (PECC)*. Brasília, 2015. 134p.
- [12] Silva, E. F., "Variações dimensionais em concretos de alto desempenho contendo aditivo redutor de retração". *Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro, 2007. 358p.
- [13] Lura, P., "Autogenous Deformation and internal curing of concrete". *Doctoral Thesis, Delft University of Thecnology*. Delft, 2003.
- [14] Friedrich, S. V., "Superabsorbent polymers (SAP)". In: Mechtcherine, V. (Ed.), *State of the art report of RILEM technical committee 225-SAP*. France, 2012.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [15] Assmann, A., “Physical properties of concrete modified with superabsorbent polymers”. *Doktor Thesis, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart*. Stuttgart, Germany, 2013.
- [16] Mechtcherine, V.; Dudziak, L.; Hempel, S., “Mitigating early age shrinkage of Ultra-High Performance Concrete by using Super Absorbent Polymers (SAP)”. In: Tanabe, T. *et al.* (Eds.), *90 Creep, 44 Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures - CONCREEP-8*. London, 2009.
- [17] Igarashi, S.; Watanabe, A., “Experimental Study on Prevention of Autogenous Deformation by Internal Curing Using Super-Absorbent Polymer Particles”. In: Jensen, O. M., Lura, P.; Kovler, K. (Eds), *RILEM Proc. PRO Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*. Vol. 52. France, 2006. 77-86p.
- [18] Craeye, B.; De Schutter, G., “Experimental evaluation of autogenous shrinkage by means of a vertical dilatometer for concrete”. In: Jensen, O. M., Lura, P.; Kovler, K. (Eds), *RILEM Proc. PRO Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation*. Vol. 52. France, 2006. 21-30p.
- [19] Moraes, B. J.; Cerqueira, C. M., “Determinação do tempo zero de microconcretos de alta resistência contendo polímeros superabsorventes utilizando a técnica do ultrassom”. *Monografia de Projeto Final de Curso, Universidade de Brasília (ENC)*. Brasília, 2014.
- [20] Neville, A. M., “Propriedades do concreto”. 2ª Ed. PINI. São Paulo, 1996.
- [21] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J., “Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais”. 3ª Ed. IBRACON. São Paulo, 2008.
- [22] Gleize, P. J., “Nanotecnologia e materiais de construção”. In Isaia, G. C. (Ed.), *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais* 2ª Ed., Vol. 2. IBRACON. São Paulo, 2007. 1712p
- [23] Sobolev, K.; Sanchez, F., “Nanotechnology in concrete – A review”. *Construction and Building Materials*, Vol. 24. 2010. 2060–2071p.
- [24] Kong, D. *et al.*, “Influence of nano-silica agglomeration on fresh properties of cement pastes”. *Construction and Building Materials*. Elsevier, 2013.
- [25] Deutsches Institut für Normung - DIN. “Testing of mortars containing mineral binders; freshly mixed mortars containing aggregates of dense structure (heavy aggregates); determination of consistence, bulk density and air content”. Germany: 1982.
- [26] Mechtcherine, V.; Reinhardt, H. W., “Application of superabsorbent polymer (SAP) in concrete construction: state of the art report technical committee TC-225-SAP.” Springer. London, 2007.
- [27] Reinhardt, H. W.; Grobe, C.U.; Herb A. T., “Ultrasonic monitoring of setting and hardening of cement mortar – a new device”, *Materials and Structure*, v. 33. 2000. 580-583p.
- [28] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 8522: Concreto - determinação do módulo estático de elasticidade à compressão”. Rio de Janeiro, 2011.
- [29] Silva, E. F. *et al.*, “Técnica da propagação de pulso ultrassônico para determinação do t0 de concretos de alta resistência contendo aditivo redutor de retração”. In: *Anais 6º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia*. Maputo, Moçambique, 2011.
- [30] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - preparo da mistura e determinação do índice de consistência”. Rio de Janeiro, 2005.
- [31] American Society for Testing and Materials – ASTM, “C780: Standard test method for preconstruction and construction evaluation of mortars for plain and reinforced unit masonry”. Philadelphia, 2014.
- [32] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR NM 47: Concreto - determinação do teor de ar em concreto fresco - método pressométrico”. Rio de Janeiro, 2002.
- [33] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, “NBR 13278: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado”. Rio de Janeiro, 2005.
- [34] Trtnik, G.; Gams, M., “Recent advances of ultrasonic testing of cement based materials at early ages”. *Ultrasonics*, Vol. 54. 2014. 66-75p.
- [35] Dudziak, L.; Mechtcherine, V., “Mitigation of volume changes of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) by using Super Absorbent Polymers”. *Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*. 2008.
- [36] Scrivener, K. L.; Kirkpatrick, R., “Innovation in use and research on cementitious material”. *Cement and Concrete Research (Special Issue - 12th International Congress on the Chemistry of Cement)*, Vol. 38. 2008. 128–136p.
- [37] Senff, L. “Efeito da adição de micro e nanossilica no comportamento reológico e propriedades no estado endurecido de argamassas e pastas de cimento”. *Tese de doutorado, UFSC*. Florianópolis, 2009.
- [38] Aleen, S. A.; Heikal, M.; Morsi, W. M., “Hydration characteristic, thermal expansion and microstructure of cement containing nano-silica”. *Construction and Building Materials*, Vol. 59, 2014. 151-160p.
- [39] Björnström, J. *et al.*, “Accelerating effects of colloidal nano-silica for beneficial calcium–silicate–hydrate formation in cement”. *Chemical Physics Letters*, Vol. 392, 2004. 242-248p.



**DIAGNÓSTICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NO REVESTIMENTO FULGET
DA FACHADA DO CENTRO DE COMBUSTÍVEIS DA UFRGS**

A. PAIM

Profissão Arquiteta e Urbanista
e-mail alebhp@gmail.com

A. ANDRADE

Profissão Arquiteta e Urbanista
e-mail amandacoffiandrade@gmail.com

C. POLI

Profissão Arquiteta e Urbanista
e-mail claudiapoli@gmail.com

G. CECHIN

Profissão Engenheira Civil
e-mail gabrielacechin@gmail.com

J. ALMEIDA

Profissão Engenheiro Civil
e-mail jasscarnival@gmail.com

R. ROJAS

Profissão Engenheira Civil
e-mail rosangelrojasa@hotmail.com

A. MASUERO

Profissão Engenheira Civil
Email angela.masuero@ufrgs.br
UFRGS, RS, Brasil

RESUMO

A evolução da tecnologia dos materiais e dos projetos resulta em edificações cada vez mais leves e esbeltas. Esse fato, aliado com a rapidez na execução, faz com que ocorra o surgimento de manifestações patológicas em idades precoces, ocasionando a diminuição da vida útil da edificação. É nesse sentido que este trabalho objetiva a caracterização das diferentes manifestações patológicas de fachadas e a identificação das técnicas adotadas na construção de um prédio de propriedade da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), localizado em Porto Alegre/RS. Ainda, o presente estudo enfatiza as possíveis causas dessas manifestações e dá sugestões de intervenções, a fim de garantir o desempenho e a extensão da vida útil, especificamente, do revestimento fulget, o qual é resultado da combinação de cimento, aditivos e granulados de pedras naturais. A metodologia consistiu em averiguação em campo, através de análise visual (registro fotográfico, identificação de manifestações patológicas e medição de fissuras), termografia, levantamento por percussão (até 1,70 m de altura) e ensaio de absorção de água (CSTC- NIT 224 – Método do “Cachimbo”). Após os levantamentos em campo, foram compilados os dados de cada fachada e verificou-se que 77% do total da área de fachada do edifício apresentam alguma manifestação patológica, sendo que 62% da fachada possui revestimento com fulget. Na inspeção visual, determinou-se que a área com o revestimento em questão mostra, em quase toda a extensão sintomas de abaulamentos, e a área ensaiada no teste de percussão apresentou som cavo em quase a totalidade dos sítios, o qual foi corroborado pelo ensaio de emissividade térmica (termografia).

Palavras-chave: Manifestações patológicas, levantamentos, fulget, revestimento, fachada.

ABSTRACT

The evolution of technology of materials and designs results in buildings increasingly light and slender. This fact, associate with the speed of execution, it make happens the appearance of pathological manifestations at an early age, causing a decrease in the service life of the building. In this sense, this work aims to characterize the different pathological manifestations in facades and to identify techniques used to build a building owned by the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), located in Porto Alegre / RS. Furthermore, the present study highlights the possible causes of these manifestations and gives suggestions of interventions in order to guarantee the performance and service life extension, specifically, the fulget coating which is a result of the cement mix, additives and granulated natural stones. The methodology consist of the examination in the field, through visual analysis (photographic record, identification of pathological manifestations and measurement of cracks), thermography, survey by percussion (up to 1.70 m height) and by water absorption test (NIT CSTC- 224). After the field surveys, the data of each facade were compiled and it was found that 77% of the total building facade area have some pathological manifestation, and 62% of the facades has coat with fulget. In visual inspection, it was determined that the area with the coating in question shows in almost the entire length symptoms of cambers, and assayed area in the percussion test showed hollow sound in almost all of the sites which was confirmed by Thermal Emissivity Test (thermography).

Keywords: pathological manifestations, surveys, fulget, coating, facade.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A crise e a escassez de recursos que tem acompanhado o setor público, nos últimos tempos, e a necessidade de executar obras em prazos sempre menores, aliado às deficiências de mão de obra, tem provocado uma piora na qualidade das edificações, como demonstram as várias manifestações patológicas que podem ser observadas na maioria dos edifícios públicos [1].

Essas manifestações podem provocar não somente o descontentamento nos usuários desses prédios, pelo aspecto estético ou receio de um possível comprometimento da edificação, como também pode por em risco a vida dos usuários, a partir do momento que estas manifestações podem, em altura, assumir queda livre, ou propiciar proliferações fúngicas e bacterianas que podem elevar riscos respiratórios.

O CECOM (Centro de Combustíveis, Biocombustíveis, Lubrificantes e Óleos) constitui-se um setor de atividade do Instituto de Química da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O prédio que abriga o CECOM localiza-se na Av. Bento Gonçalves, 9500, Setor 6, Prédio 43.800, no Bairro Agronomia, em Porto Alegre, Rio Grande do Sul.

O presente trabalho pauta-se no estudo das manifestações patológicas existentes no revestimento de fachada do tipo fulget dessa edificação. O relatório exposto neste trabalho foi realizado pela turma de Patologia das Edificações, disciplina do curso de mestrado acadêmico em engenharia civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul sob a orientação da Prof. Dra. Angela Borges Masuero.

2. CARACTERIZAÇÃO

2.1 Insolação

Todas as fachadas passam por pontos de insolação e sombreamento ao longo do dia, sendo expostas a diferentes tipos de variações climáticas.

A fachada sudoeste é a mais sombreada, pois recebe muito pouco sol no inverno. Recebe insolação apenas nas primeiras horas da manhã e nas últimas horas da tarde, causando alguns problemas como a umidade e mofo, por exemplo. As orientações nordeste e noroeste, por sua vez, têm características similares em termos de insolação, embora em momentos diferentes do dia. As fachadas voltadas para nordeste recebem sol pela manhã, do nascente ao meio-dia. Nas fachadas voltadas para noroeste, ocorre o contrário: recebem sol pela tarde (do meio-dia ao ocaso). Em geral, ambientes voltados para oeste tendem a ser mais quentes do que os voltados para o leste, apesar de receberem o mesmo número de horas de sol, porque recebem sol no momento em que a inércia térmica proveniente da noite anterior (frescor noturno) já foi vencida [2].

Essas situações de elementos no entorno, temperatura, umidade, insolação e sombreamento pelas quais o prédio do CECOM está submetido constituem-se, dentre outros fatores, como causas do surgimento de algumas manifestações patológicas, conforme pode ser verificado a seguir.

2.2 A Edificação

A estrutura da edificação é composta por vigas e pilares de concreto armado. As paredes de vedação são de alvenaria. A cobertura possui telhas de fibrocimento ocultas por uma platibanda que recebe capeamento metálico no corpo principal da edificação. Os volumes adicionados ao corpo principal da edificação não recebem capeamento na platibanda para proteger a alvenaria, fato que será objeto de análise posterior.



Figura 1: Foto da fachada principal e do acesso principal



Figura 2: Foto da fachada principal marcado por volume arredondado sem capeamento

As paredes externas possuem, aproximadamente, 20cm de espessura, sendo utilizados três diferentes acabamentos nos revestimentos externos: plaqueta cerâmica, fulget e aplicação de pintura sobre reboco.



Figura 3: Especificação de revestimentos externos

A edificação encontra-se atualmente com diversas manifestações patológicas em todas as fachadas.

3 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

As edificações estão sujeitas a uma grande variedade de ações devidas a fenômenos de origem natural ou à própria condição de utilização [3], sendo que, de acordo com [4], externamente, a construção sofre a ação dos ventos, chuvas, luz, calor, emissões gasosas, vibrações e variações térmicas e de umidade, e também, internamente, os efeitos da ventilação (ar quente e frio), umidade e condensação. Isto é, as edificações estão expostas a diferentes tipos de degradação, o que resulta em danos e manifestações patológicas.

3.1 Fissuras e Trincas

Os edifícios, geralmente, apresentam inúmeras manifestações patológicas, sendo algumas com maior ou menor significância e com diferentes consequências. [5] destaca a fissura como sendo a mais importante no momento da verificação devido a três aspectos essenciais: o aviso de algum estado severo e perigoso na estrutura, o comprometimento do desempenho da obra em estado de utilização e o constrangimento psicológico que a fissuração exerce sobre os usuários.

Quanto à definição, existem muitas divergências e formas de classificação, mas, de acordo com [6], os autores definem as fissuras como as aberturas com menos que 0,5 mm de espessura, e as trincas como aquelas com medidas iguais ou superiores a 0,5 mm. De outra forma, [7] defendem uma divisão e conceituação diferentes: microfissuras, abrangendo as aberturas inferior a 0,2 mm; fissuras, para as medidas entre 0,2 e 2 mm, e como gretas as aberturas com mais de 2 mm.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Além dessa classificação quanto à abertura, podemos classificar também quanto à atividade (ativas ou estabilizadas), forma (isoladas e disseminadas), causas (sobrecargas, retração/expansão, recalque de fundações, entre outros) e também direção (horizontal, vertical e diagonal).

Neste trabalho, o enfoque principal de revisão bibliográfica será em fissuras e trincas com maior ocorrência, relacionado-as às causas:

1. Fissuras causadas por reações químicas: fissuras causadas por reações químicas são predominantemente horizontais e ocorrem pela expansão da junta da argamassa provocada pela alteração química indesejável dos materiais constituintes [5]. De acordo com [8], é comum existirem sais solúveis em excesso que podem sofrer reações expansivas na cristalização, resultando em fissuras, sendo a hidratação retardada da cal um exemplo disto. Conforme [5], as fissuras ocorrerão preferencialmente no tipo das paredes onde a influência do peso próprio é menor.
2. Fissuras causadas por sobrecargas em torno de aberturas: fissuras por sobrecargas em torno de aberturas ocorrem em paredes de alvenaria descontínuas, com uma ou mais aberturas, submetidas a carregamentos de compressão excessivos e têm como característica a formação das mesmas a partir dos vértices de aberturas [5]. As fissuras decorrentes destas concentrações ocorrem principalmente quando não são executadas vergas e/ou contra-vergas, elas não apresentam o transpasse necessário (mínimo de 30 cm).
3. Fissuras causadas por movimentações higroscópicas: é importante ressaltar que a quantidade de água absorvida através de um determinado material está relacionada diretamente com a porosidade e capilaridade, sendo que a força de sucção, provocada pelo efeito da capilaridade, é inversamente proporcional à espessura dos poros abertos. Dessa maneira, quanto menor a espessura dos poros, maior a tendência de sucção. O material de construção, ao ter os poros totalmente preenchidos com água, expande o volume e contrai à medida que perde água por evaporação, ocasionando, através do aumento/diminuição por higroscopicidade, a fadiga do material e o desenvolvimento de fissuras [5].
4. Fissuras causadas por retração de produtos a base de cimento: são as fissuras ocasionadas por retrações do revestimento argamassado quando fresco e endurecido, sendo que essas retrações são decorrentes de fatores como retração química entre cimento e água e retração por secagem de água excedente empregada na preparação da argamassa (a evaporação gera forças capilares equivalentes à compressão, resultando em redução de volume e fissuras) [5].

3.2 Descolamento e Deslocamento do Revestimento de Argamassa Decorativa Cimentícia (Fulget)

Segundo [9], o revestimento de fulget pertence à família de massas, onde se inclui a massa de quartzo e a granilha, sendo sua base cimentícia, com adições de minerais, cal, óxido de ferros e pigmentos. Esse revestimento não possui padronização ou normas que regulamentem a fabricação da massa, mas possui diferentes pedras (mármore, granitos naturais, calcários, arenitos, quartzos, etc.) e cimento.

O fulget apresenta-se como alternativa aos revestimentos tradicionais, mas exige cuidados com a aplicação e com a adoção de juntas de dilatação. O material apresenta espessura média entre 8 mm e 10 mm e é aplicado com desempenadeira e é, depois, compactado. Antes da secagem completa, recebe um jateamento de água, para retirar o excesso de cimento, fazendo com que os grãos fiquem expostos na superfície [10].

De acordo com [11], a camada de emboço tem um importante papel no desempenho do conjunto de camadas. É a camada de revestimento de argamassa que recebe a camada de acabamento e tem como função a regularização da superfície. Deve também possuir a capacidade de distribuir e absorver tensões das movimentações diferenciais que ocorre entre a camada de revestimento cerâmico e a base.

A norma NBR 13749 [12] indica as espessuras admissíveis de revestimentos internos e externos para cada emboço e camada única, conforme a Tabela 1.

Tabela 31 - Espessura do revestimento segundo a NBR 13749:2013

Revestimento	Espessura (mm)
Parede interna	$5 \leq e \leq 20$
Parede externa	$20 \leq e \leq 30$
Tetos interno e externo	$e \leq 0,20$

A espessura total do conjunto “reboco, emboço e revestimento decorativo”, segundo a norma, não deve ultrapassar 20 mm de espessura. Esse tipo de revestimento requer a aplicação sobre um emboço sarrafeado e bem rugoso, para que tenha boa aderência [10].



Figura 4:44 Deslocamento do Revestimento de Fulget

O revestimento do tipo Fulget possui alta porosidade em sua superfície, permitindo uma significativa penetração de água em seu interior, o que pode levar a manifestações patológicas, como descolamentos e possíveis destacamentos do revestimento. Segundo [13], a absorção de água, na forma líquida ou de vapor, ao contrário da simples absorção de água retida apenas nos poros do material, provoca modificações na sua própria estrutura, com aumento de volume, causando o fenômeno da dilatação higroscópica.



Figura 5:45 Descolamento na interface emboço/revestimento



Figura 6:46 Deslocamento do fulget

[13] afirma, ainda, que o descolamento é um problema causado pelo incremento da deficiência na aderência das ligações entre as camadas que constituem o sistema de revestimento. O mesmo ocorre ao longo do tempo e não está associado, necessariamente, à queda imediata do revestimento. Inicia-se com a ruptura na interface entre camadas, como mostra a Figura 5, e com a formação de bolsões que se propagam, tornando o sistema de revestimento instável estruturalmente. A manifestação patológica nunca é atribuída a uma única causa. Geralmente, é resultante da combinação de vários fatores.

3.3 Umidade

A presença de água é responsável por grande parte dos danos verificados em edificações, tanto nas históricas quanto nas contemporâneas, sendo o principal veículo para alguns mecanismos de deterioração [14]. A água é um fator de degradação que interfere na durabilidade dos revestimentos de fachada [15]. [16] também afirma que a umidade é a causa ou o meio necessário para a grande maioria das patologias em construções.

Os efeitos da umidade na construção podem apresentar-se das seguintes formas: proliferação de colônias de fungos e bactérias que causam danos à saúde; degradação das fachadas, envelhecendo prematuramente a construção; danos à estrutura, ocasionando corrosão das ferragens, que, ao aumentar seu tamanho em até oito vezes, pressiona o concreto que protege a ferragem até descolar e a deixar aparente; surgimento de arbustos nas fachadas, telhados, pilares, calhas, etc., descolamento das argamassas de revestimento, deixando a alvenaria aparente que vai se deteriorar ainda mais com as águas projetadas pela chuva e pela ação dos ventos [17].

De acordo com [14] as causas da presença de umidade nas edificações estão relacionadas com:

- a) Umidade ascensional proveniente do solo;
- b) Absorção e penetração da água da chuva (também chamada de umidade de infiltração);
- c) Umidade de condensação;
- d) Umidade devido à higroscopicidade dos materiais;
- e) Umidade incorporada durante o processo de construção;
- f) Umidade acidental.

3.4 Depósitos Salinos

Os depósitos de sais são conhecidos como eflorescências e são divididos em dois grandes grupos: criptoflorescências (ou subflorescências), que são as eflorescências internas não visíveis e também as eflorescências [18]. Segundo [13], as eflorescências são definidas como depósitos de sais, principalmente, alcalinos e alcalino-terrosos, presentes na superfície de alvenarias ou revestimentos, provenientes da migração de sais solúveis presentes nos materiais ou até mesmo componentes da alvenaria. Além disso, de acordo com [19], o fenômeno é caracterizado pela formação de uma substância de aparência cristalina ou filamentosa, geralmente, de cor esbranquiçada e que aflora à superfície, alterando o aspecto visual.

A origem da eflorescência, conforme [20], é encontrada em argilas e tijolos crus. Os sais são consolidados, permanentemente, por cocção ou por temperatura elevada durante a fabricação. As eflorescências são diferenciadas por: secagem (produzidas pela ação do ar livre nas argilas antes de serem moldadas), secador (produzida pela ação do ar industrial contaminado por argilas tratadas mecanicamente) e de forno (eflorescências de secador consolidadas). O fenômeno necessita de algumas condições para ocorrência, tais como: infiltração de água, presença de sais solúveis, possibilidade de evaporação e alto índice de absorção dos materiais, podendo ser evitado com a eliminação de qualquer um destes fatores [21].

Em relação às consequências, o tipo de dano, material, estético ou associado à umidade, que a eflorescência pode causar aos materiais porosos, depende, em grande parte, da profundidade da cristalização. Quando a cristalização ocorre na superfície (eflorescência) pode causar anomalias estéticas, maior infiltração de água e condições insalubres com irrisória desagregação de material. Em contrapartida, quando ocorrerem tensões internas (criptoflorescência) podem causar danos materiais e desprendimento de revestimento [22].

No presente trabalho, podemos verificar a presença de eflorescência em revestimentos cerâmicos na fachada, conforme as figuras 8 a 11.



Figura 7: Foto panorâmica da fachada



Figura 8: Locais de instalação dos ar condicionados na fachada sudoeste – detalhes e danos associados



Figura 9:47 Locais de instalação dos ar condicionados na fachada sudoeste – detalhes e danos associados



Figura 10:49 Locais de instalação dos ar condicionados na fachada nordeste – detalhes e danos associados



Figura 11:48 Locais de instalação dos ar condicionados na fachada sudeste – detalhes e danos associados

4. METODOLOGIA

O trabalho foi realizado através de etapas iniciadas em sequência. Entretanto, as suas durações foram sobrepostas. A Figura 12 apresenta a identificação dessas diferentes fases.

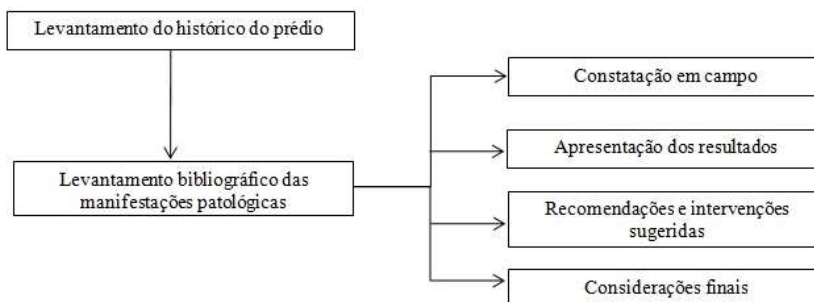


Figura 12: Identificação das etapas da pesquisa

A metodologia adotada para este projeto de pesquisa foi dividida em seis etapas, sendo cada uma delas descritas a seguir.

4.1 Levantamento do histórico do prédio

Foram efetuadas a caracterização do entorno e do terreno da edificação e foram levantadas as características e as divisas de cada uma das posições solares das fachadas, sendo elas a noroeste, a nordeste, a sudoeste e a sudeste. Além disso, nesta etapa, foi realizada a caracterização da edificação e do revestimento e foi estudado o histórico do local desde a data da concepção do projeto para a construção do prédio.

4.2 Levantamento bibliográfico das manifestações patológicas

Foram realizadas pesquisas em publicações constituídas por trabalhos científicos nacionais e internacionais (artigos publicados em congressos e revistas científicas, dissertações e teses), a fim de esclarecer sobre as principais falhas observadas e levantadas no prédio em estudo, sendo elas: manchas por umidade, descolamentos e deslocamentos, entre outras.

4.3 Constatação em campo

A constatação em campo compreendeu levantamentos e ensaios, sendo eles: levantamento por análise visual, termografia, percussão e ensaio de absorção de água.

4.3.1 Levantamento por análise visual

O levantamento por análise visual constitui-se na identificação das manifestações patológicas presentes na fachada. Embora seja uma ferramenta simples, é de grande importância, visto que registra os danos existentes e que deve ser realizada de forma sistemática, sendo necessário fazer a inspeção da totalidade das fachadas da construção.

Essa análise conteve diferentes etapas, como o registro fotográfico, a identificação de manifestações patológicas e a medição de fissuras, comprimento e espessura, com fissurômetro. Foram analisados, além dos grandes painéis de revestimento de fachada, também os pontos críticos, como o topo do prédio, mudanças de plano, detalhes de fachada, cantos de esquadrias, juntas de dilatação, algerozes, pingadeiras, tubulações de água pluvial e de ar condicionado. No registro fotográfico, todas as fachadas foram fotografadas de forma sistemática, capturando-se uma imagem geral que possibilita a localização das manifestações patológicas, e então fotografando em *zoom*, mais aproximadamente, as anomalias encontradas.

As manifestações patológicas e suas respectivas dimensões foram identificadas e localizadas em uma imagem impressa da fachada com posterior digitalização em plantas no software AutoCAD, sendo criada uma legenda conforme apresentado na Figura 13.



Figura 13: Legenda utilizada para representar as manifestações patológicas nos desenhos das fachadas

4.3.2 Levantamento por termografia

A termografia é uma técnica não destrutiva que tem por objetivo analisar o perfil de temperaturas na superfície do corpo, tornando possível detectar regiões na superfície do corpo que apresentem uma diferença de temperatura em relação ao restante do corpo, indicando, dessa forma, a possibilidade de defeitos nessa superfície ou abaixo dela [23]. Além disso, pode ser utilizada para detectar agentes ocultos responsáveis por patologias visíveis, mas, principalmente,

como instrumento de engenharia preventiva. Nesse caso, é possível localizar anomalias não aparentes em fase inicial e definir as intervenções necessárias para evitar danos maiores às edificações [24]. O equipamento utilizado para avaliação da totalidade das fachadas foi o FlirT400, de acordo com informações do fabricante.

4.3.3 Levantamento por percussão

Para verificação das condições de aderência do revestimento, é realizado o ensaio percussão sobre a superfície. Esse ensaio, não normalizado, consiste na aplicação de impactos leves com martelo de cabeça de borracha, verificando se ocorrem sons cavos (“ocos”). Optou-se por realizar o ensaio apenas nas zonas alcançáveis, até 1,70 metros, a partir do nível do térreo, e com intervalos de até 10 cm na vertical e na horizontal.

Na execução deste procedimento, foram impressas as fachadas do prédio em folha A3 e, durante a percussão, outro membro da equipe registrava, nos desenhos, as zonas descoladas identificadas. Posteriormente, digitalizaram-se tais desenhos, com o auxílio do software AutoCAD. Por indisponibilidade dos usuários da edificação, a fachada nordeste não pode ser ensaiada com percussão. A Figura 14 (a) mostra a execução deste levantamento.

4.3.4 Ensaio de absorção de água

De forma a avaliar o desempenho dos revestimentos quanto à ação da água líquida sob baixa pressão, foi utilizado o método proposto pelo CSTC - NIT 224, popularmente conhecido como “Método do Cachimbo”. Esse ensaio mede a permeabilidade e a absorção de água da superfície e constitui-se de um tubo de vidro em formato de “L”, com gradação em décimos de ml, que varia de 0,0 ml a 4,0 ml, com uma borda plana circular no fundo, que é fixada na superfície do revestimento, com massa de calafetar para evitar a perda de água [25].

Na edificação analisada, foram fixados 8 tubos, sendo 4 sobre o revestimento do tipo fulget (2 tubos centralizados e 2 tubos nas juntas) e 4 sobre as plaquetas cerâmicas (2 tubos centralizados nas plaquetas e 2 tubos nas juntas de assentamento) com realização de leituras minuto a minuto até o total de 15 minutos. Neste trabalho, serão considerados apenas os resultados do fulget.

É importante ressaltar que o método foi aplicado somente na fachada noroeste, considerada, após análise inicial, como a fachada com maior presença de manifestações patológicas. A Figura 14 (b) mostra a execução desse ensaio.



Figura 14: (a) Levantamento de percussão em fachada (b) Ensaio de absorção de água

4.4 Apresentação dos resultados

Nesta etapa, são apresentados, qualitativamente e quantitativamente, os resultados para cada levantamento e ensaio, separadamente por fachada, com análise das causas, localizações e possíveis consequências das anomalias.

4.5 Recomendações e intervenções sugeridas

Neste item, são apresentadas propostas de intervenções, a fim de recuperar as anomalias, juntamente com o acervo fotográfico das manifestações patológicas, resultado da inspeção visual, e são exibidas as prováveis causas relacionadas à ocorrência do dano.

5 RESULTADOS

A inspeção predial do Centro de Combustíveis, Biocombustíveis, Lubrificantes e Óleos (CECOM) foi dificultada pelos responsáveis pela edificação. Por essa razão, não foi permitido realizar todos os ensaios previstos inicialmente, para poder proceder à análise completa das manifestações patológicas do edifício.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Apesar da inspeção condicionada, foi possível observar uma ampla variedade de problemas, onde 77% do total da área de fachada do edifício apresenta alguma manifestação patológica. Dessa forma, os resultados aqui apresentados estão baseados nos testes realizados, podendo ser conservadores frente ao risco real que a edificação apresenta.

Cada fachada apresenta tipos e quantidades de manifestações patológicas diferentes, sendo a de maior impacto visual o deslocamento do fulget, onde o maior risco é produzido pelo potencial colapso do material descolado, que só pode verificar-se com os ensaios de percussão e termografia. As causas possíveis dessa patologia associam-se à ausência ou má construção das juntas, à falta de aderência, à dilatação higroscópica da base ou à ausência de rugosidade da camada da base.

A vulnerabilidade da edificação ante o deslocamento ou descolamento do revestimento tipo fulget e o risco de acidente ou ferimento dos usuários são os problemas mais sérios detectados neste trabalho. O fulget constitui-se em 62% da área total revestida da edificação, localizando-se a uma altura de até 9,24 metros. 55% da fachada nordeste possui revestimentos tipo fulget, a sudoeste tem 57%, a noroeste 68% e a sudeste 81%.

Na inspeção visual, determinou-se que a área de fulget mostra, em quase toda a sua extensão, sintomas de abaulamentos, e a área ensaiada, no teste de percussão, apresentou som cavo em quase a totalidade dos locais, o que foi corroborado pelo ensaio de emissividade térmica.

Outras falhas presentes - e não menos importantes - são as fissuras verticais, originadas, possivelmente, pelo deslocamento do material por peso próprio ou pela expansão dos tijolos da alvenaria por absorção de umidade da chuva. Também foi encontrado desprendimento do selante, possivelmente, originado pela pouca capacidade de acomodação a movimentos bruscos por choque térmico, erros de projeto ou má qualidade do material.

6 INTERVENÇÕES SUGERIDAS

As intervenções sugeridas para recuperar as anomalias são:

1. Para as fissuras verticais no fulget, no canto do edifício, foi proposta a troca do material de revestimento, considerando a construção de desempenadeira de canto.
2. Para o deslocamento do fulget detectado pela separação do revestimento da base, pelos abaulamentos em quase a totalidade da área e pelo som cavo no ensaio de percussão, sugere-se a retirada total do revestimento e a construção de novo revestimento, considerando o uso de juntas.
3. Para o deslocamento do fulget detectado pela queda de placas de revestimento, pelos abaulamentos na direção dos selantes e pelo som cavo no ensaio de percussão na quase a totalidade do revestimento, sugere-se a retirada total do revestimento e a construção de novo revestimento, considerando o uso de juntas e a construção de pingadeiras.
4. Para o desprendimento dos selantes no fulget detectado pelo desprendimento ou queda de selante na parte superior da fachada, sugere-se o retiro e a colocação de um novo material, considerando o uso de juntas apropriadas.

Dependendo da magnitude dos danos, as propostas de reparação podem ser muito custosas. Por enquanto, a substituição total do revestimento todo, recomendado neste trabalho, pode representar a melhor opção.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os revestimentos das fachadas desempenham um papel importante na durabilidade e na proteção das edificações. A ocorrência de manifestações patológicas deve ser evitada logo na fase de projeto, e a execução dos elementos de fachada deve cumprir, rigorosamente, todos os itens de projeto. Além disso, a manutenção preventiva é indispensável para garantir a vida útil da edificação, e o detalhamento correto dos elementos construtivos, em projeto, diminui, significativamente, a probabilidade de ocorrência de falhas durante a execução - problema muito comum atualmente.

Quando se trata de revestimentos com pedras assentadas, como o fulget, o projeto deverá prever os gargalos possíveis, como zonas de estrangulamento causado por tensões excessivas, dimensionamento e posicionamento de juntas de



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



movimentação, dosagens e técnicas de execução, entre outros. Isso ajudará a evitar falhas nos revestimentos das fachadas.

Mas tão importante quanto o projeto é a qualidade da mão de obra e dos materiais, sem esquecer a adequada interação com outros projetos, já que muitas das vulnerabilidades detectadas nas fachadas poderiam ter sido solucionadas ao nível da concepção arquitetônica e estrutural.

Acrescem às condicionantes de projeto e de execução as adversidades climáticas de Porto Alegre, com um teor considerável de umidade no ar, devido à proximidade ao lago Guaíba e à grande amplitude térmica diária; condições agravadas em épocas extremas, no verão e no inverno, quando ocorrem ondas de frio e calor.

Em Porto Alegre, é comum o acontecimento de diversos climas em um curto período de tempo; os ciclos de umidade e de secagem das fachadas favorecem a proliferação de agentes degradantes dos materiais, o que origina um envelhecimento mais acelerado dos revestimentos com o surgimento de manifestações patológicas em maiores proporções. Além disso, a proximidade de CECOM com um curso de água altamente poluído constitui uma agravante para a durabilidade dos seus revestimentos de fachada.

Materiais de revestimento devem considerar não só características estéticas, mas também a durabilidade durante a vida útil, habitualmente de 25 anos. O fulgor é o resultado da combinação de cimento, aditivos e granulados de pedras naturais e, em condições normais, apresenta boa durabilidade visual que agrada a muitos. No entanto, a aplicação deve ser feita por firmas especializadas e requer cuidados especiais com a limpeza, pois a sua aspereza retém com maior facilidade a sujeira e a poluição. Por isso, é fundamental que seja corretamente tratado.

A deficiência nos materiais utilizados nos revestimentos de fachada, como, por exemplo, o uso de areia impura, com excesso de finos ou com teor considerável de mica, pode provocar efeitos de expansão, causados pela formação de produtos de oxidação, de hidratação ou de matéria orgânica, afetando a aderência do revestimento e produzindo manifestações patológicas como vesículas e desagregação do material. O uso de cal mal acondicionada ou armazenada por muito tempo aumenta os riscos de hidratação retardada do material.

Relativamente às técnicas utilizadas na inspeção do prédio, convém referir que o uso da termografia para a identificação de manifestações patológicas não substitui as técnicas tradicionais, mas pode ser utilizada como uma ferramenta auxiliar de verificação em tempo real, quando existe suspeita de danos ocultos no revestimento, detectados na inspeção visual ou no ensaio de percussão. Além de ser uma técnica simples, não destrutiva e rápida, existem fatores de interferência que devem ser considerados e controlados no ensaio, de forma a proceder a eventuais ajustes nos resultados obtidos e minimizar possíveis erros de interpretação das imagens. Fatores como condições térmicas do objeto e do meio, presença de reflexão, superfícies com diferentes acabamentos, presença de umidade no revestimento e condições de medição (emissividade adotada, temperatura do ar, distância entre a câmera e o objeto, ângulo de observação, entre outros) podem alterar a análise e conduzir a conclusões erradas. Dessa forma, os resultados da termografia devem ser encarados como informação complementar.

8. REFERÊNCIAS

- [1] OLIVARI, G. "Patologia em edificações". São Paulo: Brasport, 2003.
- [2] MASCARÓ, L. R. de. "Energia na edificação". Porto Alegre: Projeto Editores Associados, 1986.
- [3] BONIN, L.C; CARASEK, H.; CINCOTTO, M.A; SOUZA, U.EL. "Massa crítica pela qualidade". Técnica – Revista de Tecnologia da Construção, São Paulo, ano 8, n. 41, julho/agosto, 1999.
- [4] MASUERO, A.B. "Patologia das edificações: turma 2001". Porto Alegre: Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- [5] THOMAZ, E. "Trincas em edifícios: causas, prevenções e recuperação". Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Pini – IPT), São Paulo/SP, 1989.
- [6] SABBATINI, F. H.; Barros, M. M. S. B. "Recomendações para produção de revestimentos cerâmicos para paredes de vedação em alvenaria". São Paulo, Convênio EPUSP/CqDCC, 1990.
- [7] RIBAS, R. B.; Casademunt, A. P. "Reconocimiento, diagnosis e intervenció en fachadas". Catalunya: Itec, 2002.
- [8] CINCOTTO, M.A. "Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações". In: Tecnologia de edificações. São Paulo, Pini, IPT, 1988.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [9] KONDO, S. T. “Subsídios para Seleção dos Principais Revestimentos de Fachada de Edifícios”. MBA em Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios. Departamento de Engenharia e Construção Civil e Urbana. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP. São Paulo, 2003.
- [10] KISS, Paulo. Tecnologia: Efeitos Especiais. Edição 41. Técnica, Edição 41, Julho/1999. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/41/artigo285138-1.aspx>>
- [11] PEZZATO, Leila Maria. “Patologias no sistema revestido cerâmico: um estudo de casos em fachadas”. Dissertação, Mestrado - Programa de pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13749: “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação”. Rio de Janeiro, 2013.
- [13] BAUER, R.J.F. “Patologia em revestimentos de argamassa inorgânica”. In: II SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, Salvador, 1997. Anais. P.321-33.
- [14] LERSCH, I. M., “Contribuição para a identificação dos principais fatores e mecanismos de degradação em edificações do patrimônio cultural de Porto Alegre”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2003.
- [15] RESENDE, M. M.; BARROS, M. M. S. B.; MEDEIROS, J. S., “A influência da manutenção na durabilidade dos revestimentos de fachada de edifícios”. Workshop sobre durabilidade das construções, 2., São José dos Campos/SP, 2002
- [16] VERÇOSA, E. J. “Patologia das Edificações”. Porto Alegre, Editora Sagra, 1991. 172p.
- [17] RESENDE, Z. S., “Processos preventivos e corretivos no tratamento da umidade em edificações”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP, 2000.
- [18] MENEZES, R. R.; FERREIRA, H. S.; NEVES, G. A.; FERREIRA, H. C., “Sais solúveis e eflorescência em blocos cerâmicos e outros materiais de construção” – revisão, Cerâmica v.52 n.321, São Paulo/SP, 2006.
- [19] MAGALHÃES, A.C., “Patologia de rebocos antigos”. LNEC, Cadernos de Edifícios, nº 2, 2002.
- [20] VERDUCH, A. G., SOLANA, V. S., “Formação de Eflorescências na Superfície dos Tijolos”, Cerâmica Industrial, Setembro/Outubro, 2000.
- [21] SALLES NETO, M. “Estudo do mecanismo de formação de florescências em revestimentos de argamassa aplicados a substrato cerâmico e o efeito de barreira”. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2010.
- [22] GONÇALVES, T.D, Pel, L., RODRIGUES, J.D. “Influence of paints on drying and salt distribution processes in porous building materials”. Construction and Building Materials. V.23, 2009.
- [23] MALDAGUE, X.; MOORE, P. O., “Nondestructive Testing Handbook: Infrared and Thermal Testing”. 3. ed. Columbus: NDT, 2001.
- [24] MENDONÇA, L. V., “Termografia por Infravermelhos: Inspeção de Betão”, Revista Engenharia & Vida, Lisboa, v. 1, n. 16, p. 53-57, 2005.
- [25] SILVA, F. G. S. Proposta de Metodologias Experimentais Auxiliares à Especificação e Controle das Propriedades Físico-Mecânicas dos Revestimentos em Argamassa. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação EDM-007ª/06. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 266p.



**DIAGNÓSTICO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA ESTRUTURA DE UMA
CONSTRUÇÃO PÚBLICA: ANEXO A E B**

B. PANTOJA

Graduada de Engenharia Civil
UFPA
Pará, Brasil
beatrizpantoja20@hotmail.com

L. CORDEIRO

Prof. Dra. FEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
lucianapc@ufpa.br

D. COSTA

Graduada de Engenharia Civil
UFPA
Pará, Brasil
Daniela.baia07@gmail.com

M. P. FERREIRA

Prof. Dr. FEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
mpinaf@gmail.com

M. MEDEIROS

Graduando de Engenharia Civil
UFPA
Pará, Brasil
Matheus_96h@hotmail.com
e-mail

RESUMO

A elaboração de um projeto de qualidade requer recursos financeiros, tempo adequado e demanda cuidados acentuados para evitar a deterioração estrutural a curto e/ou longo prazo, onde as causas podem ser desde o envelhecimento “natural” da estrutura até o abandono da construção e acidentes. A edificação pública – anexo A e anexo B, produto desta pesquisa, iniciou sua construção no ano de 2013 e, por razões econômicas e burocráticas, sua obra foi paralisada no ano de 2014, estando desde então exposta a intempéries e ações de deterioração. Este artigo tem como objetivo analisar a integridade estrutural destas edificações catalogando e diagnosticando as principais manifestações patológicas em concreto armado. Para isso, foram recolhidos e analisados todos os dados obtidos sobre as edificações e realizou-se uma série de inspeções, que foram documentadas em registros fotográficos, onde o microclima e as normas de construção também foram estudadas. Os resultados obtidos permitiram contabilizar a corrosão de armadura como principal manifestação patológica encontrada em ambas as obras. Os fatores para esta ocorrência são o alto índice pluviométrico da região com a elevada temperatura e umidade, o que torna o ambiente altamente agressivo à estruturas de concreto armado desprotegidas e possuidoras de defeitos de execução. Para um prazo longo ou curto, essa anomalia irá comprometer a estabilidade da estrutura, é necessário medidas de reparo para sua contenção. Após tomadas essas medidas deve ser executada ações que aumentem a vida útil do prédio.

Palavras-chaves: Edificação pública; patologias; análise qualitativa.

ABSTRACT

The elaboration of a quality project requires financial resources, adequate time and care accented to prevent structural deterioration in the short and / or long term, where the causes can range from the "natural" aging structure to the abandonment of construction and accidents. The public building - Annex A and B, is the product of this research, it began its construction in 2013, for economic and bureaucratic reasons, his construction was stopped in 2014 and is since then exposed to weathering and deterioration actions. This article aims to analyze the structural integrity of buildings, by cataloging and diagnosis of the main pathological manifestations of reinforced concrete. For this, were collected and analyzed all data on buildings and carried out a series of inspections that were documented in photographic records, the microclimate and standards of construction were studied. The results obtained allowed to accounting for the reinforcement corrosion as a principal pathological manifestation found in both buildings. The factors for this occurrence are the high rainfall in the area with high temperature and humidity, which makes environment the highly aggressive to the exposed concrete structures and with implementation defects. For a long or short term, this anomaly will compromise the stability of the structure, corrective measures are necessary to contain it. After taken these measures should be implemented actions to increase the useful life of the building.

Keywords: Public Building; pathologies; qualitative analysis.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A Universidade Federal do Pará (UFPA), criada em 1957, é a maior universidade do norte brasileiro, nela se encontra diversas faculdades, entre estas a Faculdade de Engenharia Civil (LEC). Com o passar dos anos a infraestrutura da instituição teve que se adaptar, tanto aos novos métodos construtivos, quanto a ampliação de salas e laboratórios. Com isso, houve a necessidade de construir um novo Laboratório de Engenharia Civil (LEC), localizados nos fundos do atual laboratório.

O projeto do novo LEC consiste em dois edifícios em concreto armado convencional, dividido em dois anexos, anexo A e B. O anexo A será um laboratório de ensaios em escala real com salas de aulas e para professores, e o anexo B será composto por salas, laboratórios experimentais e auditório. Esta obra teve início em 2013, no entanto, como qualquer edificação pública está sujeita a problemas burocráticos, desde natureza financeira até problemas com as empresas responsáveis. Assim, levando a interrupção na construção dos edifícios. Atualmente, essas edificações já estão paradas há quase 2 anos e sujeitas a diversos intemperes, entre eles a ação do meio ambiente.

A maioria dos danos apresentados em elementos estruturais, são do tipo evolutivos, ou seja, em um prazo mais ou menos curto, poderão comprometer sua estabilidade. A deterioração de uma estrutura, poderá estar relacionada com as seguintes causas: erros de projeto estrutural, emprego de materiais inadequados, erros de execução e agressividade do meio ambiente [1]. Erros na execução da obra e no projeto levam, conseqüentemente, a gastos extra orçamentais para reparo de danos e medidas de adaptação do projeto. Em certos casos, tais erros são irreparáveis o que leva a condenação da obra.

Esse trabalho visa diagnosticar a situação destes edifícios, através da catalogação das manifestações patológicas, tornando possível verificar o grau de incidência das manifestações patológicas, que surgiram durante o período de interrupção da obra, e avaliar o estado da obra. Para isso, foi usado de mecanismos como vistorias e análise fotográfica da obra, também foi estudado o microclima.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Microclima da região

Belém apresenta temperaturas sempre altas, forte convecção, ar instável e alta umidade do ar favorecendo a formação de nuvens convectivas. As temperaturas altas estão associadas ao elevado potencial de radiação solar incidente, embora grande parte da energia seja convertida em calor latente de evaporação e outra parte convertida em calor sensível que é destinado ao aquecimento do ar. A forte convecção, a instabilidade e a alta umidade do ar favorecem a formação de nuvens convectivas, dando origem a uma grande incidência de precipitação na forma de pancadas, principalmente à tarde, situação característica de regime de chuva do tipo continental [2].

2.2. Manifestações Patológicas

2.2.1. Fissuração

As trincas e fissuras são fenômenos próprios e inevitáveis do concreto armado. Mudanças de volume nos elementos de concreto, causadas por gradientes de temperatura e umidade, provocam tensões de tração; sobrecargas excessivas; impactos não previstos e cargas cíclicas podem provocar solicitações que ultrapassam as solicitações de fissuração, provocando o aparecimento destas patologias [2].

Referente a fissuração a NBR- 6118 (Projeto de estruturas de concreto: procedimentos) considera a sua ocorrência como fator de risco para aparição da corrosão no aço esse fato está diretamente relacionado a qualidade e espessura do cobrimento. A abertura máxima característica das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas.

2.2.2. Corrosão de Armadura

O concreto proporciona ao aço uma barreira alcalina que o separa e o protege do meio ambiente, e permite formar uma película fina de óxido de ferro na superfície do aço, camada de passivação, mantendo-o inalterado por um tempo indeterminado, desde que o concreto seja de boa qualidade, e que suas propriedades físico-químicas não se alterem devido às ações externas [5].

Os óxidos expansivos, gerados na corrosão, ocupam volumes maiores que o volume do aço original, causando fissuras e



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



destacamento da camada de cobrimento, facilitando o ingresso de outros agentes agressivos. Durante a corrosão o aço diminui sua seção ao converte-se em óxido, causando redução da aderência aço/concreto, por conseguinte uma perda da capacidade estrutural do elemento de concreto.

Essencialmente, são duas as causas que podem dar lugar a destruição da capa passivante. A presença de uma quantidade suficiente de cloretos, adicionada durante o amassamento do concreto ou penetrada do exterior, ou outros íons despassivantes em contato com a armadura, e a diminuição da alcalinidade do concreto por reação com substâncias ácidas do meio [6].

Em um concreto com uma umidade relativa abaixo de 60%, provavelmente não haverá corrosão. O mesmo acontece quando o concreto estiver saturado com água. A umidade ótima para ocorrer o processo encontra-se entre 70 a 80%, sendo que, acima deste nível, a difusão de oxigênio é reduzida consideravelmente [7].

A qualidade do concreto e a espessura da camada de cobrimento são fatores fundamentais na proteção das armaduras. A qualidade do concreto e a espessura do cobrimento estão, diretamente, relacionado ao intervalo de tempo necessário para que a frente de carbonatação e os íons cloretos atinjam a superfície das armaduras.

2.2.3. Lixiviação de compostos hidratados

Quando em contato com água com pouca concentração de íons de cálcio ou pura a pasta de cimento que constitui o concreto pode hidrolisar ou dissolver os produtos da hidratação do mesmo, o hidróxido de cálcio. A lixiviação deste composto resulta no aumento da porosidade e permeabilidade do concreto, tornando-o mais suscetível ao ataque de agentes agressivos e levando a sua corrosão. Além do dano estético, o hidróxido interage com o dióxido de carbono presente no ar e o produto desta reação é carbonato de cálcio, que precipita formando crostas brancas na superfície do concreto.

Quanto mais poroso o concreto, maior a intensidade da corrosão. A dissolução, o transporte e a deposição do hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 (com formação de estalactites e de estalagmites) dão lugar à decomposição de outros hidratos, com o consequente aumento da porosidade do concreto que, com o tempo, se desintegra. Este fenômeno que ocorre no concreto é similar à osteoporose do esqueleto humano, e pode levar, em um espaço de tempo relativamente curto, o elemento estrutural atacado à ruína. É o processo de corrosão que ocorre com mais frequência.[8].

2.2.4. Vazios de concretagem

Manifestação causada por falhas no processo de concretagem, lançamento e adensamento, formas mal executadas e por retenção de agregado graúdo entre os espaçamentos da armadura por erro na especificação de seu tamanho máximo. Juntas frias são mais suscetíveis ao aparecimento dos vazios de concretagem[9].

2.3. Normalização

Segundo a NBR - 6118 as estruturas devem ser construídas de maneira que mesmo sob as condições ambientais previstas no projeto e quando em uso, se utilizadas como fora previsto, mantenham sua segurança, estabilidade e com eficiência em serviço em sua vida útil - nisto consiste a durabilidade.

Deve-se evitar a presença ou acumulação de água da chuva ou decorrente de limpeza e lavagem, sobre as superfícies das estruturas de concreto; As superfícies horizontais expostas devem ser convenientemente drenadas, com disposição de ralos e condutores; as juntas de dilatação, quando em superfícies sujeitas à ação de água, devem ser convenientemente seladas, tornando-as estanques à passagem de água; os topos de platibandas e paredes devem ser protegidos por chapins; os beirais devem ter pingadeiras e os encontros a diferentes níveis devem ser protegidos por rufos; disposições arquitetônicas ou construtivas que possam reduzir a durabilidade da estrutura devem ser evitada; o acesso para inspeção e manutenção de partes da estrutura com vida útil inferior ao todo devem ser previstas em projeto. Sendo cumprida essas exigências a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura [4].

Os mecanismos de deterioração relativos ao concreto armado são a lixiviação dos compostos hidratados, expansão do concreto por ação de agentes químicos agressivos, rompimento da camada de passivação da armadura. Aqueles relativos a estrutura como um todo são às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

Quanto ao cobrimento a norma declara que para se ter um cobrimento garantido deve-se acrescentar a ele uma tolerância de execução, estabelecidos pela norma de acordo com a situação, esta soma é chamada de cobrimento nominal. Esse cobrimento nominal é calculado com base na superfície da armadura externa, de maneira que deve ser igual ou maior que o diâmetro da barra da armadura, que o diâmetro do feixe de barras, metade do diâmetro da bainha e 120% do diâmetro máximo do agregado.

2.4. Durabilidade

A durabilidade de uma estrutura é função de vários parâmetros, como as características das diversas etapas construtivas (projetos, especificações, materiais, manutenção), da agressividade do meio ambiente em que a estrutura está inserida, da forma de utilização da estrutura e da vida útil requerida [10].

Algumas das principais causas da baixa durabilidade dos concretos estruturais existentes são a inconsciência dos projetistas e construtores em relação aos processos de degradação - sua origem, mecanismos e evolução e por parte daqueles que são os responsáveis pela manutenção e conservação das estruturas.

Para se executar um projeto estrutural de durabilidade é preciso que o projetista disponha de modelos com previsão da durabilidade da estrutura e dos materiais, incluindo parâmetros de projeto como dimensões das peças, características dos materiais, agressividades ambientais, etc [11].

A agressividade do meio ambiente está relacionada com as ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura de concreto, independente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica e da retração hidráulica. Em relação ao caso estudado está, segundo a NBR-6118, na classe II de agressividade ambiental onde o risco de deteriorização é pequeno.

3. DESCRIÇÃO DOS OBJETOS DE ESTUDO

As construções tiveram suas obras paralisadas a cerca de dois anos, assim sendo expostas a diversos intempéries. São edifícios de concreto com armadura passiva e lajes pré-moldadas preenchidas com isopor com vigotas de concreto, sendo apenas no anexo B utilizado vigas em aço, blocos de cerâmica como alvenaria de vedação e revestimento interno e externo em argamassa. No anexo A (Figura 1- (a)), a interrupção em sua concepção ocorreu antes das etapas de vedação e revestimento, ou seja, os seus elementos estruturais estão expostos ao meio ambiente. No anexo B (Figura 1- (b)), a alvenaria e o revestimento em argamassa foram praticamente concluídos, entretanto, este não dispõe de cobertura. Ambos sofrem com o acúmulo de água proveniente de chuva em suas lajes, que percolam por outros de seus elementos estruturais. Foram identificados um total de 31 pilares e 23 vigas no anexo A, 33 pilares e 43 vigas no anexo B.



(a)

(b)

Figura 1 – Edifícios do novo LEC: (a) anexo A e (b) anexo B

3.1. Esboço das estruturas:

Esboçou-se as estruturas dos anexos visando a representação do objeto de estudo.

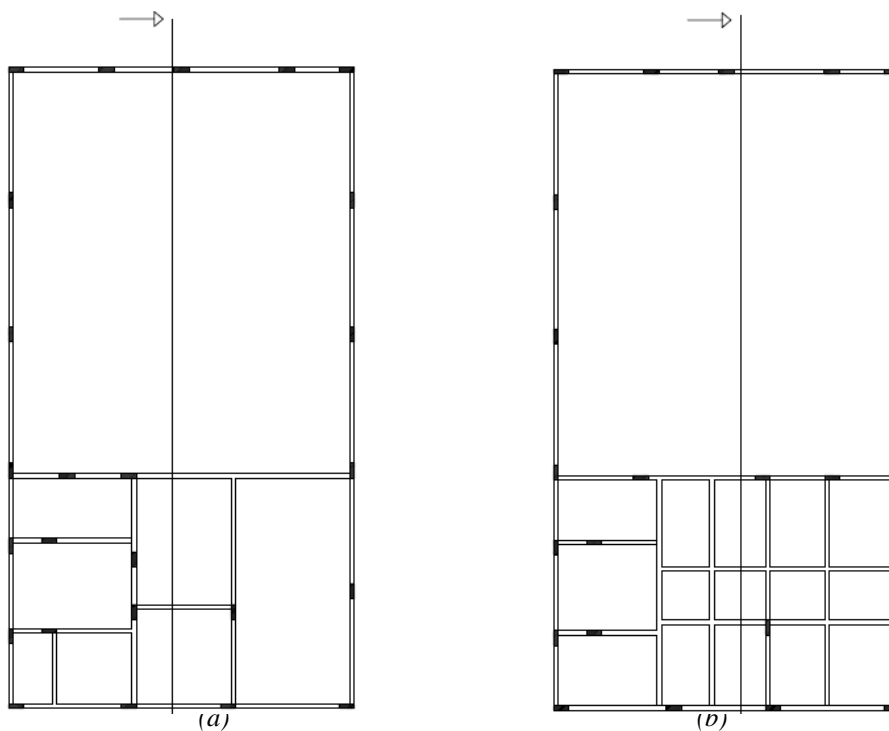


Figura 2 – Esboço da estrutura do anexo A (a) 1º pavimento (b) 2º pavimento

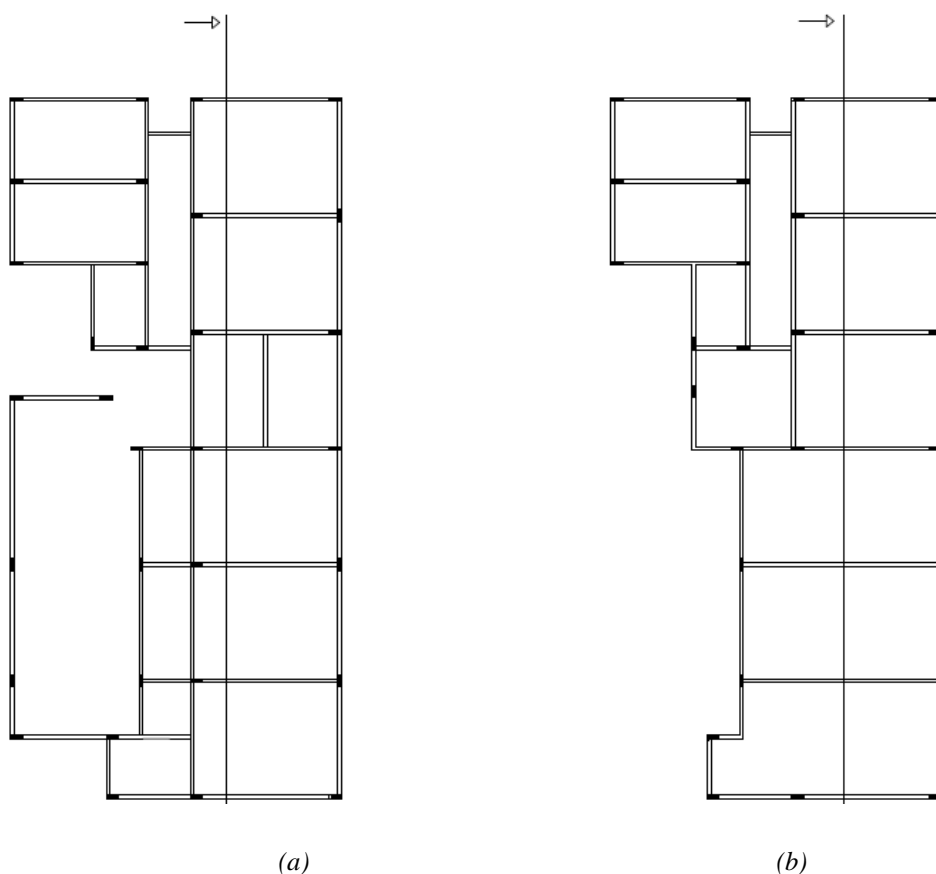


Figura 3 – Esboço da estrutura do anexo A (a) 1º pavimento (b) 2º pavimento

4. METODOLOGIA



Figura 4 – Fluxograma da metodologia.

Para avaliar e catalogar as manifestações patológicas presentes nas estruturas das construções, anexo A e B, pesquisou-se sobre o histórico dos edifícios tanto por via oral como através de documentação, com o intuito de averiguar os motivos da interrupção das obras e possíveis causas para a patologia existente. Logo após, foi feita a coleta de dados presenciais, por meio de vistoria e inspeções, que foram documentadas por registros fotográficos. Durante as visitas esboçou-se as estruturas, com o intuito representar o objeto de estudo.

Para o estudo dos dados, a patologia de cada anexo foi catalogada separadamente, de tal maneira que as manifestações identificadas nas inspeções foram divididas em grupos, de acordo com o tipo de elemento estrutural de concreto armado analisado (vigas e pilares). Adaptou-se o Método da Incidência empregado no trabalho de STURIÃO,2014, ao caso de maneira que cada tipologia da manifestação é contabilizada, apenas uma vez, por elemento estrutural de concreto, independente do seu grau de deterioração e de sua quantidade no mesmo.

Em seguida, foram criados gráficos que correlacionam o grau de incidência das manifestações identificadas em cada um dos anexos, a partir da análise de tais gráficos junto com os dados fotográficos será diagnosticado e avaliado o estado do laboratório.

5. ANÁLISE DE DADOS

5.1. Incidência de manifestações patológicas no anexo A



Figura 5 - Gráfico 1: Incidência total de patologia no anexo A por elemento estrutural

De um total de 75 incidências de manifestações patológicas identificadas por elemento estrutural do anexo A, 26 em pilares e 49 em vigas, o valor de 85% é referente a corrosão de armadura e lixiviação de compostos hidratados. A possível causa para estas manifestações são a alta umidade e a grande ocorrência de precipitações na região, sendo este efeito agravado no anexo A pela falta de vedação e revestimento.

5.2. Incidência de manifestações patológicas no anexo B

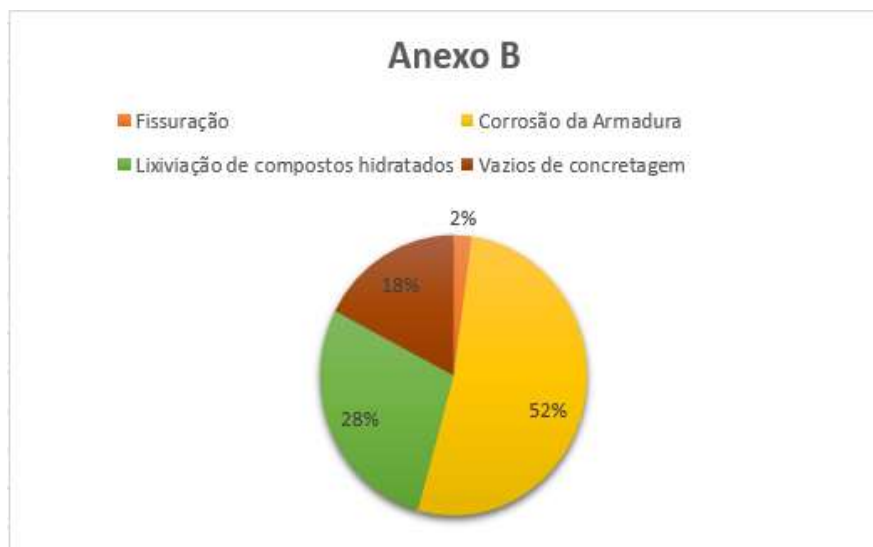


Figura 6 - Gráfico 2: Incidência total de patologia no anexo B por elemento estrutural

No anexo B foram contabilizadas um total de 46 incidências de manifestações patológicas identificadas por elemento estrutural, 11 em pilares e 35 em vigas. Em relação a este anexo, além do acúmulo da água oriunda da chuva, outro fator agravante para a alta porcentagem da corrosão de armadura é a ocorrência de erros durante a fase de execução da obra, como os vazios de concretagem (Figura 9) que deixam a armadura exposta, trechos com pequenos cobrimentos (Figura 10) e a utilização de ferragem que já possui corrosão superficial, erro comum em obras.



Figura 7 – Vazios de concretagem em viga do anexo B..



Figura 8 – Trechos em que o pilar do anexo B está com a armadura exposta por falta de cobrimento.

5.3. Incidência de manifestações patológicas por pilar

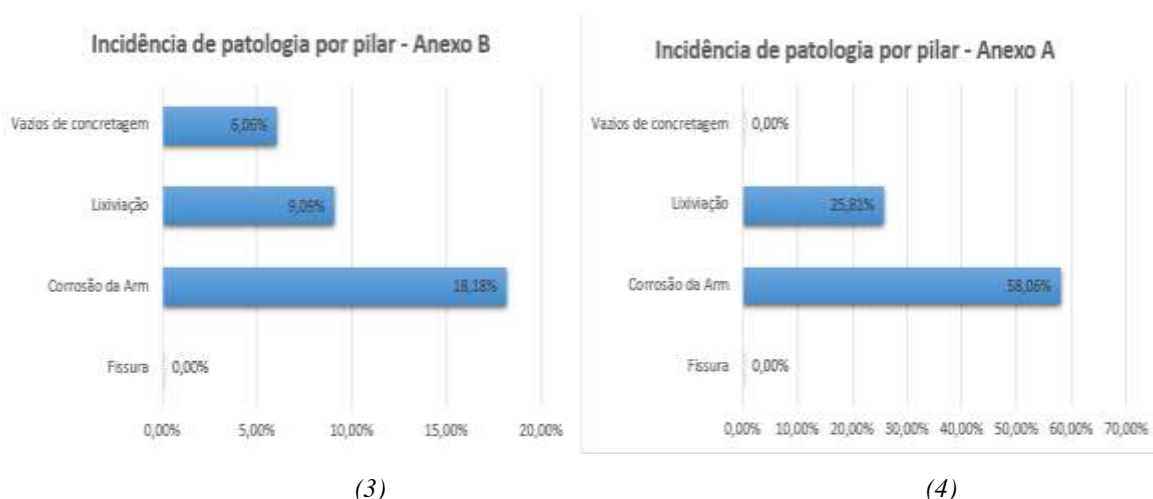


Figura 9 - Gráficos 3 e 4: Porcentagem da incidência de patologia por pilares no anexo B e A, respectivamente.

Ao observar os gráficos 3 e 4 percebe-se que, em ambos os anexos, a patologia por pilar mais incidente é a corrosão de armadura seguida pela lixiviação de compostos hidratados. Mais de 50% e 25,81% dos pilares do anexo A possuem corrosão na armadura e lixiviação, respectivamente, enquanto no anexo B as porcentagens são apenas 18,18% e 9,09%.

A corrosão da armadura em ambos os casos provoca destacamento da camada de cobrimento em alguns pilares (Figura 12). Além da ação da água da chuva, em algumas situações, a corrosão iniciou-se possivelmente por dois fatores: pequena camada de cobrimento em alguns trechos (Figura 13) e vazios de concretagem – no caso no anexo A não existe esse último fator. A lixiviação também pode provocar a corrosão por deixar a o concreto suscetível ao ataque de agentes agressivos.

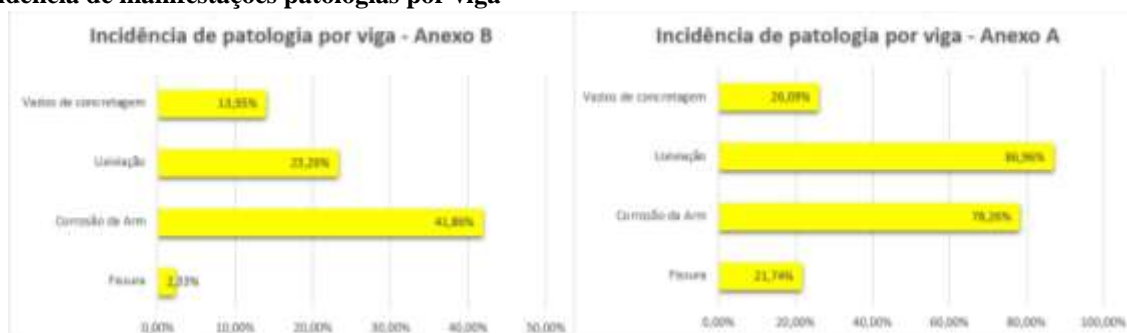


Figura 10 - Destacamento da camada de cobrimento em pilar do anexo B



Figura 11 - Trechos em que a viga do anexo A está com a armadura exposta por falta de cobrimento.

5.4. Incidência de manifestações patológicas por viga



(5)

(6)

Figura 12 - Gráficos 5 e 6: Porcentagem da incidência de patologia por vigas no anexo B e A, respectivamente.

No gráfico 5 do anexo B as manifestações patológicas com maior incidência são a corrosão de armadura e a lixiviação de compostos hidratados. Como dito anteriormente a corrosão da armadura pode ser uma consequência das outras manifestações identificadas, pela presença de água e por falha de cobrimento em alguns trechos. Sendo a lixiviação possivelmente provocada pelo acúmulo de água das chuvas nas lajes que escorre pelas vigas e pilares (Figura 15). A porcentagem de fissuras é referente apenas a uma ocorrência, aparenta ter sido provocada por retração do concreto.



(a)

(b)

Figura 13 – Manchas de musgos causadas pela percolação de água em (a) pilar e (b) viga no anexo B

Em relação ao anexo A a lixiviação é a anomalia com a maioria das ocorrências, superior a 80% das vigas. Isto sucede, pois a estrutura está exposta ao ambiente. Algumas eflorescências encontradas nas áreas de contato pilar-viga e foram consideradas apenas nas vigas (Figura 16). As fontes de corrosão de armadura aparentam ser as mesma que no anexo B porém a circunstância do anexo A agrava a sua condição, isto é refletido no fato que a porcentagem sua incidencia no gráfico ser maior para este anexo. A ocorrência de fissuras (Figura 17) no anexo aparenta ser causadas pela retração do concreto, são defeitos derivados de uma cura mal executada, porém sem a posse do projeto não é possível afirmar isto.



Figura 14 – Lixiviação de compostos hidratados nas áreas de contato pilar-viga do anexo A



Figura 15 – Fissuras em vigas do anexo A



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONCLUSÃO

Após várias inspeções e vistorias da obra, juntos com o estudo de todos os registros fotográficos, notou-se que a patologia mais incidente foi a corrosão nas armaduras de concreto armado. O principal motivo desta ocorrência é a união do alto índice pluviométrico da região com a elevada temperatura e umidade, o que torna o ambiente altamente agressivo a estrutura de concreto armado desprotegidas, tal problema afeta mais o anexo A devido à falta de revestimento e vedação. A corrosão que ocorre na armadura diminui sua seção, o que leva a uma redução na aderência do concreto com o aço, assim perdendo parte da sua capacidade portante.

A maioria das manifestações patológicas encontradas nos anexos são do tipo evolutivo, principalmente, a corrosão do concreto armado e a lixiviação, pois são causadas devido a ação do clima e acúmulo de água. Ou seja, em um prazo longo ou curto, elas irão comprometer a estabilidade da estrutura. Desta forma, se faz necessário a elaboração de medidas de reparo ou contenção de tal patologia.

É importante frisar que os resultados obtidos neste estudo, não pode ser tratado como um diagnóstico absoluto dos problemas que acometem as edificações, pois se faz necessário ser feitos testes os quais podem, de uma forma mais precisa, comprovar o nível de degradação da estrutura. Frisando que deterioração do concreto é composta por processos complexos que alteram a capacidade de o material desempenhar as suas funções, e nem sempre se manifestam visualmente. Logo após, deve ser executada ações que aumentem a vida útil do prédio, assim melhorando sua estabilidade.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] BAUER, L.A. Falcão. **Materiais de Construção: Novos Materiais para a construção civil**. Vol.1 5ª edição, 2000. 471p.
- [2] NECHET. D. **Variabilidade diurna de precipitação em Belém-PA: aplicação em planejamento a médio e longo prazo**. Boletim Climatológico. Presidente Prudente, SP, v.2, n.3, p.223-227, jul. 1997.
- [3] LAPA, José Silva. **Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto**. Dissertação (Especialização em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2008. 56p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos**. Rio de Janeiro, 2004. 221 p
- [5] FERREIRA, Rui Miguel. **Avaliação dos ensaios de durabilidade do betão**. 2000. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2000.
- [6] ANDRADE, Maria del Carmem. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução e adaptação de Antônio Carmona e Paulo Helene. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992. 104 p. ISBN 85- 7266011- 9
- [7] ARANHA, P. M. F. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado da região da Amazônia**. Porto Alegre: UFRGS, 1994. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994, 144p.
- [8] SOUZA, V. C., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998. 255p.
- [9] FIGUEROLA, Valentina. **Vazios de concretagem**. TECHNE 109, Abril 2006, 4p
- [10] METHA, P. K. Point of view durability – critical issues for the future. Concrete International. American Concrete Institute. Detroit. v.19, n.7, p. 27-33, 1997
- [11] SARJA, A. & VERSIKARI, E. Durability design of concrete structures. Report of RILEM Technical Committee 130 – CLS, RILEM Report p4. London ; E & FN SPON., 1994
- [12] STURIÃO, Brunella Volpato. et al. **Levantamento e análise das manifestações patológicas no campus goiabeiras da UFES**. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, 2014, Foz do Iguaçu. Anais. 2014. 12p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



DURABILIDADE DE ARMADURAS COM ELETRODEPOSIÇÃO DE ZINCO E DA LIGA ZINCO-NÍQUEL FRENTE À AÇÃO DE CLORETOS

D.V. RIBEIRO

Professor
Universidade Federal da Bahia
Salvador, Bahia, Brasil
verasribeiro@hotmail.com

C.A. CALDAS

Professor
Universidade Federal da Bahia
Salvador, Bahia, Brasil
caldassouza@hotmail.com

V.L.S. ALMEIDA

Pesquisador IC
Universidade Federal da Bahia
Salvador, Bahia, Brasil
vitorlsa@hotmail.com

RESUMO

A corrosão em estruturas de concreto armado é um dos maiores problemas patológicos verificados em todo o mundo. Diversas técnicas, entre elas o uso de armaduras especiais são desenvolvidas a fim de atenuar este problema. O presente trabalho avaliou os parâmetros de corrosão das barras de aço revestidas com Zinco (Zn) e com a liga Zinco-Níquel (Zn-Ni), por eletrodeposição, comparando-as com as tradicionalmente utilizadas, sem revestimento. Para isso, utilizaram-se amostras de concreto armado que foram submetidas a ensaios acelerados de corrosão por ação de cloretos (câmara de névoa salina – “salt spray” e ciclos de imersão e secagem). O potencial de corrosão das armaduras foi medido para monitoramento qualitativo do processo e, após o fim dos ensaios, estimaram-se as taxas de corrosão das barras, através da perda de massa, para análise quantitativa. As barras revestidas com Zn e Zn-Ni se mostraram mais resistentes à corrosão, quando comparadas com as barras convencionais, em ambientes com forte ação de cloretos e o envelhecimento por ciclos se mostrou muito mais eficiente na aceleração do processo de corrosão
Palavras-chave: eletrodeposição, zinco, níquel, concreto armado, corrosão.

ABSTRACT

This paper shows the analysis performed on the corrosion parameters of three groups of reinforcing steel bars, two of these coated by electroplating process with Zinc (Zn) and Zinc-Nickel (Zn-Ni), and the other without any coating. It was used reinforced concrete specimens, which ones were grouped and then subjected to two different corrosion accelerating methods: aging wetting/drying cycles and salt spray exposure. Corrosion potential was measured to qualitative monitoring of the process and, after the end of the tests, corrosion rate was estimated by measuring the mass loss, to quantitative analyses. As it was expected, coated bars presented a better performance than the average bars regarding the corrosion resistance in chloride ions containing environments. It was also observed that the drying/ NaCl solution wetting cycles seems to be more severe than salt spray fog apparatus with respect to the acceleration of corrosion process.

Keywords: electroplating, zinc, nickel, reinforced concrete, corrosion.

1. INTRODUÇÃO

Processos corrosivos em estruturas de concreto armado têm ocorrido no Brasil e trazem riscos à integridade dos seus usuários. Esses casos são ainda mais numerosos em estruturas situadas na orla marinha, onde se concentra a maior parte da população brasileira [1]. Estima-se que cerca de 5% do PIB de uma nação sejam direcionados à solução de problemas relacionados à corrosão. No Brasil, esse gasto ultrapassa os R\$ 10 bilhões ao ano [2].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Muitas vezes tratada em segundo plano, a durabilidade das estruturas de concreto armado é de extrema importância e merece mais atenção. Yeomans [3] afirma que a boa prática nas construções de concreto armado, utilizando-se materiais adequados ao ambiente de exposição, atentando-se para o correto posicionamento das armaduras na fôrma e garantindo correto lançamento, compactação e cura, seria suficiente para amenizar o problema de corrosão. Entretanto, devido à deficiência perceptível em nossos processos de construção, ainda se recorre, frequentemente, a técnicas que melhoram a interface concreto/armadura.

Entre as técnicas mais utilizadas, destaca-se a aplicação de revestimentos galvânicos na armadura, utilizando metais mais nobres que o aço. O metal mais utilizado comercialmente para cobrimentos galvânicos é o zinco [3], principalmente devido à sua habilidade de formar um filme protetor denso e aderente na superfície da armadura, tornando a taxa de corrosão muito mais baixa que a taxa observada em materiais ferrosos.

Ao Zinco (Zn) muitas vezes são adicionados outros componentes, como Cobalto (Co), Ferro (Fe) e Níquel (Ni), formando ligas Zn-Co, Zn-Fe e Zn-Ni, devido às suas melhores propriedades em comparação com revestimentos de zinco puro. Nesse contexto, os compostos com base em Zn-Ni estão atraindo um maior interesse na área de proteção contra a corrosão, uma vez que possuem melhores propriedades químicas e mecânicas [4].

A proteção por galvanização pode ser feita por dois principais métodos: galvanização a quente e por eletrodeposição. Na galvanização a quente, a barra de aço é imersa na solução da substância a ser galvanizada, sob temperaturas superiores a 400° C. Por outro lado, o processo de eletrodeposição, também conhecido como galvanização a frio, consiste na eletrodeposição dos íons do metal mais nobre no substrato através da imposição de uma corrente elétrica. Trata-se de um processo muito comum na indústria, capaz de gerar um revestimento relativamente livre de poros e fino, evitando excesso de material depositado [5, 6, 7]. A espessura do revestimento é influenciada por alguns fatores como densidade de corrente, concentração dos sais, temperatura do banho, presença de aditivos e pela natureza do metal-base [8]. Além disso, diferentemente da galvanização a quente, nesse método não há formação de ligas intermetálicas, dando origem a um revestimento composto mais homogêneo, fino e que não afeta as propriedades mecânicas do seu substrato [9].

Várias são as técnicas empregadas para a constatação e avaliação da corrosão e, entre as mais utilizadas, encontram-se as técnicas eletroquímicas, que podem ser utilizadas tanto em laboratório como em campo. Dentre as técnicas eletroquímicas, cita-se o potencial de corrosão, cujo monitoramento permite registrar mudanças no processo eletroquímico de corrosão (devidas às variações bruscas de potencial), o que pode ser muito interessante para o monitoramento de estruturas. Porém, seus valores indicam o balanço entre a reação anódica e catódica e não oferecem informações quantitativas, isto é, não é possível extrair informações sobre a velocidade real de corrosão da armadura [10].

Apesar do potencial de corrosão (E_{corr}) não oferecer medidas quantitativas do estado da corrosão, permite um mapeamento das regiões com processo de corrosão iniciado e seu uso está em processo crescente de utilização [4]. Por meio de valores de referência, fornecidos pela norma americana ASTM C-876/91 (“*Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*”), pode-se ter noção do estado do processo de corrosão.

A norma informa as faixas de potencial de referência de acordo com o tipo de eletrodo. Segundo a Tabela 1, para o eletrodo de calomelano, usado nessa pesquisa, é indicado onde existe uma probabilidade menor que 10% de ocorrência da corrosão, indicando provável estado passivo ($E_{corr} > -0,124$ V), incerteza total ($-0,124 > E_{corr} > -0,247$ V) e a faixa de potencial que indica alta probabilidade de ocorrência de corrosão ($E_{corr} < -0,247$ V) [14].

Tabela 1 - Probabilidade de corrosão da armadura de aço em função do potencial de corrosão (E_{corr}), tendo como referência diversos tipos de eletrodo [14].

Tipo de eletrodo	Probabilidade de ocorrer a corrosão		
	< 10%	10% - 90%	> 90%
ENH*	> 0,118 V	0,118 V a -0,032 V	< -0,032
Cu/CuSO ₄ ,Cu ²⁺ (ASTM C876)	> -0,200 V	-0,200 V a -0,350 V	< -0,350
Hg,Hg ₂ Cl ₂ /KCl (sol. saturada)**	> -0,124 V	-0,124 V a -0,274 V	< -0,274
Ag,AgCl/KCl (1M)	> -0,104 V	-0,104 V a -0,254 V	< -0,254

* Eletrodo Normal de Hidrogênio.

** Eletrodo de calomelano saturado, utilizado nesta pesquisa.

É importante lembrar que tal norma nos fornece diretrizes apenas para análise de armaduras de aço sem revestimento. Uma vez que a interpretação dos resultados dos ensaios eletroquímicos será afetada devido à mudança de potencial entre o zinco, o zinco-níquel e o aço, é importante saber como interpretar o potencial do eletrodo de referência, já que os valores de referência sugeridos pela ASTM C-876 para a corrosão do aço não são mais aplicáveis [4].

Como já foi observado por Sherine et al. [11] e Panek et al. [12], quando o aço é galvanizado com zinco, seu potencial de corrosão em relação ao eletrodo de calomelano saturado diminui e o potencial indicador de alta probabilidade de corrosão é abaixo de -1,043 V, enquanto a passivação é notada em potenciais maiores que -0,650 V. Ainda segundo Panek et al. [12], o potencial de corrosão que indica alta probabilidade de corrosão do aço galvanizado com liga Zinco-Níquel é abaixo de cerca de -0,953 V, e o potencial indicador de passivação acima de -0,550 V. Tais valores foram adotados como parâmetros para interpretação dos resultados de potencial de corrosão encontrados nas barras galvanizadas com zinco e zinco-níquel, respectivamente, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2. Faixas de potencial de corrosão, utilizando como referência o eletrodo de calomelano saturado, indicando a maior probabilidade de corrosão ou passivação das armaduras, de acordo com a sua condição superficial [11, 12].

Condição de superfície	Potencial indicador de passivação (V)	Potencial indicador de corrosão (V)
Aço convencional	> -0,124	< -0,274
Eletrodeposição de Zn	> -0,650	< -1,043
Eletrodeposição de Zn-Ni (5%)	> -0,550	< -0,953

Nesse contexto, essa pesquisa tem como objetivo estudar a influência da galvanização, por eletrodeposição de zinco e zinco-níquel, na probabilidade de ocorrer corrosão nas armaduras de aço no concreto armado. Para viabilizar o processo, os corpos de prova foram submetidos a ensaios acelerados de corrosão, monitorados pela técnica eletroquímica de potencial de corrosão e estimando-se a taxa de corrosão das armaduras ao final dos ensaios, por meio do cálculo da perda de massa.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Materiais

No presente estudo utilizou-se cimento CP II Z-32, marca Poty, brita de origem basáltica e areia de jazida comercializadas na região metropolitana de Salvador e barras de aço carbono foram da classe CA 50-A, de diâmetro igual a 6,3mm.

2.2. Métodos

2.1.1 Caracterização dos Materiais



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A caracterização do cimento envolveu parâmetros físicos tais como área superficial específica (estimados por BET, usando um equipamento Micrometrics Gemini 2370 V1.02) e densidade (Picnômetro a Hélio Accupyc 1330 V2.01 da Micrometrics), além da distribuição do tamanho de partículas (Sedígrafo a Laser Mastersizer 2000).

A areia e a brita tiveram suas granulometrias determinadas de acordo com a NBR NM 248:2003, assim como o Módulo de Finura e a Dimensão Máxima Característica. A massa específica da areia foi determinada segundo a NBR NM 52:2009, enquanto a massa específica da brita foi determinada de acordo com a NBR NM 53 e a massa específica do cimento foi determinada pelo método do frasco de Le Chatelier, de acordo com a NBR NM 23/01.

2.1.2 Dosagem do Concreto e medidas de potencial de corrosão

O traço do concreto utilizado neste estudo foi de 1,0 : 1,5 : 1,3 : 0,5 (cimento : areia : brita : água). O teor de argamassa foi de 75% e o consumo de cimento igual a 526 kg/m³. Após a mistura em betoneira, foi usada mesa vibratória para uma melhor compactação. Concretos contendo distintos tipos de armaduras (convencional e revestidas por zinco e zinco-níquel) foram preparados e analisados.

Para as medidas do potencial de corrosão foram moldados corpos de prova prismáticos (50x70x90 mm³) e as barras de aço, com diâmetro de 6,3mm, foram inseridas no momento da moldagem. Todos os corpos de prova foram desmoldados após 24 horas e colocados em cura submersa durante 28 dias. Quatro corpos de prova foram moldados e testados em cada determinação.

2.1.3 Galvanização

O processo utilizado para a galvanização das barras foi a eletrodeposição. Nesse processo, foi montado um circuito elétrico para eletrodepositar os íons da solução eletrolítica na barra de aço através da aplicação de uma corrente elétrica. As composições de tais soluções são apresentadas nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3. Composição da solução eletrolítica utilizada para eletrodeposição de zinco.

Solução de Zinco (g/L)	
Cloreto de Potássio	208
Cloreto de Zinco	19,6
Ácido Bórico	20

Tabela 4. Composição da solução eletrolítica utilizada para eletrodeposição da liga zinco-níquel.

Solução de Zinco-10%Níquel (g/L)	
Cloreto de Níquel	34,5
Cloreto de Amônio	150
Cloreto de Zinco	38,5
Ácido Bórico	20

Antes de serem galvanizadas, as barras foram limpas com escovas de aço e lavadas com água destilada e álcool, para retirar quaisquer impurezas que aderissem à superfície, garantindo a eficiência da eletrodeposição.

O circuito foi montado ligando uma fonte elétrica a um eletrodo de grafite, imerso na solução eletrolítica para garantir uma distribuição uniforme de corrente através da solução na qual a barra também ficou imersa, sendo ligado a ela um multímetro, para verificação da corrente. Este multímetro foi ligado à fonte elétrica fechando-se, assim, o circuito, conforme esquema ilustrado na Figura 1.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

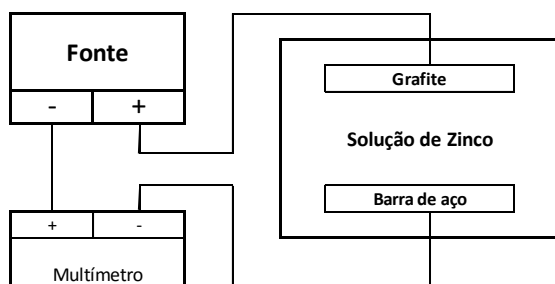


Figura 1: Representação do circuito elétrico utilizado para eletrodeposição dos íons das soluções eletrolíticas nas barras a serem galvanizadas

A fim de se obter um revestimento com espessura de $5\mu\text{m}$, calculou-se, de acordo com a metodologia proposta por Pedroza [8] a necessidade de aplicação de uma corrente de 314,6 mA, com tempos de eletrodeposição de 9 e 8 minutos, para as eletrodeposições de Zinco e de Zinco-Níquel, respectivamente.

De acordo com as micrografias da Figura 2, o cobrimento resultante apresentou uma distribuição uniforme dos íons eletrodepositados, compondo uma camada superficial homogênea, entretanto, com morfologias diferentes, de acordo com a composição da solução eletrolítica. Enquanto o revestimento de Zinco apresentou uma superfície formada por grãos em formato de placa, de tamanhos variados e mal distribuídos, o revestimento de Zinco-Níquel apresentou uma superfície mais homogênea, composta por grãos esféricos e bem distribuídos, conforme já foi observado em estudos anteriores [6, 13].

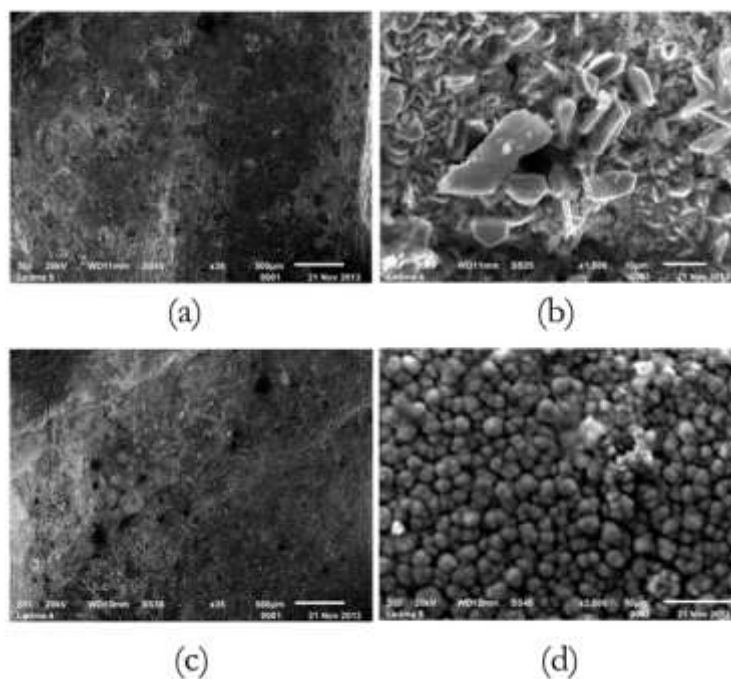


Figura 2: Micrografias das superfícies das barras após o processo de eletrodeposição de (A - B) Zinco e (C - D) Zinco-Níquel

2.1.3 Medida do Potencial de Corrosão

As barras de aço foram pesadas em uma balança analítica com precisão de 0,01 g. Em seguida, fez-se a delimitação com fita isolante da área na barra a ser exposta ao ataque do agente agressivo (cerca de $15,83\text{ cm}^2$), como pode ser visto nas Figuras 3a e 3b. As barras foram posicionadas de forma que a área exposta estivesse localizada na região central dos corpos de prova (não isolada) como pode ser visto na Figura 3d.

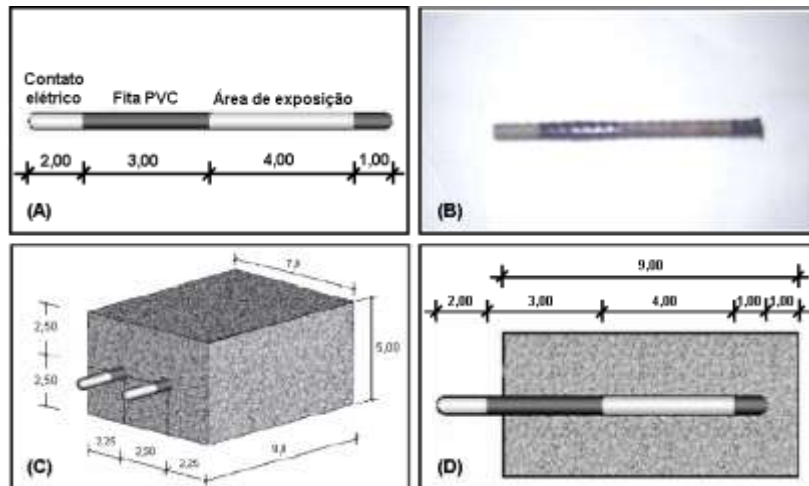


Figura 3. (A) e (B) Esquema da delimitação da área de exposição da barra e; (C) e (D) Posicionamento da barra no corpo de prova (adaptado de SANTOS [11]). **Todas as medidas da Figura estão em centímetro (cm)**

A verificação do potencial de corrosão consiste, basicamente, em um ensaio acelerado de corrosão pela ação de cloretos. A célula eletroquímica utilizada para as medidas do potencial de corrosão foi composta pelo eletrodo de trabalho, a barra de aço do corpo de prova prismático e o eletrodo de calomelano saturado (ECS), utilizado como eletrodo de referência.

Antes da realização das medidas, os corpos de prova tinham a face de leitura pré-umedecida por meio do posicionamento de uma esponja umedecida em solução condutora sobre esta superfície, durante um minuto. Esta solução condutora, obtida de acordo com a ASTM C-876/91 (“*Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*”) contém 5mL de detergente neutro para um litro de água potável e apresentou uma condutividade de $0,15 \pm 0,02$ mS/cm. Para a realização das medidas, o eletrodo de referência é posicionado sobre a barra a ser analisada, aproximadamente no centro da área de exposição da mesma e seu contato é feito por meio de uma esponja umedecida.

O ensaio de corrosão foi iniciado após 63 dias de cura, quando os corpos de prova apresentaram constância de massa (variação de 1,0 g em leituras consecutivas de 24 h) e quando o potencial de corrosão medido indicou a formação do filme passivo na superfície das barras de aço utilizadas ($E_{corr} > -0,124$ V, para as barras de referência; $E_{corr} > -0,650$ V, para as barras revestidas com Zinco; e $E_{corr} > -0,550$ V, para as barras revestidas com Zinco-Níquel).

Em outros trabalhos [14-16], achou-se necessário definir uma idade específica, ou idade de referência, a partir da qual foram iniciados os procedimentos dos ensaios acelerados de corrosão. Estes autores atrelaram a idade de referência à estabilização do processo de hidratação do cimento e definiram a idade de 63 dias [14, 16] e 80 dias [15] como suficientes para que a estrutura das pastas analisadas apresentasse estrutura física relativamente desenvolvida e grau de hidratação significativamente elevado.

Após atingir o “potencial de segurança” ($E_{corr} > -0,124$ V, para as barras de referência; $E_{corr} > -0,650$ V, para as barras revestidas com Zinco; e $E_{corr} > -0,550$ V, para as barras revestidas com Zinco-Níquel), os corpos de prova foram submetidos a dois ensaios acelerados de corrosão: i ciclos de imersão e secagem e câmara de névoa salina (“*salt spray*”).

No primeiro método, os corpos de prova são submetidos a semi-ciclos de imersão parcial em solução com 3% de cloreto de sódio (NaCl) com duração de dois dias e posteriores semi-ciclos de secagem em estufa ventilada a 50°C com duração de 5 dias. Durante o semi-ciclo de imersão parcial, o nível da solução de imersão foi mantido em uma altura correspondente à metade da área exposta da barra. Nesta condição, o ingresso de cloretos ocorre inicialmente por absorção capilar, já que os corpos de prova apresentam-se inicialmente secos, e por difusão após a saturação dos poros, e é acelerado devido à evaporação da água através da parte exposta do concreto [14]. De acordo com MCCARTER apud SANTOS [15], em um material poroso, há uma relação entre a força de sucção capilar e o grau de saturação.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Assim, quando existe uma região exposta e seca, as forças de sucção serão maiores e irão resultar em um movimento da água no interior do concreto mais rápido.

A concentração da solução de imersão era medida antes de iniciar cada semi-ciclo de umedecimento e ajustada sempre que necessário. Além disso, esta solução utilizada é trocada por uma nova com a mesma concentração a cada quatro ciclos.

Ao final de cada semi-ciclo foram medidos o E_{corr} e a massa dos corpos de prova. O potencial de corrosão foi utilizado como um indicativo da condição de passivação das barras e a variação de massa dos corpos de prova após cada semi-ciclo fez-se necessária para a avaliação do grau de saturação dos poros dos concretos analisados.

Por meio da análise dos resultados obtidos de E_{corr} , observou-se se a barra apresenta-se em estado ativo ou passivo de corrosão, utilizando como referência o eletrodo de calomelano saturado. O ensaio foi finalizado no momento em que 2 ciclos completos e consecutivos apresentassem valores de potencial de corrosão abaixo do valor crítico.

No ensaio conhecido como “salt spray”, os corpos de prova foram submetidos a uma câmara de névoa salina (Equilam SS600e), sob condições controladas segundo a ASTM B-117 (“Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus”). Conforme a referida norma, a solução salina utilizada deve apresentar concentração de 5% de NaCl, o pH deve ser mantido entre 6,5 e 7,2 e a temperatura da câmara em 35°C. Foram feitas medidas periódicas dos potenciais de corrosão para monitoramento da corrosão dos corpos de prova.

Após a finalização de cada um dos ensaios, as barras foram extraídas dos corpos de prova, limpas de acordo com a ASTM G-1/03 e pesadas para observar a perda de massa e comparar com o valor verificado antes do início do ensaio. Assim, a taxa de corrosão (TC) pode ser calculada, de acordo com a equação (1).

$$TC = \frac{K.W}{A.T.D} \quad (1)$$

Sendo K = constante (para TC em $\mu\text{m}/\text{ano}$, $K=8,76.10^7$; para TC em $\text{g}/\text{m}^2.\text{ano}$, $K = 8,76.10^7.D$); W = perda de massa (g); A = área de exposição (cm^2); T = tempo de exposição (h); D = densidade (para o aço CA-50, $D = 7,85 \text{ g}/\text{cm}^3$). No presente estudo, $A = 15,83 \text{ cm}^2$ e T = Tempo de duração dos ensaios.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Caracterização dos materiais

O cimento Portland utilizado apresentou área superficial específica igual a $0,425 \text{ m}^2/\text{g}$ e massa específica igual a $2,98 \text{ Kg}/\text{dm}^3$. A areia apresentou massa específica igual a $2,63 \text{ Kg}/\text{dm}^3$, Módulo de Finura igual a 1,52 e é classificada como areia fina. A brita teve massa específica igual a $2,79 \text{ Kg}/\text{dm}^3$ e Dimensão Máxima Característica igual a 9,5 mm. As distribuições granulométricas dos mesmos podem ser vistas na Figura 4.

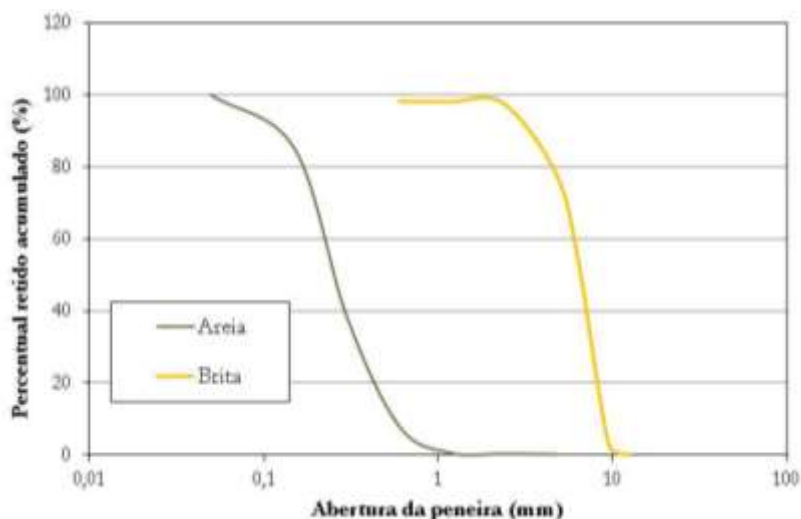


Figura 4. Distribuição de tamanho de partículas da areia e da brita.

3.2. Potencial de Corrosão

O potencial de corrosão das barras inseridas em corpos de prova submetidos ao ensaio acelerado, através de ciclos de imersão e secagem, foi medido após cada semi-ciclo e está apresentado na Figura 5.

Ao longo do ensaio, os valores de potencial de corrosão apresentaram comportamento esperado e percebido na literatura [14], onde as medidas efetuadas após o semiciclo de imersão mostram potenciais muito mais negativos do que as medidas após o semiciclo de secagem. Tal fato é explicado por Rocha [17], que mostra que a temperatura, a umidade e o grau de saturação interferem diretamente nas medidas eletroquímicas de potencial de corrosão e que essa interferência é ainda agravada quando há contaminação por cloretos.

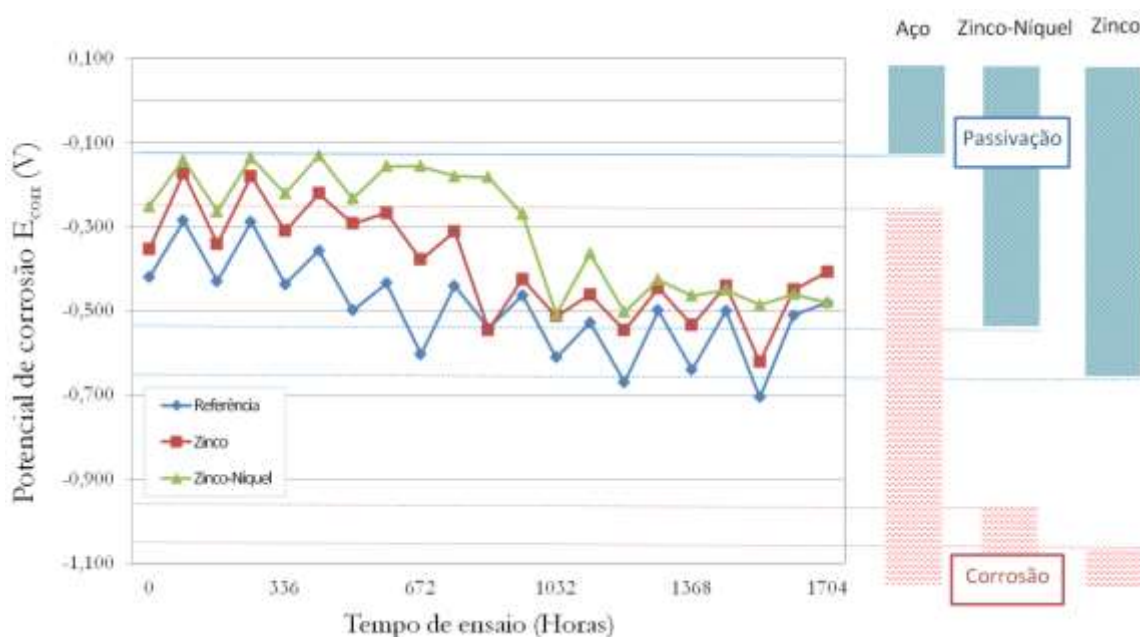


Figura 5. Evolução dos potenciais de corrosão durante o ensaio de envelhecimento por ciclos das barras galvanizadas e de referência e as probabilidades de ocorrência de corrosão para os diferentes tipos de revestimento (à direita).

No ensaio de envelhecimento por névoa salina, as condições descritas anteriormente (temperatura, umidade e grau de saturação) se mantêm constantes, levando a um comportamento diferente, conforme apresentado na Figura 6.

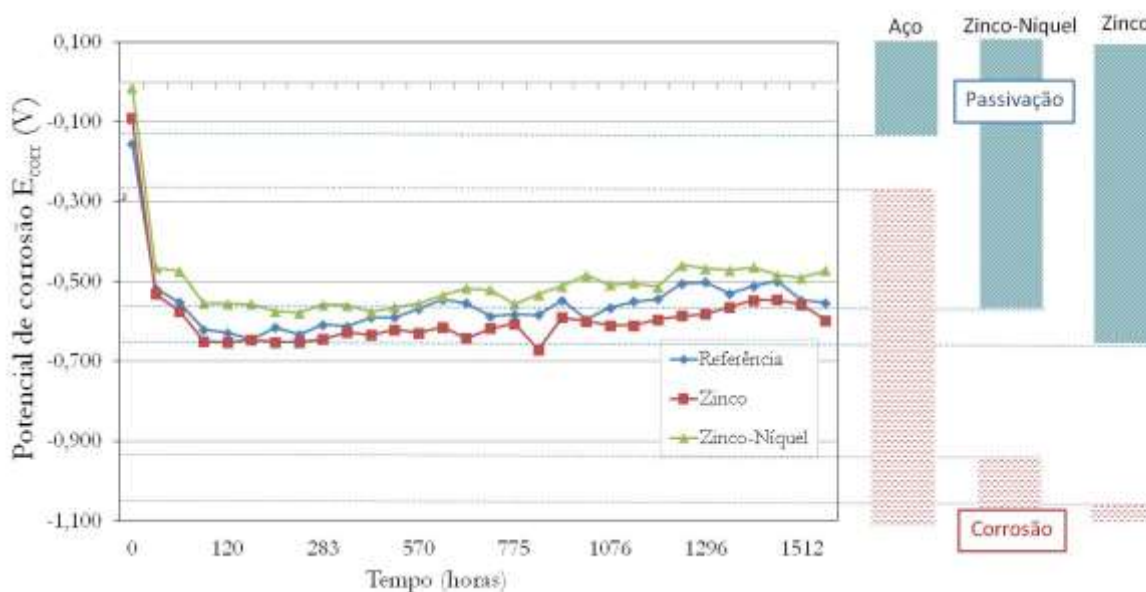


Figura 6. Evolução dos potenciais de corrosão durante o ensaio de envelhecimento por câmara de névoa salina das barras galvanizadas e de referência e as probabilidades de ocorrência de corrosão para os diferentes tipos de revestimento (à direita).

Conforme sugere González et al. [18], as medidas de potencial não são conclusivas por si só, devido à gama de fatores que a influenciam, demandando o levantamento de informações complementares, como resistividade do concreto, porém, nos fornece uma indicação preliminar da situação das barras quanto à corrosão. Como visto, o potencial de corrosão das barras revestidas se manteve dentro da faixa de incerteza ($E_{corr} > -1,043$ V, para as barras revestidas com Zinco e $E_{corr} > -0,953$ V, para as barras revestidas com a liga Zinco-Níquel), enquanto as barras de referência, sem revestimento, apresentaram potenciais mais eletronegativos do que o potencial indicador de alta probabilidade de corrosão ($E_{corr} < -0,274$ V). Tal comportamento nos indica uma proteção das armaduras quanto à despassivação, principalmente para as armaduras com revestimento de zinco-níquel, quando revestidas com Zinco e Zinco-Níquel, por eletrodeposição, a partir do retardo da mudança do estado passivo para o ativo, dado pelo revestimento, porém, por ser uma análise de caráter meramente qualitativo, não nos permite compará-los quanto à eficiência da proteção.

3.3. Taxa de Corrosão

As perdas de massa observadas nas barras após o fim dos ensaios acelerados nos permitiram estimar as taxas de corrosão médias, de acordo com as condições superficiais e com o ensaio ao qual foi submetido, conforme apresentado nas Figuras 7 e 8. Como esperado, em ambos os ensaios, as barras galvanizadas apresentaram menor taxa de corrosão do que às barras de referência.

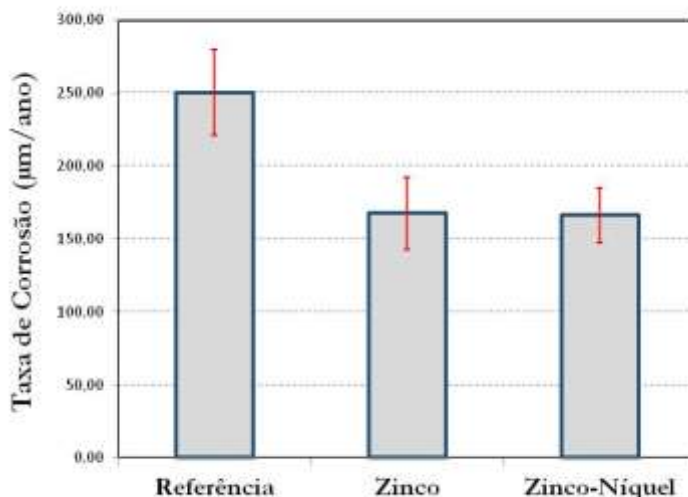


Figura 7. Taxas de corrosão das barras de referência, galvanizadas com Zinco e com Zinco-Níquel após o ensaio de envelhecimento por ciclos de imersão e secagem.

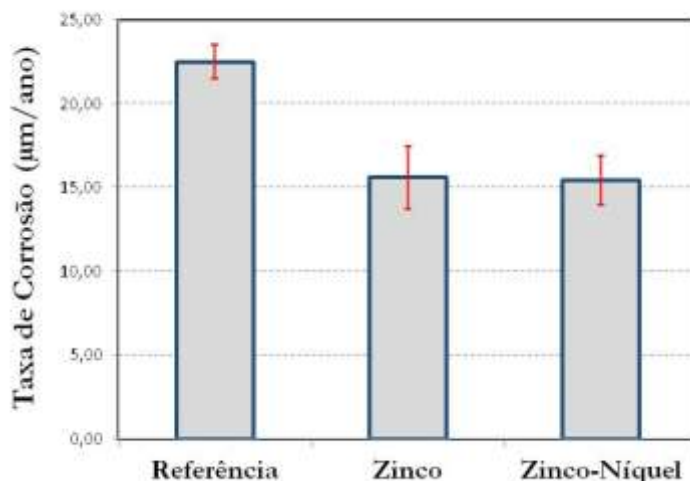


Figura 8. Taxas de corrosão das barras de referência, galvanizadas com zinco e galvanizadas com zinco-níquel após o fim do envelhecimento por névoa salina.

No ensaio de envelhecimento por ciclos, as barras sem galvanização apresentaram uma taxa de corrosão (250,40 µm/ano) maior que as barras galvanizadas com zinco (167,49 µm/ano) e com zinco-níquel (166,15 µm/ano). Foi possível verificar uma diminuição de 33,1% e 33,6%, respectivamente, na taxa de corrosão pela análise dos valores das médias, o que representa um ganho de durabilidade das peças galvanizadas. Podemos observar, ainda, que o revestimento de Zinco-Níquel apresentou resultados de taxa de corrosão levemente melhores e com desvio padrão menor, apresentando um comportamento compatível à distribuição mais uniforme das partículas eletrodepositadas na superfície da barra.

É importante salientar que a espessura adotada para os filmes de zinco e de zinco-níquel (5 µm) pode ter influenciado no alto desvio dos resultados, visto que os revestimentos usuais de ligas de zinco apresentam valores bem superiores (da ordem de 100 µm). Isso pode ter contribuído para uma formação deficiente da película de óxidos de zinco que retardariam a corrosão. Além disso, podem ter ocorrido falhas localizadas, contribuindo para a ocorrência de formas de corrosão diferentes da uniforme, a qual é pressuposto do cálculo da taxa.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Os resultados da taxa de corrosão para o ensaio de exposição à névoa salina (Figura 8) demonstram uma variabilidade bem menor, assim como uma ordem de grandeza bem menor, o que demonstra a agressividade menos acentuada desse método. Aqui, encontrou-se uma taxa de 22,50 $\mu\text{m}/\text{ano}$ para as barras convencionais, 15,58 $\mu\text{m}/\text{ano}$ para as barras galvanizadas com zinco e 15,40 $\mu\text{m}/\text{ano}$ para as barras galvanizadas com zinco-níquel. Mais uma vez, verifica-se o aumento da vida útil da peça.

Assim, é possível comparar as eficiências dos ensaios acelerados de corrosão, a partir das medidas das taxas de corrosão. Enquanto as barras de referência apresentaram uma taxa de corrosão média de 250,40 $\mu\text{m}/\text{ano}$ no envelhecimento por ciclos, na câmara de névoa salina essa taxa média foi de apenas 22,50 $\mu\text{m}/\text{ano}$. O mesmo acontece com as barras galvanizadas, que no primeiro ensaio apresentaram taxa média de 167,49 $\mu\text{m}/\text{ano}$ e 166,15 $\mu\text{m}/\text{ano}$, enquanto no segundo ensaio essa taxa foi de 15,58 $\mu\text{m}/\text{ano}$ e 15,40 $\mu\text{m}/\text{ano}$, para as barras revestidas com zinco e zinco-níquel, respectivamente, mostrando que o ensaio acelerado por ciclos mostra-se mais eficiente para a avaliação de corrosão em corpos de prova de concreto armado.

Tal diferença pode ser justificada pela escassez de um dos componentes indispensáveis para o desencadear do processo de corrosão: o oxigênio. Devido ao fato de a câmara de névoa salina ser vedada e os corpos de prova estarem na maior parte do tempo saturados, a entrada de oxigênio fica debilitada, dificultando a corrosão. Assim, possíveis alterações na sistemática do ensaio, que permitam uma maior entrada de oxigênio, podem torná-lo mais eficiente na aceleração da corrosão em corpos de prova de concreto armado.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que:

- A eletrodeposição é um método eficiente de proteção das armaduras de aço para a construção civil;
- Os revestimentos de zinco e zinco-níquel mostraram-se eficazes no aumento de vida útil das armaduras, apesar da espessura adotada para o trabalho ter se mostrado insuficiente para grandes aumentos na vida útil, possivelmente interferindo na performance de proteção dos revestimentos;
- Os revestimentos de zinco-níquel apresentou melhores resultados quanto à proteção da armadura, pois, apesar de apresentar uma taxa de corrosão semelhante, retardou de forma mais eficiente o início do processo corrosivo;
- O ensaio acelerado por ciclos de secagem e umedecimento mostrou-se mais eficiente para a avaliação de corrosão em corpos de prova de concreto armado, em comparação ao ensaio de exposição à névoa salina.
- A utilização de técnicas mais refinadas de monitoramento da corrosão se fazem necessárias para se obter um melhor entendimento do funcionamento do revestimento de ligas de zinco e zinco-níquel no concreto armado, visto que a literatura sobre o tema é escassa.

5. AGRADECIMENTOS

À Pró-Reitoria de Pesquisa, Criação e Inovação (PROPCI), ao CNPq, CAPES e FAPESB, além de toda equipe do LEDMA e do LAMET pelo apoio.

6. REFERÊNCIAS

- [1] GENTIL, V. *Corrosão*, Rio de Janeiro: LTC, 5ed, 345p. 2007.
- [2] CALLISTER, Jr., W.D. *Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução*, Rio de Janeiro: LTC, 7ed, 589 p., 2008.
- [3] YEOMANS, S. R. (Ed.) *Galvanized Steel Reinforcement in Concrete*. [Camberra]: Elsevier, 2004. cap. 6.
- [4] BROOMFIELD, J. P. *Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: A Consultant's Perspective* In: YEOMANS, S. R. (Ed.) *Galvanized Steel Reinforcement in Concrete*. [Camberra]: Elsevier, 2004. cap. 9.
- [5] GRAVILA, M. *et al.* "Corrosion behaviour of zinc-nickel coatings, electrodeposited on steel". *Surface and Coatings Technology* v.123, 1999; p164-172.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [6] GHAZIOF, S.; GAO, W. “Electrodeposition of single gamma phased Zn-Ni alloy coatings from additive-free acidic bath”. *Applied Surface Science*, v.311, 2014; p635-642.
- [7] WILCOX, G. D.; GABE, D. R. “Electrodeposited zinc alloy coatings”, *Corrosion Science* 35 (5-8) (1993) 1251-1258.
- [8] PEDROZA, G. A. G. *Efeito da Glicerina como aditivo na Resistência à Corrosão de um Depósito da Liga Zn-Ni, obtido através de Eletrodeposição*, Salvador, 2009, Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 112p.
- [9] ZEMPULSKI, L. N.; ZEMPULSKI, M. F. S. *Dossiê técnico: galvanização eletrolítica*. Instituto de Tecnologia do Paraná TECPAR, 2007, p.21.
- [10] FREIRE, K. R. R. “Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto”, Curitiba, 2005, Dissertação (mestrado), Universidade Federal do Paraná.
- [11] SHERINE H. B. *et al.* “Corrosion behaviour of stainless steel 304 electroplated with zinc followed by blue passivation”. *Portugaliae Electrochimica Acta*, v.29, n.4, 2011; p.295-305.
- [12] PANEK, J. *et al.* “The corrosion resistance of zinc-nickel composite coatings”, *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering Katowice*, v.45, n.2, 2011; p.157-162.
- [13] RAMANAUSKAS, R. *et al.* “Corrosion resistance and microstructure of electrodeposited Zn and Zn alloy coatings”, *Surface and Coatings Technology* 92 (1-2) (1997) 16-21.
- [14] RIBEIRO D. V. *et al.* “Effect of the addition of red mud on the corrosion parameters of reinforced concrete”. *Cement and Concrete Research*, v. 42, 2012; p.124-133.
- [15] SANTOS, L. Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto, Brasília, 2006, Dissertação (mestrado), Universidade de Brasília, 161p.
- [16] BAUER, E. Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas, São Paulo, 1995, Tese (doutorado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 236p.
- [17] ROCHA, F. C. da. Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água/cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de cobrimento e do teor de umidade do concreto, Curitiba, 2012, Dissertação (mestrado), Universidade Federal da Paraná.
- [18] GONZÁLEZ, J. A. *et al.* “Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete”. *Corrosion Science*, v.46, p.2467-2485, 2004.



EFEITO DA ADIÇÃO DE CERÂMICA VERMELHA, FILER CALCÁRIO E CINZA DE CASCA DE ARROZ NA REAÇÃO ÁLCALI-SÍLICA

C. DOS SANTOS ADORNO

Mestrando do PPGECC-UFPR
UFPR – Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
cleberadorno@yahoo.com.br

M. HENRIQUE FARIAS DE MEDEIROS

Professor do PPGECC-UFPR
UFPR – Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

J. HOPPE FILHO

Professor da UFOB
UFOB – Universidade Federal do Oeste da Bahia
Bahia; Brasil
juarez.hoppe@gmail.com

RESUMO

Estudos sobre a potencialidade reativa do resíduo de cerâmica vermelha (RCV) e da cinza de casca de arroz (CCA) e seu uso na composição do cimento Portland evitando a inadequada disposição é um tema de forte relevância para a sustentabilidade ambiental da cadeia produtiva de um país. A análise da viabilidade da incorporação do RCV e CCA ao cimento Portland requer estudos que envolvam os efeitos sobre a resistência à compressão e, sobretudo, sobre o desempenho da matriz hidratada quando susceptível à ação de interações físico-químicas deletérias. O presente trabalho tem por objetivo avaliar a influência da incorporação do RCV moído e da CCA na composição do cimento Portland sobre a resistência à ocorrência de reação álcali-silica (RAS). Para isto, argamassas de cimento CP V – ARI (referência) e composições com a substituição de 10% do cimento, em massa, por fíler calcário, CCA ou RCV, com três diferentes finuras, foram avaliadas quanto à RAS, segundo a NBR 15.577-5/2008. Os resultados evidenciam que o RCV e a CCA causaram aumento na expansão por RAS. Por outro lado, a maior finura do RCV impacta, positivamente, no comportamento do material frente à degradação. O fíler calcário não influenciou o resultado de expansão por RAS. Com relação à RAS, há que se incrementar a cominuição do RCV moído por 1,5 horas para aproximar a sua distribuição granulométrica à distribuição do cimento, o que tende a potencializar a capacidade mitigadora desta adição mineral.

Palavras-chave: Reatividade álcali-silica, cinza de casca de arroz, cimento Portland, resíduo de cerâmica vermelha.

ABSTRACT

Studies the reactive capability of red-clay waste (RCW) and rice rush ash (RRA) use in the admixture in Portland cement composition thus avoiding is a strong relevant issue to environmental sustainability in the production chain of a country. The viability of RCW and RRA incorporation in Portland cement requires analyses, such as studies of its compressive strength, and moreover of its performance when the hydrated paste is under physical and chemical deleterious interactions. This paper aims to evaluate the influence of milled RCW and RRA in Portland cement's composition, emphasizing its resistance to alkali-silica reaction (ASR). Therefore, CP V - ARI cement mortars (to be used as reference) and compositions of 10% replacement in cement mass by limestone filler, RRA or RCW, in three different fineness, were evaluated for ASR, according to NBR 15.577-5/2008. Results showed that RCW increased the expansion caused by ASR. On the other hand, a higher comminution of RCW and RRA tends to improve the performance of the cementitious matrix when submitted to deleterious action, that is, a greater fineness of RCW has a positive impact on the material behavior under degradation. The limestone filler did not influence the result of expansion by ASR. . Regarding the RAS, and increase in the comminution of RCW milled for 1.5 hours is required to make its particle size distribution similar to the cement's, which tends to enhance the mitigation capacity of this mineral admixture.

Keywords: alkali-silica reactivity, rice rush ash, Portland cement, red-clay waste.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INTRODUÇÃO

As atividades de indústrias como a metalúrgica, a química, a petroquímica, a papelreira, a alimentícia, entre outras, geram resíduos importantes no que tange a sustentabilidade do meio ambiente. Estes resíduos são variados, sendo representados por plástico, papel, cinza, escórias, vidro, lodo, óleos, resíduos alcalinos ou ácidos, madeira, fibras, borracha, metais, cerâmica, entre tantos outros. Como o volume destes resíduos industriais é grande, a sua disposição adequada passou a ser primordial para a preservação do meio ambiente, sendo necessário o desenvolvimento de soluções para implantar tecnologias capazes de minimizar os impactos provenientes da disposição destes resíduos no ambiente e reduzir os custos envolvidos nessa atividade.

Dentro deste contexto, a construção civil é uma indústria geradora de grandes volumes de resíduos e, segundo Lucas e Benatti [1], ela pode ser considerada uma indústria largamente indicada para absorver resíduos sólidos. Dentro da construção civil, a reutilização dos resíduos sólidos pode ajudar a reduzir os custos e prejuízos ambientais relativos ao tratamento e/ou disposição final desses resíduos, e também na redução dos impactos ambientais decorrentes da extração de matéria-prima diretamente do ambiente. Assim, este setor industrial pode ter um papel relevante como receptor de resíduos sólidos no tocante à sua disposição final. A incorporação desses resíduos em matrizes cerâmicas e cimentícias com o objetivo de produção de artefatos para a construção civil, se feita de maneira criteriosa, permite dar um destino ambientalmente correto para resíduos que, de outra forma, seriam fontes de poluição [1].

Desse modo, qualquer estudo que foque a possibilidade de aproveitamento de resíduos gerados em seu próprio processo de produção é relevante, pois caso haja viabilidade, pode transformar-se em uma ferramenta importante para preservar recursos naturais, reduzir custos de produção das edificações e ainda melhorar alguma característica dos materiais comumente utilizados.

Dentro deste panorama, este trabalho visa divulgar informações sobre uma alternativa de aproveitamento de resíduo de cerâmica vermelha, proveniente de tijolos e blocos cerâmicos em compósitos de cimento Portland. Este tema tem sido estudado em alguns trabalhos [2-6], onde foram comparadas propriedades como: resistência à compressão, tração por compressão diametral, resistência à flexão, módulo de elasticidade, absorção de água, retração, porosidade aparente e variações dimensionais por oscilação de umidade. As comparações sempre são feitas entre concretos com agregados oriundos de resíduos de cerâmica e concretos moldados com agregados comumente utilizados.

Este trabalho também tem o intuito de produzir avanço no conhecimento sobre a possibilidade do aproveitamento da cinza de casca de arroz, outro resíduo industrial cujo descarte no meio ambiente é um passivo ambiental a ser resolvido, para a produção de concreto. Este resíduo tem sido muito estudado como pode-se exemplificar com os trabalhos de Cordeiro *et al* [7], Rodrigues e Beraldo [8] e Isaia *et al* [9], porém o seu efeito na ocorrência de reação álcali-silica não é abordado com frequência nos estudos publicados até o momento.

Optou-se por focar o estudo no efeito da incorporação destes resíduos na capacidade de mitigar a reação álcali-silica pelo fato de a grande maioria dos estudos sobre a incorporação destes dois resíduos em compósitos de cimento Portland estarem focados nas mudanças na resistência mecânica e eventualmente na absorção de água e penetração de cloretos. Porém, a consagração técnica de um resíduo a ser incorporado no concreto ou argamassa passa pela necessidade de um amplo estudo de investigação que envolva não só a resistência mecânica, mas também os diversos mecanismos de degradação que reconhecidamente podem atuar nas estruturas de concreto.

PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

No estudo do efeito da incorporação de resíduo de cerâmica vermelha em compósito de cimento Portland utilizou-se um material cerâmico oriundo de rejeitos de blocos cerâmicos (tijolos de cerâmica vermelha). Os blocos passaram por um pré-beneficiamento em britador, como será descrito mais adiante. A cinza de casca de arroz empregada é proveniente da combustão controlada em caldeira com leito fluidizado na Geradora de Energia Elétrica Alegrete (GEEA).

O ensaio para avaliação da mitigação da reação álcali-silica foi conduzido de acordo com a NBR 15.577-5/2008 [10]. As comparações foram realizadas empregando duas argamassas de referência, uma sem qualquer adição e outra com adição de fíler calcário. Para todos os casos, o percentual de substituição parcial do cimento foi fixado em 10% em massa. O teor de 10% de resíduo de cerâmica foi utilizado por representar a média da faixa de teores permissíveis (6 ~ 14%) para material pozolânico a ser incorporado na composição do cimento Portland do tipo CP II – Z, conforme a norma NBR 11.578/1991 [11]. No caso da cinza de casca de arroz, o valor de 10% de substituição parcial de cimento Portland foi adotado por este ser um valor usual para este tipo de material pozolânico de alta reatividade.

Materiais

Agregados

O agregado miúdo selecionado para o experimento, procedente da região metropolitana de Curitiba, foi caracterizado por Tiecher [12] e utilizado por Valduga [13], sendo classificado como granito proveniente de rocha potencialmente



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



reativa, com expansão entre 0,1% e 0,2% aos 16 dias, de acordo com especificações da ASTM C 1260/2007 [14]. Este mesmo agregado apresenta histórico de manifestações patológicas diagnosticadas como reação álcali-agregado em obras hidráulicas nacionais.

O agregado utilizado foi processado com o mínimo necessário de britagem, utilizando-se um aparelho de Abrasão Los Angeles. Com o peneiramento do material britado, obtiveram-se as faixas granulométricas requeridas na NBR 15.577-4/2008 [15], que são as retidas nas peneiras: 2,36 mm, 1,18 mm, 0,60 mm, 0,30 mm e 0,15 mm.

Cimento

O cimento Portland utilizado foi do tipo CP V – ARI (similar ao cimento tipo III – High Early Strength, conforme a ASTM C150), pois este é o mais utilizado em ensaios que visam medir a reatividade dos agregados quanto à reação álcali-sílica, além de ser o cimento com o menor teor de adições em fábrica.

As características químicas e físicas do cimento utilizado estão apresentadas na Tabela 1, obtidas empregando-se métodos de ensaio normalizados no país. Os dados de SiO₂, CaO, MgO, Fe₂O₃, Al₂O₃ e SO₃ foram obtidos por fluorescência de Raios-X. A massa específica do cimento é de 3,12 g/cm³, determinada de acordo com a NBR NM 23/2001 [16].

Tabela 1 - Resultados de caracterização do cimento CP V – ARI.

ANÁLISE QUÍMICA (%)											
Parâmetros	SiO ₂	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SO ₃	Perda ao Fogo	CaO Livre	Resíduo Insolúvel	Álcalis totais como Na ₂ Oe*	
Resultados	18,34	59,72	5,35	2,52	4,12	3,05	3,2	1,49	0,63	0,62	
ENSAIOS FÍSICOS											
Parâmetros	Exp. Quente	Início de pega	Fim de pega	Cons. Normal	Finura Blaine	Retido em		Resistência à compressão			
						# 200	# 325	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias
	mm	h:min	h:min	%	m ² /kg	%	%	MPa	MPa	MPa	MPa
Resultados	0,5	02:15	03:00	27,6	437	0,10	2,80	23,40	37,60	42,70	51,10

*Óxido de sódio equivalente (Na₂O_e)= Na₂O + 0,658 K₂O

Adições: resíduo de cerâmica, cinza de casca de arroz e fíler calcário

O material cerâmico utilizado é oriundo de blocos de cerâmica vermelha provenientes de olarias da região de Prudentópolis, PR. Os blocos foram triturados em britador de mandíbula da marca Furlan para obtenção de 100% de material passante pela peneira de abertura 4,8 mm. Após a britagem, o material passante na peneira 4,8 mm foi moído em moinho de bolas da marca Gardelini, durante os tempos determinados: 0,5; 1,0 e 1,5 horas. A massa específica média da cerâmica moída empregada neste estudo é 2,60 g/cm³.

A cinza de casca de arroz é um material obtido pela combustão controlada em caldeira com leito fluidizado e apresenta massa específica de 2,12 g/cm³.

O fíler calcário utilizado é proveniente da fábrica Itaú de Minas da Votorantim Cimentos, sendo normalmente utilizado na produção de cimentos e argamassas. A massa específica deste material é 2,70 g/cm³.

A composição química do material cerâmico, cinza de casca de arroz e do fíler calcário são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Composição química do material cerâmico, cinza de casca de arroz e fíler calcário.

MATERIAL	COMPOSIÇÃO QUÍMICA (%)										
	SiO ₂	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	K ₂ O	SO ₃	TiO ₂	ZnO	MnO	Álcalis totais como Na ₂ Oe*
Fíler calcário	2,97	78,03	15,06	0,44	1,73	0,31	1,21	-	-	0,11	0,20
Cinza de Casca de arroz	88,94	1,10	-	0,11	2,42	4,18	2,08	-	0,01	0,88	2,75
Material cerâmico	55,32	0,19	-	5,27	35,50	1,28	1,23	1,09	0,01	0,04	0,84

* Na₂Oe = Na₂O + 0,658 K₂O

Observação: Não foi encontrado Na₂O nas amostras

Detalhamento dos ensaios

A caracterização física das adições e cimento deste trabalho foi realizada com a determinação das curvas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



granulométricas por difração a laser e a área superficial específica pela técnica de BET. Já a atividade pozolânica das adições foi investigada com a determinação do índice de atividade pozolânica (IAP) com cal [17] e índice de atividade pozolânica (IAP) com cimento [18], para quantificar o potencial reativo. Além disso, a difratometria de raios-X (DRX) foi empregada para a identificação das fases cristalinas e, também, do halo amorfo que sinaliza a potencialidade reativa das adições.

O método de IAP com cal prescreve a moldagem de três corpos de prova cilíndricos de $\phi 50 \times 100$ mm e posterior ruptura à compressão, aos 7 dias. O ensaio foi realizado em argamassa moldada com a adição mineral em teste, areia normal da ABNT (234 g de cada fração 1,2; 0,6; 0,3 e 0,15 mm), 104 g de hidróxido de cálcio p.a. e a água necessária para se obter a consistência da argamassa em 225 ± 5 mm. A quantidade de adição é calculada de acordo com a Eq. 1.

$$m_{ad} = 2 \cdot \frac{ME_{ad}}{ME_{cal}} \cdot 104 \text{ (em gramas)} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde: m_{ad} é a massa da adição mineral em teste, ME_{ad} é a massa específica da adição, ME_{cal} é a massa específica da cal. O IAP com cal indica que a adição é pozolânica quando o resultado atingir, no mínimo, 6,0 MPa.

No caso do IAP com cimento Portland são preparadas uma argamassa de referência, que contém apenas cimento Portland, e mais uma para cada adição mineral em teste, de modo a se ter 35% do volume absoluto de cimento substituído pelo material pozolânico. Foram moldados três corpos de prova cilíndricos de $\phi 50 \times 100$ mm para cada argamassa. A argamassa de referência é composta por 312 g de cimento Portland e 936 g de areia normal, dividida em iguais porções das quatro frações que a constitui, e a argamassa com o material possivelmente pozolânico é composta por 202,8 g de cimento, a massa da adição em teste, determinada por meio da Eq. 2, e 936 g de areia normal. A água utilizada em cada caso é a necessária para se obter a consistência da argamassa de 225 ± 5 mm. O cálculo da quantidade de adição mineral a ser utilizada na composição da argamassa para o IAP com cimento segue a Eq. 2.

$$m_{ad} = 109,2 \cdot \frac{ME_{ad}}{ME_c} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde: m_{ad} é a massa da adição mineral em teste, ME_{ad} é a massa específica da adição, ME_c é a massa específica do cimento.

O preparo da amostra para a coleta do difratograma foi realizado por prensagem manual do pó no porta-amostra, seguido de exposição aos raios-X no difratômetro RIGAKU modelo Ultima IV. A mensuração foi realizada entre 5° e $75^\circ 2\theta$, com passo angular de $0,02^\circ 2\theta$ e tempo por passo de 1 segundo. Na coleta se utilizou tubo com ânodo de cobre, 40 kV / 30 mA, e fenda divergente de 1° .

Reação Álcali-sílica (NBR 15.577-5/2008)

O experimento foi realizado de acordo com a NBR 15.577-5/2008 - Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado [10].

O procedimento de mistura das argamassas seguiu as recomendações da referida norma técnica no que diz respeito à ordem de mistura dos materiais, ao tempo de mistura, à moldagem das barras, aos procedimentos de cura inicial e desfôrma das barras de argamassa.

Segundo a NBR 15.577-4/2008 [15], a quantidade de cimento para o ensaio deve ser de 440 g e a de agregado de 990 g, representada pela soma das várias faixas granulométricas, para relação $a/c = 0,47$. Para este estudo foram mantidas as proporções de materiais recomendadas na norma, porém em quantidade total superior para viabilizar a moldagem de 6 barras de argamassa para cada série de ensaio de modo a proporcionar maior representação estatística dos resultados, pois a NBR 15.577-5/2008 [10] prescreve o uso de apenas 3 barras. Adotou-se o teor de substituição de 10% em relação à massa de cimento Portland, tanto para o filer calcário como para a cinza de casca de arroz e a cerâmica vermelha, com os diferentes tempos de moagem. As quantidades de frações de agregados, cimento e adições encontram-se na Tabela 3. As barras ficaram imersas todo período de ensaio em solução de NaOH p.a., na concentração de 40 g para cada litro de água destilada, empregando-se um banho termorregulador com temperatura controlada e mantida em $(80 \pm 2)^\circ\text{C}$. Para cada idade de leitura, as barras foram retiradas das soluções e colocadas novamente dentro do banho termorregulador em um período máximo de 10 minutos.

A NBR 15.577-5/2008 [10] recomenda leituras iniciais, incluindo as idades de 16 e 30 dias. Visando uma avaliação mais completa da expansão das barras, foram realizadas leituras nos primeiros 66 dias, duas vezes por semana, incluindo o 16° e o 30° dias de ensaio. O aparato utilizado para as medições foi um pórtico metálico com um relógio comparador de comprimento, com precisão de 0,001 mm.

Tabela 3 - Proporção dos materiais utilizados no ensaio de reação álcali-sílica.

MATERIAL	QUANTIDADE	PORCENTAGEM
Cimento CP V ARI	792,0 g	90%
Adição mineral (fíler calcário, cinza de casca de arroz ou cerâmica moída)	88,0 g	10%
Material ligante (cimento + adição mineral)	880,0 g	100%
Água (a/c = 0,47)	413,6 g	---
Agregado miúdo	1.980,0 g	100%
Agregado retido # 2,36 mm	198,0 g	10%
Agregado retido # 1,18 mm	495,0 g	25%
Agregado retido # 0,60 mm	495,0 g	25%
Agregado retido # 0,30 mm	495,0 g	25%
Agregado retido # 0,15 mm	297,0 g	15%

* A argamassa de referência, sem adição mineral, contém 880 gramas de cimento CP V – ARI.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados estão divididos em: caracterização dos materiais e resultados de reação álcali-sílica, como apresentados a seguir.

3.1. Finura dos aglomerantes e fíler calcário

Os ensaios relacionados com a finura dos aglomerantes foram conduzidos por terem papel relevante no comportamento e reatividade do compósito de cimento Portland. O cimento, fíler calcário, cinza de casca de arroz e cerâmica moída para os três tempos de moagem (0,5; 1,0 e 1,5 horas), foram caracterizados quanto à distribuição granulométrica e área superficial específica BET.

A Figura 1 apresenta a distribuição granulométrica dos materiais e, na Tabela 4, constam os resultados de determinação da área superficial específica pelo método BET e o diâmetro médio das partículas. A cinza de casca de arroz foi a adição com curva granulométrica mais próxima do cimento Portland. Por outro lado, a área superficial específica BET da cerâmica moída é cerca de 12 vezes maior que a área do cimento, independentemente do tempo de moagem. A área superficial específica BET do fíler calcário é 9 vezes menor que a cerâmica vermelha. Cabe destacar que o maior tempo de moagem e, conseqüentemente, a maior finura, não alterou significativamente a área superficial específica BET do RCV. Por outro lado, a técnica de granulometria a laser indicou que o tempo de moagem influencia a distribuição granulométrica dos grãos, com aumento da finura do material à medida que se elevou o tempo de moagem.

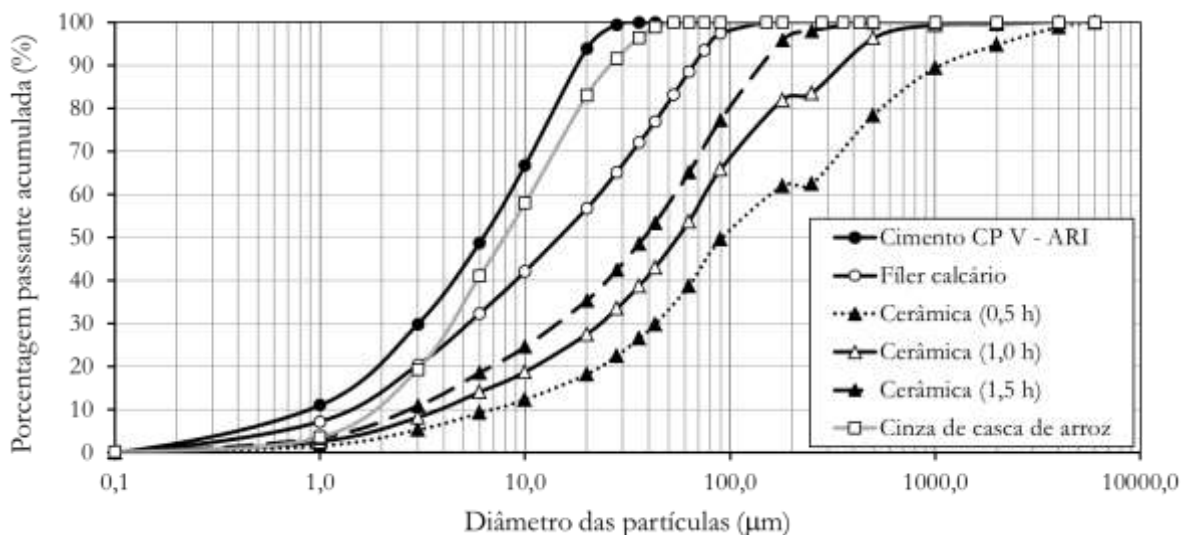


Figura 1: Distribuição granulométrica das adições em comparação com o cimento empregado.

Tabela 4 - Área superficial específica BET e diâmetro médio das partículas dos aglomerantes.

MATERIAL	ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA BET (M ² /G)	DIÂMETRO MÉDIO DAS PARTÍCULAS (μM)
Cimento CPV-ARI	1,1	6,3
Fíler calcário	1,4	15,4
Cinza de casca de arroz	14,7	8,1
Material cerâmico 0,5h	12,9	93,3
Material cerâmico 1,0h	13,0	56,1
Material cerâmico 1,5h	13,0	38,1

3.2. Atividade pozolânica das adições minerais

As técnicas usadas para investigar o potencial pozolânico dos resíduos provenientes de cerâmica vermelha e da cinza de casca de arroz foram: ensaio Chapelle modificado [19], IAP com cal [17] e IAP com cimento [18].

3.2.1. Ensaio Chapelle modificado

A Tabela 5 apresenta os valores do ensaio Chapelle modificado para as amostras de cerâmica com diferentes finuras e para a cinza de casca de arroz. No caso do fíler calcário, o método não é aplicável por não se tratar de um material silicoso, aluminoso ou sílico-aluminoso, ou seja, sem possibilidade de ser considerado pozolana devido a sua composição química.

Tabela 5 - Ensaio Chapelle, conforme a norma NBR 15.895/2010.

MATERIAL	TEOR DE Ca(OH) ₂ FIXADO (MG Ca(OH) ₂ /G AMOSTRA)	INCREMENTO NA REATIVIDADE COM A FINURA (%)
Cinza de casca de arroz	1336	---
Material cerâmico 0,5h	454	---
Material cerâmico 1,0h	516	14,0
Material cerâmico 1,5h	537	18,0

Raverdy *et al.* [20] estudaram a fixação de cálcio por amostras de pozolanas obtendo o valor mínimo indicativo de 330 mg CaO/g amostra [ou 436 mg Ca(OH)₂/g amostra] para um material ser considerado potencialmente pozolânico. Neste estudo, os ensaios eram realizados empregando-se a proporção 1:1 (CaO:pozolana).

Recentemente, as normas brasileira e francesa, respectivamente, NBR 15.895/2010 [19] e NF P18.513/2012 [21] foram revisadas e incorporaram uma modificação significativa ao adotar a proporção de 2:1 (CaO:pozolana), com ganho na eficiência do ensaio e o resultado passou a ser expresso em mg Ca(OH)₂/g pozolana.

A reatividade do RCV nas diferentes finuras, determinada pela NBR 15.895/2010 [19], indicou, com base no limite mínimo proposto por Raverdy *et al.* [20] (436 mg Ca(OH)₂/g pozolana), que as amostras analisadas possuem alguma reatividade, com valores próximos ao limite mínimo. Cabe destacar que a moagem incrementou o consumo de cal do RCV, apesar da área superficial específica BET não ter variado consideravelmente com a cominuição.

O resultado de Ca(OH)₂ fixado pela cinza de casca de arroz foi mais do que o dobro da apresentada pelo resíduo de cerâmica vermelha, o que indica a elevada atividade pozolânica deste tipo de resíduo.

3.2.2. Índice de Atividade Pozolânica (IAP) com cal

Os resultados do índice de atividade pozolânica (IAP) com cal para o fíler calcário, a cinza de casca de arroz e para o material cerâmico constam na Figura 2. A relação água/materiais ligantes (hidróxido de cálcio + adição mineral) da argamassa com fíler calcário foi de 0,54, no caso da cinza de casca de arroz foi de 0,66, enquanto para o RCV, independentemente da finura, a relação foi de 0,38. A argamassa com adição mineral inerte, apresentou resistência à compressão abaixo do mínimo de 6,0 MPa preconizado pela NBR 12.653/2012 [22]. De fato, este comportamento previsível evidencia não haver atividade química significativa entre o hidróxido de cálcio e o fíler calcário e, desta forma, esta adição não é classificada como pozolana. As argamassas com adição de material cerâmico, independentemente do tempo de moagem, também apresentaram resistências à compressão inferiores ao mínimo preconizado pela norma, indicando, por esta metodologia, que tal adição, independente dos níveis de finura usados neste trabalho, não pode ser classificada como pozolana. Estes resultados estão compatíveis com os obtidos por Oliveira *et al.* [6] quanto à classificação de atividade pozolânica, porém estão contra os resultados apresentados por Garcia *et al.*

[23]. No caso da cinza de casca de arroz, esta adição foi classificada como uma pozolana, apesar de que o resultado foi no limiar de pozolanicidade, que é um resultado contraditório com os dados obtidos no ensaio Chapelle modificado (de acordo com a NBR 15.895/2010) [19] que indicou elevada pozolanicidade deste material.

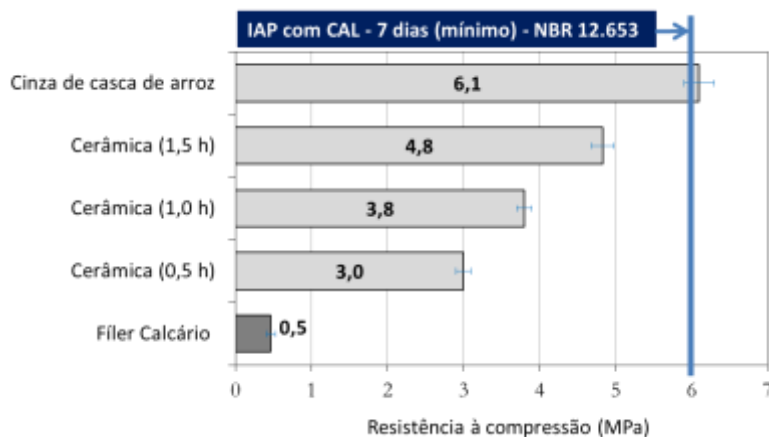


Figura 2: Índice de atividade pozolânica (IAP) com cal.

3.2.3. Índice de Atividade Pozolânica (IAP) com cimento Portland

O ensaio conforme a NBR 5.752/2012 [18] (IAP com cimento Portland) requer que as argamassas disponham, no estado fresco, de consistência pré-estabelecida (225 ± 5 mm), o que resulta em variados volumes de água de amassamento em função das características físico-químicas das adições minerais. A norma NBR 12.653/2012 [22] estabelece como limite um adicional de 10 a 15% sobre o volume de água de mistura da argamassa de referência, o que impacta na resistência à compressão da argamassa. A Figura 3 apresenta a demanda de água das argamassas quando da substituição parcial do cimento por fíler calcário, cinza de casca de arroz ou RCV com as diferentes finuras. A argamassa de referência, somente com cimento, foi moldada na relação água/cimento igual a 0,48 (150 gramas de água). O fíler calcário aumentou em 6% a demanda de água em comparação à argamassa de referência, enquanto a cerâmica vermelha, com as diferentes finuras, reduziu a demanda, em média, para um proporcional de 75% e a cinza de casca de arroz aumentou a demanda de água para 121% da água requerida para a série de referência. De fato, a redução na demanda de água por parte da cerâmica vermelha potencializa a resistência à compressão da argamassa, a ser avaliada a seguir.

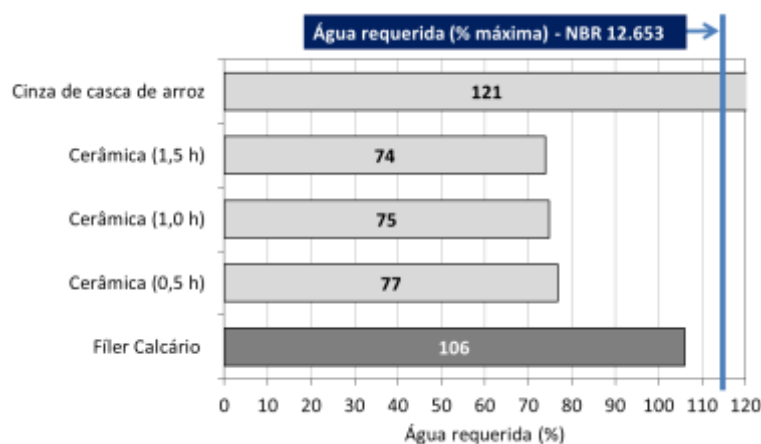


Figura 3: Demanda percentual de água de amassamento das argamassas de cimento Portland contendo adições minerais em relação à argamassa de referência.

A Figura 4 mostra os dados de resistência à compressão das argamassas de cimento Portland com e sem o fíler calcário, com cinza de casca de arroz e com os materiais cerâmicos. A argamassa de referência atingiu, em média, a resistência à compressão de 41,1 MPa, enquanto a substituição de 35% do volume de cimento por fíler calcário reduziu a resistência para aproximadamente 23,2 MPa. A norma NBR 12.653/2012 [22] estabelece um percentual mínimo de 75% da resistência à compressão da argamassa de referência para atribuir potencial pozolânico à adição mineral ensaiada. Assim sendo, para o cimento estudado, as argamassas com adições minerais devem atingir uma resistência mínima de

30,8 MPa, o que não ocorreu com a argamassa contendo filer calcário, nem tampouco, com as amostras contendo material cerâmico. Portanto, não são consideradas pozolanas, estando este resultado de acordo com o ensaio de IAP com cal. Para a cinza de casca de arroz o valor médio foi de 38,8 MPa, ou seja, foi classificada como adição pozolânica com certa folga.

Cabe destacar que a cerâmica moída por 1,5 horas atingiu resistência à compressão próxima ao valor limite para a classificação como pozolana. Este comportamento está relacionado, principalmente, à menor demanda de água de mistura para atingir a consistência pré-estabelecida na metodologia normativa, embora de acordo com os resultados do ensaio Chapelle modificado seja evidente que há influência da interação química da cerâmica vermelha com a portlandita. Como a variação na demanda de água de mistura nas três argamassas com cerâmica vermelha é muito pequena, o que está condizente com os resultados da área superficial específica BET, o incremento na resistência à compressão deve estar associado à maior interação das partículas da adição com o hidróxido de cálcio, com decorrente formação de um teor maior de silicato de cálcio hidratado, responsável direto pela capacidade portante do material.

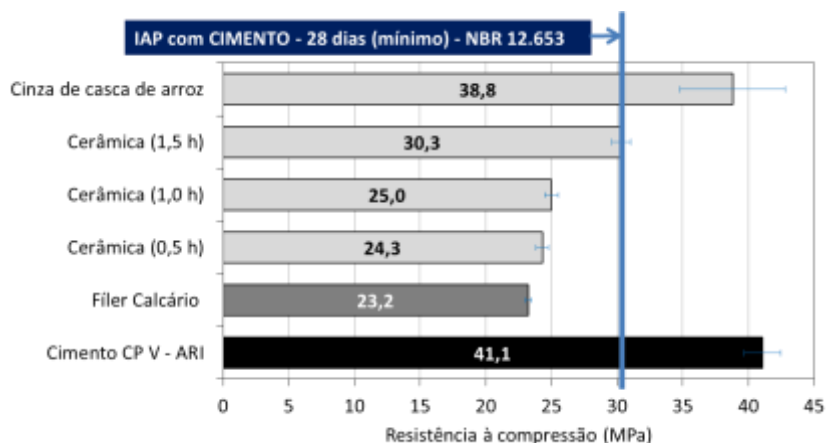


Figura 4: Índice de atividade pozolânica (IAP) com cimento.

A Figura 5 apresenta o difratograma de raios-X do filer calcário. Usando os dados do International Centre for Diffraction Data (ICDD) para identificação dos constituintes desta adição, foram encontrados picos característicos que indicam a presença de calcita (CaCO_3), dolomita ($\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$) e quartzo (SiO_2). Na amostra de material cerâmico (difratograma da Figura 6) foram encontrados picos típicos que revelam a existência de quartzo (SiO_2), ilita ($\text{K} \cdot \text{Al}_2 \cdot (\text{Si}_3 \cdot \text{Al}) \cdot \text{O}_{10} \cdot (\text{OH})_2$) e hematita (Fe_2O_3).

No filer calcário não há evidência da presença de halo amorfo no difratograma, evidenciando que tal adição apresenta um elevado grau de cristalinidade. Apesar disto, devido à finura do material, este pode ser utilizado como material de enchimento, melhorando o empacotamento das partículas nas misturas e contribuindo para melhor densificação dos compósitos cimentícios. A cerâmica vermelha apresenta um tênue halo amorfo, coerente com a sua restrita capacidade de reação com a cal, formando compostos hidratados, como verificado pelo ensaio Chapelle [21] e também no IAP com cal [19] e no IAP com cimento [20].

A análise química da cinza de casca de arroz mostra que praticamente 89% deste material é formado por sílica (SiO_2), porém, o fator determinante da reatividade pozolânica de um material depende do grau de amorficidade da sílica que o compõe. A Figura 7 mostra o difratograma de raios X deste material que indica que a sílica desta cinza está em sua grande maioria em estado vítreo e uma pequena parcela está organizada como cristobalita, uma das formas polimórficas do dióxido de silício. O principal indício do caráter amorfo deste material é a apresentação do halo amorfo destacado na Figura 7. Deve-se verificar que o tamanho do halo amorfo da cinza de casca de arroz (CCA) é muito mais insinuado do que o apresentado pelo resíduo de cerâmica vermelha (RCV), sendo este um fator determinante para explicar o fato de a CCA ter apresentado resultados bem acima do limite mínimo no ensaio de IAP com cimento.

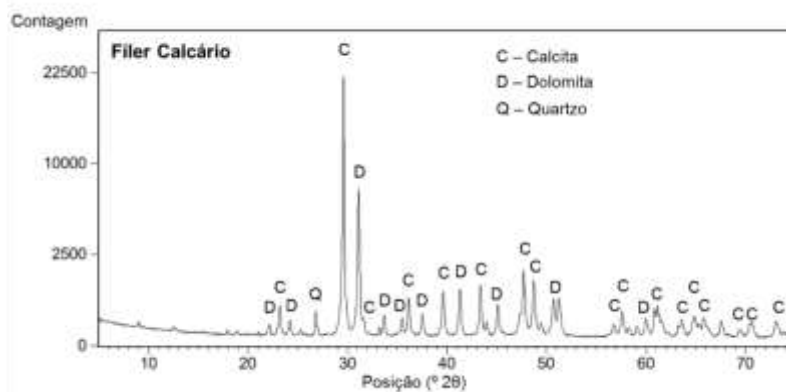


Figura 5: Difratoograma de raios-X da amostra de filer calcário.

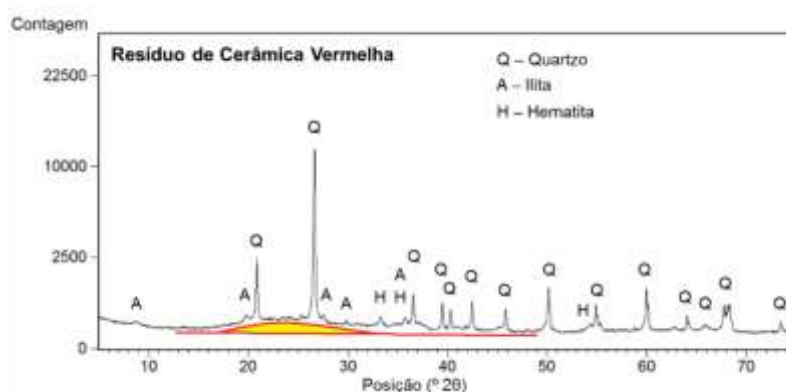


Figura 6: Difratoograma de raios-X da amostra de material cerâmico.

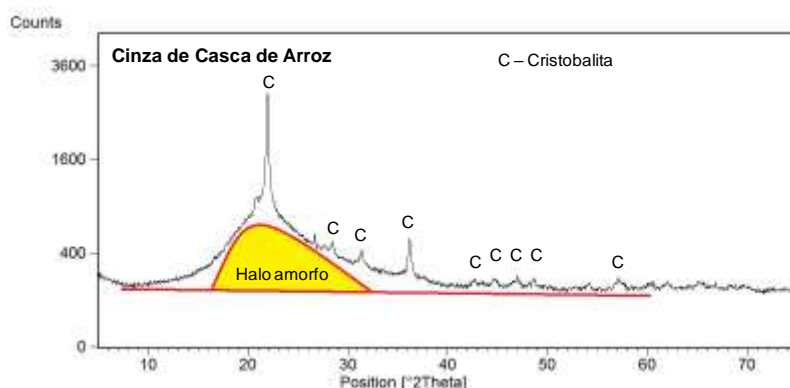


Figura 7: Difratoograma de raios X da amostra de cinza de casca de arroz.

3.3 Reação álcali-silica

A evolução da expansão das barras de argamassa devido à reação álcali-silica ao longo de 66 dias está apresentada na Figura 8. A argamassa de cimento CP V – ARI, considerado cimento-padrão conforme as recomendações da NBR 15.577-4/2008 [15], foi utilizada para classificar, de acordo com os critérios da NBR 15.577-1/2008 [24], a potencialidade inócua ou reativa do agregado empregado neste experimento. Como a expansão aos 30 dias (0,15%) foi inferior à expansão limite de 0,19% estabelecida na referida norma, o agregado seria classificado como potencialmente inócua para uso em concreto. Vale salientar que o agregado utilizado neste experimento tem histórico de apresentar RAS em uma edificação nacional de barragem, cujo nome não se tem autorização para informar neste documento. A NBR 15.577-1/2008 [24] indica que nos casos em que haja histórico de RAA, o agregado deve ser considerado potencialmente reativo, então esta é a efetiva classificação do agregado.

Além disso, Tiecher [12] e Valduga [13] por meio da norma ASTM C 1260/2007 [14] também atribuíram potencialidade reativa a este mesmo agregado. De acordo com esta norma americana, deve-se considerar a possibilidade deste agregado apresentar reação álcali-sílica em virtude da expansão, aos 14 dias, situar-se na região de incerteza estabelecida pela norma americana¹, o que requer, preventivamente, a adoção de medidas mitigadoras.

A influência das adições minerais deste trabalho na mitigação da expansão das argamassas, conforme as recomendações da NBR 15.577-1/2008 [24], deve ser avaliada na idade de 16 dias, quando a expansão deve ser inferior a 0,10%. Neste estudo, além da idade recomendada pela norma, optou-se pelo monitoramento do comportamento das argamassas em idades maiores, a fim de melhor avaliar a influência do RCV e da cinza de casca de arroz (Figura 8), onde também estão apresentados os resultados de expansão, aos 16 dias, das argamassas contendo os diferentes materiais ligantes. De fato, o cimento CP V – ARI, utilizado como padrão, resultou em um sistema com expansão superior ao limite recomendado pela norma.

A utilização do fíler calcário na composição do material ligante aparentemente atribuiu potencial de mitigação a esta adição, embora, estatisticamente, o resultado possa ser considerado idêntico ao valor limite de 0,10%. Os efeitos físicos do fíler calcário interferem na microestrutura da matriz hidratada, o que propiciou redução da expansão da argamassa.

Apesar de ter sido classificado como adição pozolânica, o ensaio representado na Figura 8 mostra que a cinza de casca de arroz elevou de forma acentuada a expansão por RAS.

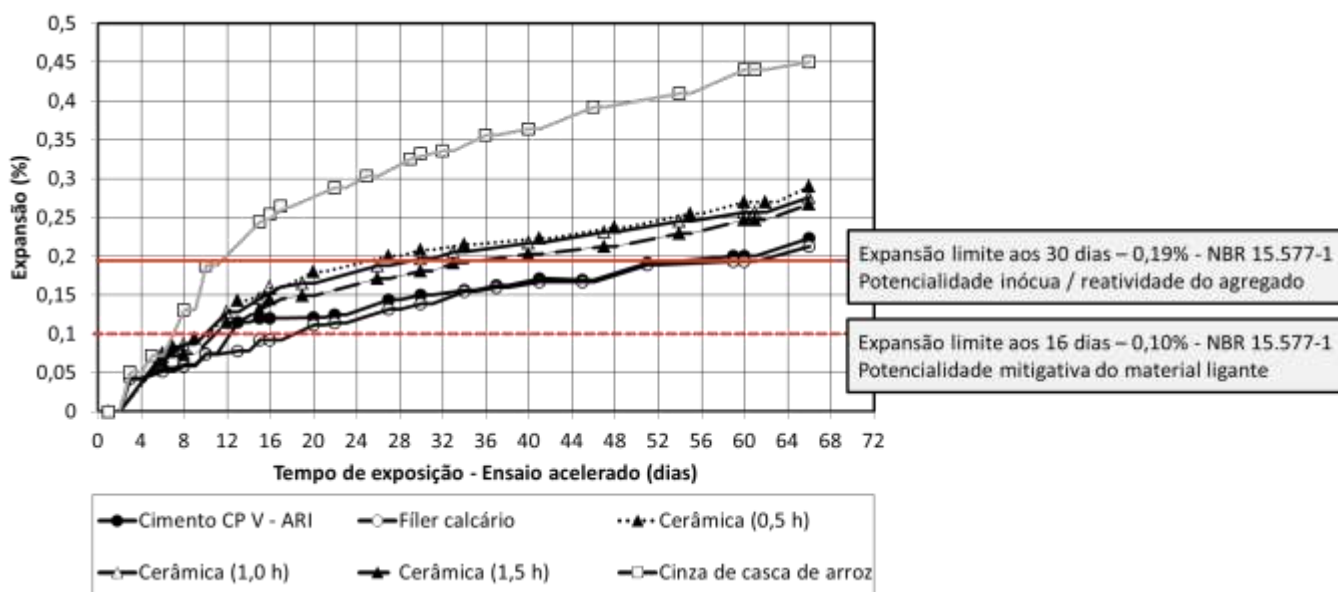


Figura 8: Reação álcali-sílica - evolução da expansão média das barras de argamassa com 100 % de cimento comparado com substituição de 10% do cimento por adições minerais.

O RCV, independentemente da finura, além de não mitigar a reação álcali-sílica, propiciou a expansão da argamassa a valores superiores ao observado na referência. O maior tempo de moagem do resíduo de cerâmica vermelha tendeu a reduzir a expansão da argamassa.

A análise geral, ao longo de 66 dias, mostra que o comportamento expansivo da argamassa com fíler calcário tende a se equiparar à série de referência após 20 dias, mantendo esta tendência ao longo do período estudado. Já a série contendo RCV, nas diferentes finuras, tende a manter maior expansão em comparação à série de referência para as idades avaliadas. De fato, a maior expansão ocorre sempre na amostra de resíduo de cerâmica vermelha com menor tempo de moagem.

Cabe salientar que a utilização de RCV, nos tempos de moagem de 0,5 e 1,0 hora, atribuiu potencialidade reativa às respectivas argamassas, pois estas superaram o valor limite de expansão de 0,19% aos 30 dias. A argamassa contendo o resíduo moído por 1,5 horas apresentou expansão próxima ao limiar normativo para a referida idade, o que atribui a esta adição mineral incerteza sobre a sua adequabilidade para a mitigação da reação álcali-sílica. Resumindo, o resíduo de cerâmica vermelha potencializa a expansão da argamassa quando da presença de álcalis na solução aquosa dos poros da matriz hidratada.

¹ A norma ASTM C 1260/2007 estabelece a expansão de 0,10% aos 14 dias como limite para considerar o agregado inócuo, até 0,20% aos 28 dias para potencialmente reativo e acima de 0,20% aos 28 dias para agregado reativo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



CONCLUSÕES

O foco deste trabalho foi investigar o efeito da incorporação de RCV e de cinza de casca de arroz para a execução de concretos e argamassas de cimento Portland submetidos a condições favoráveis para a ocorrência da RAS. Os resultados obtidos nos ensaios permitem as seguintes conclusões:

- O RCV foi classificado como adição mineral pozolânica quando avaliado por meio do ensaio Chappelle modificado, apesar dos resultados dos ensaios indiretos de avaliação da atividade pozolânica (IAP com cal e IAP com cimento) não atribuírem pozolanidade ao material cerâmico, independentemente da finura. O maior tempo de moagem do RCV incrementou o consumo de cal por atividade pozolânica e a resistência à compressão das argamassas de cal ou cimento.
- A potencialidade pozolânica do RCV requer adequada cominuição do material para que este cumpra, também, os requisitos classificatórios relacionados à resistência à compressão. Esta tendência ficou evidente nos resultados de IAP com cal e IAP com cimento Portland.
- O maior tempo de moagem da RCV aumenta o empacotamento das partículas e, conseqüentemente, a resistência à compressão da argamassa.
- Com base nos dados de granulometria a laser, conclui-se que quanto maior o tempo de moagem do RCV, mais fino o material, indicando que não foi atingido o tempo de redução de eficiência de moagem relatado por Luz *et al.* [25] e Bristot [26], que é o limite de tempo de moagem em que mesmo aumentando o tempo de operação do moinho, a curva granulométrica do pó produzido não indica aumento do teor de grãos mais finos.
- O fíler calcário não reduziu de forma significativa os efeitos da RAS, apesar de promover redução da portlandita e alteração no nível de empacotamento de partículas. De modo geral, pode-se considerar que a série com fíler calcário e a série de referência são equivalentes.
- No caso do RCV, os valores de expansão por RAS, em todos os casos, foram superiores aos apresentados pela série de referência, indicando que este material não é recomendado para uso em concretos empregados em conjunto com agregado reativo.
- A cinza de casca de arroz apresentou atividade pozolânica comprovada em todos os testes de pozolanidade, porém, no ensaio de RAS apresentou aumento de expansão, contrário ao consenso geral de que a adição de pozolanas tende a ser um meio para mitigar a RAS. Este resultado mostra que a capacidade de mitigação da RAS depende da pozolana a ser usada, necessitando de testes específicos para cada caso de aplicação em campo.

Por fim, o tempo de avaliação dos ensaios acelerados propostos nas normas de RAS pode ser muito curto, pois nas idades mais avançadas, os resultados indicaram tendências diferentes e mais conclusivas quando comparados aos resultados obtidos nas idades estabelecidas nas respectivas normas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná (DCC-PPGECC-UFPR), da Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Lucas, D.; Benatti, C. “Utilização de resíduos industriais para a produção de artefatos cimentícios e argilosos empregados na construção civil”. *Rama: Revista em Agronegócio e Meio Ambiente*, v. 1, 2008, 405-418 p.
- [2] Senthamarai, R. M.; Manoharan, P. D. “Concrete with ceramic waste aggregate”, *Cement and Concrete Composites*, v. 27, 2005, pp. 910-913.
- [3] Senthamarai, R. M. *et al.*, “Concrete made from ceramic industry waste: Durability properties”, *Construction and Building Materials*, v. 25, 2011, pp. 2413-2419.
- [4] Cabral, A. *et al.*, “Desempenho de concretos com agregados reciclados de cerâmica vermelha”, *Cerâmica*, v. 55, 2009, pp.448-460.
- [5] Brito, J. *et al.*, “Mechanical behaviour of non-structural concrete made with recycled ceramic aggregates”, *Cement and Concrete Composites*, v. 27, 2005, pp. 429-433.
- [6] Oliveira, L. *et al.*, “The potential pozzolanic activity of glass and red-clay ceramic waste as cement mortars componentes”, *Construction and Building Materials*, v. 31, 2012, pp. 197-203.
- [7] Cordeiro G. *et al.*, “Influência da substituição parcial de cimento por cinza ultrafina da casca de arroz com elevado teor de carbono nas propriedades do concreto”. *Ambiente Construído (Online)*, v. 9, 2009, pp. 37-49.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [8] Rodrigues, M.; Beraldo, A., “Caracterização física e mecânica de argamassas à base de cimento Portland e cinza de casca de arroz residual”. *Engenharia Agrícola (Impresso)*, v. 30, 2010, 193-204 p.
- [9] Isaia, G. *et al*, “Viabilidade do emprego de cinza de casca de arroz natural em concreto estrutural. Parte I: propriedades mecânicas e microestrutura ISSN 1678-8621”. *Ambiente Construído (Online)*, v. 10, 2010, 37-49 p.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15.577-5: “Reação álcali-agregado. Parte 5: Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado”. Rio de Janeiro, 2008.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11.578: “Cimento Portland composto”. Rio de Janeiro, 1991.
- [12] Tiecher, F. “Reação álcali-agregado: avaliação do comportamento de rochas do sul do Brasil quando se altera o cimento utilizado”. *Exame de qualificação para obtenção do título de Mestre – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Porto Alegre, 2005.
- [13] Valduga, L. “Influência das condições de ensaio da ASTM C 1260 na verificação da reação álcali-agregado”. *Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Porto Alegre, 2007.
- [14] ASTM C - 1260/07: “Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)”. Philadelphia, Section 4 (Construction), v. 04.02 (Concrete and aggregates), 2007, pp. 647-650.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15.577-4: “Reação álcali-agregado. Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado”. Rio de Janeiro, 2008.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 23: “Cimento portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica”. Rio de Janeiro, 2001.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5.751: “Materiais pozolânicos — Determinação da atividade pozolânica — Índice de atividade pozolânica com cal — Método de ensaio”. Rio de Janeiro, 2012.
- [18] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5.752: “Materiais pozolânicos — Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias”. Rio de Janeiro, 2012.
- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15.895: “Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chappelle modificado”. Rio de Janeiro, 2010.
- [20] Raverdy, M. *et al*, “Appréciation de l’ativité pouzzolannique des constituants secondaries”. In: *Congrés International de la Chimie des Ciments*, Paris, 7^a e., v.II e IV, 1980.
- [21] Association Française de Normalisation. NF P 18-513: “Métakaolin, addition pouzzolannique pour bétons” – *Définitions, spécifications, critères de conformité*, 2012. 19 p.
- [22] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.653: “Materiais pozolânicos — Requisitos”. Rio de Janeiro, 2012.
- [23] Garcia, E. *et al*, “Resíduo de cerâmica vermelha (RCV): uma alternativa como material pozolânico” *Revista Cerâmica Industrial*, v. 19, nº 4, 2014, pp. 31 – 38.
- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15.577-1: “Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto”. Rio de Janeiro, 2008.
- [25] Luz, A. *et al*, “Tratamento de Minérios”. *CETEM: 4ed*, Rio de Janeiro, 2004.
- [26] Bristot, V. “Ferramental para prensagem hidráulica de esferoides de alumina”. *Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Porto Alegre, 2008, 91 p.



EFEITO DE ALTAS TEMPERATURAS NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE CONCRETO CONVENCIONAL

A. PAIVA

Engenheiro M.Sc.
2º Batalhão de Engenharia de Construção
Teresina; Brasil
aspaixa@gmail.com

C. VASCONCELLOS

Professor D.Sc.
Escola Superior Técnica
Buenos Aires; Argentina
cabvasconcellos@uol.com.br

L. CARNEIRO

Professor D.Sc.
Instituto Militar de Engenharia
Rio de Janeiro; Brasil
carneiro@ime.eb.br

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo avaliar experimentalmente a resistência à flexão de prismas de concreto simples sob altas temperaturas. A resistência média do concreto à compressão, sob temperatura ambiente cerca de 25 °C, era em torno de 35 MPa. Os corpos de prova prismáticos de concreto tinham dimensões de 100 mm x 100 mm x 300 mm. O parâmetro variado nos ensaios de flexão foi a temperatura (ambiente cerca de 25 °C, 300 °C, 600 °C e 900 °C). Os prismas de concreto foram retirados do forno mufla e imediatamente conduzidos à prensa para realização dos ensaios não destrutivo (esclerometria) e destrutivo (flexão simples). Verificou-se que a temperatura influencia os resultados de resistência à flexão e de índice esclerométrico do concreto, além de provocar mudanças no seu aspecto.

Palavras-chave: altas temperaturas, resistência à flexão, índice esclerométrico, concreto convencional.

ABSTRACT

This paper aims to experimentally evaluate the flexural strength of prismatic plain concrete under high temperatures. The average compressive strength of concrete under temperature about 25 °C was about 35 MPa. The concrete prisms had dimensions of 100 mm x 100 mm x 300 mm. The varied parameter in flexural tests was the temperature (room temperature about 25 °C, 300 °C, 600 °C and 900 °C). The concrete prisms were removed from the muffle furnace and immediately taken to the compression testing machine to perform the non-destructive (rebound hammer method) and destructive testing (simple flexural). It was found that the temperature affects the concrete flexural strength and rebound number and causes changes in concrete appearance.

Keywords: high temperatures, flexural strength, rebound number, ordinary concrete.

1. INTRODUÇÃO

Ao se aquecer uma estrutura de concreto, o comportamento mecânico do concreto se altera, a deformação dos elementos estruturais aumenta, e a capacidade de carga de estrutura diminui por conta da deterioração das propriedades do concreto.

Em caso de incêndio em uma estrutura de concreto, a temperatura do fluxo térmico circundante aumenta rapidamente e varia continuamente. Em seguida, a estrutura de concreto é aquecida, a temperatura da sua superfície eleva rapidamente, o calor e penetra gradualmente no interior da estrutura de concreto por meio da ação do fenômeno da condução [1], causando alterações na sua micro e macroestrutura, o que leva a efeitos danosos à estrutura, tais como fissuras, esfarinhamentos, lascamentos e deslocamentos do concreto, ocasionando a diminuição de resistência e rigidez, o aparecimento de esforços adicionais nas estruturas hiperestáticas devido às deformações térmicas, e até talvez o colapso [2].

A avaliação da resistência do concreto de estruturas é necessária para dirimir dúvidas e auxiliar os engenheiros em casos, por exemplo, de monitoramento da evolução da resistência do concreto, de conhecimento da data mais adequada

para retirada de escoramentos de uma estrutura, de avaliação da homogeneidade e dureza superficial do concreto, e da qualidade de estruturas de concreto novas e antigas, dentre outros casos.

O método mais aceito para a avaliação da resistência do concreto é o ensaio destrutivo de extração de carotes de concreto, que consiste na perfuração de um elemento estrutural e extração de um cilindro de concreto para ser ensaiado à compressão. Mas este método reduz a capacidade resistente do elemento estrutural e, por isso, é muitas vezes evitado.

Para contornar esse problema, surgiram os ensaios não destrutivos, pois têm a vantagem de não produzir dano estrutural ou deixar pequenos danos para serem reparados após os ensaios, e de não provocar perda na capacidade resistente do elemento estrutural ensaiado. Um dos mais utilizados é o ensaio de esclerometria.

Neste trabalho avaliou-se experimentalmente a resistência à flexão de prismas de concreto simples de 100 mm x 100 mm x 300 mm de dimensões sob altas temperaturas (25 °C, 300 °C, 600 °C e 900 °C) por meio do ensaio destrutivo de flexão simples e com o uso do ensaio não destrutivo de esclerometria. Os prismas de concreto foram retirados do forno mufla e imediatamente ensaiados, sem sofrer qualquer tipo de processo de resfriamento.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram confeccionados, no Laboratório de Materiais de Construção e Concreto do IME, 8 corpos de prova prismáticos de concreto de 100 mm x 100 mm x 300 mm de dimensões.

O adensamento do concreto foi realizado com o uso de uma mesa vibratória, após o que os moldes de aço dos corpos de prova cilíndricos de concreto foram cobertos com plástico para evitar a perda de água, favorecendo o processo de cura do concreto.

A desforma dos corpos-de-prova ocorreu após 24 horas e os mesmos foram colocados em tanque d'água saturada de cal por 7 dias. Em seguida, foram deixados em ar livre até terem completado a idade de 28 dias.

Foi utilizado um forno tipo mufla para a elevação de temperatura dos corpos de prova de concreto, conforme mostra a Figura 1. O espaço livre na câmara do forno media 140 mm x 150 mm x 300 mm (largura x altura x profundidade), com temperatura máxima de aquecimento de 1200 °C. A velocidade média do aumento de temperatura do forno com câmara vazia era de aproximadamente 9 °C/min.



Figura 1: Forno tipo mufla utilizado para a elevação da temperatura do concreto

Após se atingir a temperatura máxima preestabelecida (300 °C, 600 °C ou 900 °C), a mesma foi mantida neste patamar por até seis horas com o intuito de se atingir esta temperatura de modo uniforme no interior dos corpos de prova de concreto.

A fim de se ter o registro das temperaturas no interior dos corpos-de-prova de concreto, foram instalados previamente termopares conectados a um multímetro, que transmitiu os dados via *wireless* para um *software* instalado em um computador próximo ao local do experimento (ver Figura 2). Este equipamento possibilitava o armazenamento da temperatura a cada segundo e possuía capacidade de até 50.000 registros, ou seja, aproximadamente 14 horas de medições.

Anteriormente aos ensaios de elevação da temperatura dos corpos de prova de concreto, foram feitos os registros das elevações de temperatura dos fornos, sem os corpos de prova.



Figura 2: Sistema de aquisição de dados da temperatura no interior dos corpos-de-prova de concreto

Para a retirada dos corpos de prova aquecidos do interior dos fornos utilizaram-se uma pinça metálica e luvas de couro, de acordo com o que apresenta a Figura 3a. Para segurança e garantia de isolamento térmico no manuseio dos corpos de prova de concreto, optou-se por uso de um colchão térmico feito com uma espuma cerâmica revestida por uma fibra cerâmica de 2 mm de espessura (ver Figura 3b), o que tornou possível manusear os corpos de prova de concreto aquecidos na prensa.



(a) pinça metálica e luvas de couro



(b) colchão térmico de uma espuma cerâmica

Figura 3: Aparatos usados para retirar os corpos de prova de concreto do forno

Após cerca de dois minutos, tempo entre o momento da retirada do corpo de prova de concreto e o início dos ensaios, foram realizados ensaios de esclerometria, para a determinação do índice esclerométrico, e de flexão simples, para a determinação da resistência à flexão do concreto, conforme as normas [3, 4].

2.1 Materiais

O cimento Portland utilizados nos concretos foi o do tipo CP II-E-32, da Holcim.

O agregado miúdo empregado na elaboração dos concretos foi areia de rio lavada. Seus valores de módulo de finura e dimensão máxima característica foram 2,96 e 4,8 mm.

O agregado graúdo utilizado foi brita do tipo gnaisse com dimensão máxima característica de 19 mm (brita 1). Seu valor de módulo de finura foi 6,30.

2.2 Concreto

Foi confeccionado um concreto resistência convencional, com resistência à compressão média de cerca de 35 MPa. A composição em peso foi 1: 2,00: 2,80: 0,48: 0,004 (cimento: areia: agregados graúdos: relação água-cimento: superplastificante), tendo consumo de 371 kg de cimento por m³ de concreto. O concreto apresentou o abatimento do tronco de cone de (35 ± 10) mm, realizado segundo a norma [5].

3. RESULTADOS E ANÁLISE

Os resultados dos valores de resistência à flexão $f_{ct,fl}$ e de índice esclerométrico I.E. do concreto ensaiado, imediatamente após sua retirada do forno mufla, estão reunidos na Tabela 1. Nesta tabela, a última linha agrupa os valores médios de $f_{ct,fl}$ ($f_{ct,flm}$) e de I.E. (I.E._m).

Constata-se dessa tabela que, com o aumento de temperatura, os valores de $f_{ct,fl}$ diminuíram, enquanto os valores de I.E. aumentaram. Os menores valores de $f_{ct,fl}$ ocorreram para a maior temperatura aplicada no ensaio (900 °C), ao passo que os menores valores de I.E., para a temperatura ambiente.

Tabela 1 – Resultados de $f_{ct,fl}$ e I.E. dos corpos de prova de concreto ensaiados

Corpo-de-prova	$f_{ct,fl}$ (MPa)				I.E.			
	25 °C	300 °C	600 °C	900 °C	25 °C	300 °C	600 °C	900 °C
C1	3,74	1,83	1,66	1,30	36	36	39	40
C2	3,72	1,83	1,46	1,23	32	36	42	38
Média	3,73	1,83	1,56	1,27	34	36	41	39

A Figura 4 apresenta os valores de fator de redução da resistência $k_{c,\theta}$ dos concretos ensaiados neste trabalho em função da temperatura, além do fator de redução do índice esclerométrico $k_{e,\theta}$, aqui definido neste trabalho como sendo a relação entre o índice esclerométrico do concreto na temperatura θ (I.E. _{θ}) e o índice esclerométrico do concreto em situação normal (I.E.). Estes valores $k_{c,\theta}$ e $k_{e,\theta}$ foram obtidos usando os respectivos valores médios $f_{ct,flm}$ e I.E._m encontrados na Tabela 1.

Verifica-se que, para a temperatura de 300 °C, a resistência média à flexão do concreto ($f_{ct,flm}$) foi 51% inferior que a do concreto na temperatura ambiente 25 °C, enquanto para as temperaturas de 600 °C e 900 °C, 58% e 66%.

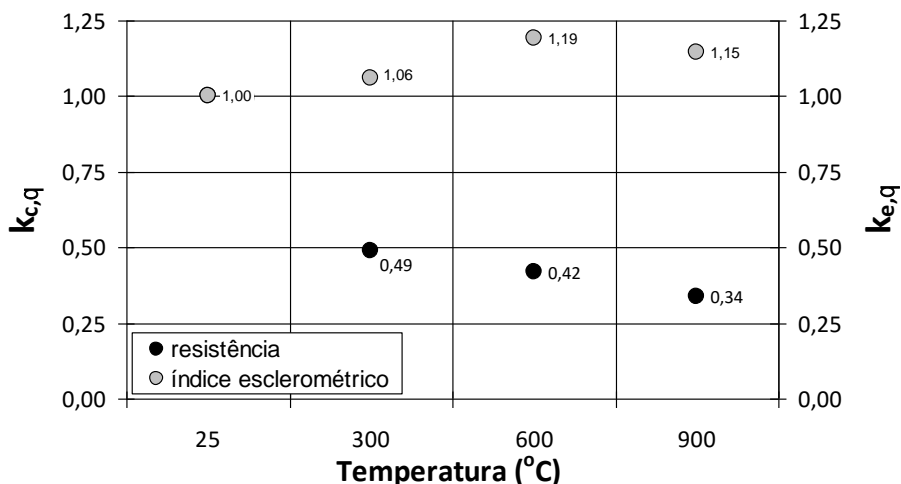


Figura 4: Variação do fator de redução da resistência e do índice esclerométrico do concreto ensaiado em função da temperatura

Os valores de $k_{e,\theta}$ aumentaram com o aumento da temperatura. Para a temperatura de 300 °C, o valor de $k_{e,\theta}$ foi 1,06, o que depende-se que o valor de I.E._m encontrado foi 6% superior ao valor de I.E._m para a temperatura ambiente de 25 °C. Para as temperaturas de 600 °C e 900 °C, estes valores subiram para 1,19 e 1,15.

Devido à alta temperatura, a superfície do concreto foi calcinada, o que a tornou mais dura que a do concreto sob temperatura ambiente. Em vista disto, os valores de I.E. tenderam a aumentar com o incremento da temperatura.

Na Figura 5 podem ser vistos os valores de $f_{ct,flm}$ em função de I.E._m do concreto ensaiado neste trabalho. Verificou-se que, em geral, houve diminuição de $f_{ct,flm}$ com o aumento de I.E._m.

As curvas de elevação da temperatura no forno e no interior do corpo-de-prova em função do tempo encontradas neste trabalho e segundo [6] podem ser vistas nas Figuras 6a e 6b. Percebe-se que estas curvas apresentaram comportamento semelhante entre si e que a temperatura no interior do forno para qualquer espaço de tempo foi maior que a no interior do corpo-de-prova de concreto. O forno utilizado por [6] tinha em sua câmara espaço livre nas dimensões 200 mm x 300 mm x 500 mm, com temperatura máxima de aquecimento de 1000 °C. A velocidade média do aumento de temperatura do forno com câmara vazia era cerca de 8 °C/min a 10 °C/min.

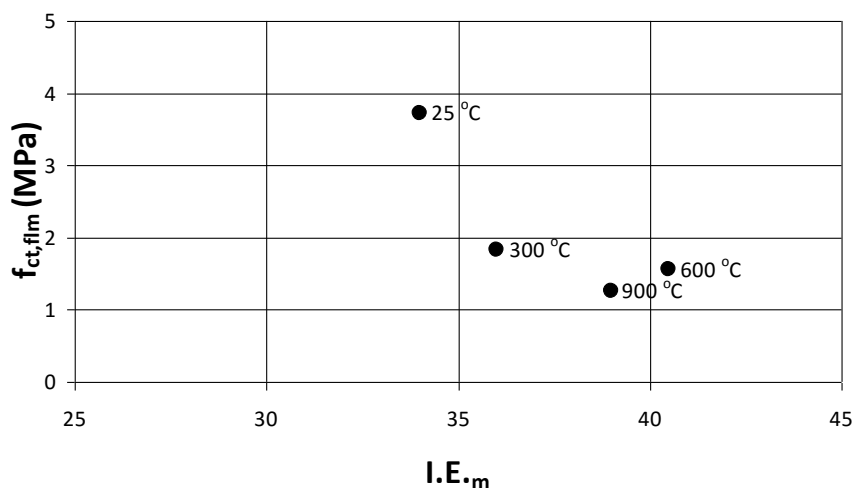


Figura 5: Valores de $f_{ct,flm}$ em função de I.E._m obtidos neste trabalho e segundo o esclerômetro

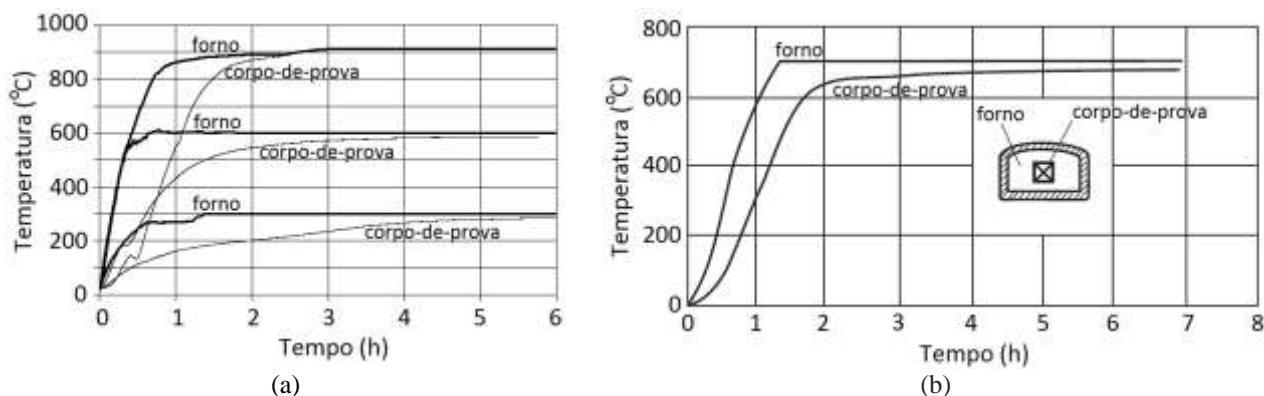


Figura 6: Curvas temperatura no forno e no interior do corpo-de-prova em função do tempo

A Figura 7 ilustra a medição feita na superfície interna do prisma de concreto imediatamente após sua ruptura, por meio de um termômetro infravermelho de 1200 °C de capacidade de leitura. A temperatura do concreto era de 900 °C, quando foi retirado do forno, e após a execução do ensaio, caiu para cerca de 670 °C.

Pode-se visualizar na Figura 8 a execução do ensaio de esclerometria em um corpo de prova prismático de concreto de 100 mm x 100 mm x 300 mm de dimensões sob temperatura de 25 °C. O esclerômetro digital modelo W-D-500 da marca *James NDT Instruments* foi utilizado no programa experimental deste trabalho. Sua energia de percussão é capaz de avaliar concretos de resistência à compressão variando de 10,8 MPa a 58,8 MPa (I.E. de 22 a 55), quando aplicado com ângulo de impacto nulo, isto é, paralelamente à direção normal da superfície do concreto.

Para a determinação dos valores médios de índices esclerométricos, o esclerômetro foi aplicado ortogonalmente à superfície lisa e seca do prisma de concreto 9 pontos afastados de 30 mm entre si, formando uma malha 90 mm x 90

mm. Cada prisma de concreto ensaiado foi preso entre os pratos de compressão da prensa para que deslocamento algum não viesse a ocorrer.



Figura 7: Medição feita no concreto por meio de um termômetro infravermelho



Figura 8: Execução do ensaio de esclerometria

A Figura 9 mostra o aspecto do corpo de prova prismático de concreto de 100 mm x 100 mm x 300 mm de dimensões, após o ensaio de flexão simples. Antes da aplicação do carregamento, o corpo de prova de concreto sob temperatura de 900 °C já apresentava diversas fissuras ao longo de toda a sua superfície. Observa-se um tom avermelhado do concreto no interior do prisma rompido.



Figura 9: Aspecto dos corpos de prova de concreto após o ensaio de flexão para a temperatura de 900 °C.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O modo de ruptura dos corpos de prova de concreto foi similar, independentemente da temperatura a que foi submetido.

Observou-se a mudança de coloração na superfície do concreto. O corpo de prova de concreto sob temperatura de 300 °C apresentou um tom amarronzado mais claro que o do corpo de prova de concreto sob temperatura de 900 °C.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho tratou de um estudo para a avaliação experimental da resistência à flexão e do índice esclerométrico de prismas de concreto simples sob altas temperaturas. Confeccionou-se um grupo de concreto de resistência convencional (f_{cm} de 35 MPa), onde se variou a temperatura de aquecimento (ambiente cerca de 25 °C, 300 °C, 600 °C e 900 °C). De posse dos resultados de ensaios de esclerometria e de flexão simples do concreto logo após sua retirada de um forno mufla, pôde-se chegar às seguintes conclusões:

- os valores de $f_{ct,fl}$ diminuíram com o aumento de temperatura e, quanto maior o valor de temperatura, menores os valores de $f_{ct,fl}$;
- os valores de I.E. cresceram com o aumento de temperatura e, em geral, quanto maior o valor de temperatura, maiores os valores de I.E.;
- com relação ao concreto sob temperatura ambiente de 25 °C, o valor de $f_{ct,flm}$ diminuiu 51%, 58% e 66% para as temperaturas de 300 °C, 600 °C e 900 °C;
- a temperatura no interior do forno para qualquer espaço de tempo foi maior que a no interior do corpo de prova de concreto;
- o aspecto do concreto foi alterado com o aumento da temperatura: houve mudança na sua coloração e aparecimento de fissuras em sua superfície.
- a norma sobre projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio [7] trata apenas da diminuição dos valores de resistência do concreto à compressão f_c com o aumento de temperatura; em projetos de pavimentos de concreto em situação de incêndio, o parâmetro mais importante para o concreto é a sua resistência à flexão.
- a diminuição dos valores de $f_{ct,flm}$ com o aumento da temperatura encontrada neste trabalho difere destacadamente com o que se apresenta na norma [7], que trata de valores de f_c . Segundo [7], para as temperaturas de 300 °C, 600 °C e 900 °C, a diminuição é, em média, 7%, 47% e 88%.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Costa, C. N., Figueiredo, A. D., Silva, V. P. O Fenômeno do Lascamento (“spalling”) nas Estruturas de Concreto Armado Submetidas a Incêndio – Uma Revisão Crítica. *Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte, Brasil, 2002.
- [2] Paiva, A. A. S. Estudo do Efeito da Temperatura em Concretos e em Pavimento Rígido. *Dissertação de Mestrado*, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 7584. *Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2012.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 12142. *Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos*. Rio de Janeiro, 2010.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR NM 67. *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro, 1998.
- [6] Guo, Z., Shi, X. *Experiment and Calculation of Reinforced Concrete at Elevated Temperatures*, Tsinghua University Press, Published by Elsevier Inc., United States of America, 2011.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 15200. *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*, Brasil, 2012.



**EFEITOS DO USO DE AGREGADO MIÚDO ARTIFICIAL COM MATERIAL
PULVERULENTO NO CONCRETO FRENTE A SUA IMPORTÂNCIA NA
SUSTENTABILIDADE DA CONSTRUÇÃO E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO**

C. CADILHE DE OLIVEIRA

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
PR; Brasil
caio.cadilhe@gmail.com

H. FUGANTI CAMPOS

Engenheira civil
Universidade Federal do Paraná
PR; Brasil
helo_campos@hotmail.com

J. L. MARQUES

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
PR; Brasil
zejlsm@gmail.com

J. MARQUES FILHO

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
PR; Brasil
jmarquesfilho@gmail.com

RESUMO

A extração de areia natural é responsável pela retirada de cobertura vegetal, pela degradação dos cursos d'água e por consideráveis prejuízos ao meio ambiente, o que dificulta também a obtenção de licenças ambientais para o aproveitamento de novas jazidas. Nesse contexto, a substituição da areia natural pela areia artificial aparece como alternativa atraente. A lavagem desse material, a fim de diminuir a quantidade de finos presentes nos agregados, gera pó de pedra, material passante na peneira #200 (0,075 mm), que é estocado ao ar livre. O assoreamento destes corpos d'água é um agravante antieconômico ao processo produtivo. Aproveitar o pó retirado das jazidas, além de trazer maior lucratividade às empresas, traz benefícios ao meio ambiente. Diversas pesquisas buscam analisar os pontos positivos e negativos do uso destes finos de britagem em concretos, nesse cenário, o objetivo principal do presente trabalho é contribuir com informações sobre os efeitos do uso do agregado miúdo artificial com material pulverulento no concreto, frente a sua importância na sustentabilidade da construção e durabilidade das estruturas. A utilização da areia artificial com elevado teor de material pulverulento mostrou-se viável economicamente, tecnicamente e ambientalmente, já que pode reduzir o consumo de cimento, aumentar a durabilidade e resistência, além de contribuir com a preservação de mananciais e a utilização de rejeitos. A sua utilização apresenta ganhos nas características tanto no estado fresco quanto no estado endurecido do concreto. No que se refere à durabilidade das estruturas de concreto, nos casos em que foram utilizados aditivos plastificantes para combater o aumento da demanda d'água, houve redução da porosidade diminuindo, por consequência, tanto a permeabilidade quanto a carbonatação.

Palavras-chave: agregado pulverulento, sustentabilidade, manifestações patológicas, propriedades mecânicas, durabilidade.

ABSTRACT

The extraction of natural sand is responsible for the removal of vegetation, degradation of waterways and considerable damage to the environment, which also makes it difficult to obtain environmental permits for exploitation of new deposits. In this context the replacement of natural sand by artificial sand appears as an attractive alternative. The washing of this material in order to decrease the amount of fines present in the aggregates, generates rock dust, characterized by passing the material in # 200 sieve (0.075 mm), which is stored outdoors. Siltation of these water bodies is an uneconomical aggravating to production. The use of the powder removed from the deposits may be associated with greater profitability for companies, and benefits to the environment. Several studies seek to analyze the pros and cons of using these crushing fines in concrete, due to the increased aging of existing buildings detected in recent years. The main objective of this study is to contribute with information about the effects of using this fine aggregate artificial with powdery material in the concrete considering its importance in sustainable construction and durability of concrete structures. The use of artificial sands with high pulverulent material content in this study proved



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



to be economically viable, both technically and environmentally, since it can reduce the consumption of cement, increase durability and resistance and contribute to reduced use of natural sands and of the crushing process waste. Its use presents earnings on the characteristics in both fresh and hardened state of the concrete. As regards to the durability of concrete structures, where plasticizing additives have been used to combat the increasing demand of water, there was a decrease in porosity, thus reducing, consequently, both the permeability and the carbonation.

Keywords: stone powder, sustainability, pathological, mechanical properties, durability.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material imprescindível para o progresso da civilização e hoje é um dos materiais mais utilizados na construção civil [1]. Segundo avaliação da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) é o segundo material mais consumido pela humanidade, em média 3400 kg/habitante por ano, com base na produção mundial de cimento divulgada pelo Cembureau.

Apesar da sua facilidade de moldagem, execução relativamente barata e grandes resistências, se não houver controle adequado nas suas etapas de produção, transporte e execução, o concreto poderá deteriorar-se rapidamente. Existem diversas maneiras de degradação do concreto e, para viabilizar sua durabilidade preconizada por normas, deve-se atentar às possibilidades e técnicas existentes para evitá-la. Ainda é necessário o desenvolvimento de novas pesquisas a fim de avaliar outras possibilidades de aumentar a vida útil da estrutura e facilitar eventuais intervenções.

Tendo em vista que no mínimo três quartos do volume do concreto são compostos por agregados, torna-se explícito que o seu consumo e que a sua qualidade seja de considerável importância [2]. Particularmente quanto à areia natural, a destruição descontrolada de áreas protegidas e o desperdício de matérias primas levam à necessidade de licenciamento ambiental de fornecedores e o controle direto da origem das cargas, a fim de caminhar a favor da produção sustentável do concreto. Como alternativa, a substituição da areia natural pela artificial leva à redução dos impactos ambientais e à redução do custo da matéria prima. A produção de areia artificial é realizada no canteiro das pedreiras, próximas aos grandes centros consumidores, o que reduz o valor do frete e a utilização de combustíveis para transporte.

Desde a década de 80, com o despertar da consciência ecológica, experiências têm sido realizadas em vários países para descobrir alternativas técnicas de aproveitamento e utilização de resíduos. Dentre os resíduos da construção civil, na produção dos agregados graúdos e miúdos, encontra-se o pó de pedra, material que, em grande parte, é retirado por processo de lavagem seca ou úmida para reduzir a quantidade de finos presentes nos agregados e respeitar os limites das normas técnicas. São estimados mais de 4 bilhões de toneladas deste material, estocados anualmente nos EUA [3].

Nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado apresentando diversas manifestações patológicas, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes [4]. A NBR 6118:2014 [5] cita critérios que permitem aos responsáveis individualizar modelos duráveis para as suas construções, a partir da definição de classes de exposição das estruturas e de seus componentes, em função da deterioração a que estarão submetidas.

Este trabalho tem como objetivo principal contribuir com informações sobre os efeitos do uso do agregado miúdo artificial com material pulverulento no concreto, frente a sua importância na sustentabilidade da construção e durabilidade das estruturas de concreto armado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Sustentabilidade na cadeia produtiva do concreto

O setor da construção civil contribui de forma significativa para a poluição ambiental global devido ao consumo de recursos naturais, tanto primários e de energia, bem como a emissão de dióxido de carbono em seu ciclo de vida. A produção mundial anual da indústria do concreto foi cerca de 33 bilhões de toneladas em 2010, sendo quase 3,7 bilhões de toneladas de clínquer de cimento Portland, 27 bilhões de toneladas de agregados, 2,7 bilhões de toneladas de água e uma pequena quantidade de aditivos químicos [6]. As emissões de dióxido de carbono (CO₂) associadas a todos os outros materiais utilizados na produção do concreto, geralmente, podem ser negligenciado em relação às do cimento. Considerando a associação bem estabelecida entre as emissões de CO₂ antropogênicas globais e as mudanças ambientais, há uma necessidade social contínua para a redução das mesmas, e a indústria do cimento não vai, certamente, ser dispensada desta obrigação.

A emissão de CO₂ durante a produção do cimento deve-se ao consumo de combustíveis fósseis e à decomposição do calcário, já que este é constituído de 44% de CO₂ [7]. Entre 88,6% e 92,2% das emissões de CO₂ ligadas à cadeia de produção do concreto originam-se na produção do cimento [8]. Na indústria nacional, de acordo com o último Relatório



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Anual do Sindicado Nacional de Indústria do Cimento publicado, a emissão de CO₂ do cimento em 2013 foi em torno de 600 kgCO₂/t, admitindo que as emissões referentes às adições minerais residuais são nulas. Segundo dados do referido sindicato para 2015, as vendas do cimento acumuladas de janeiro a junho alcançaram 32,3 milhões de toneladas. A produção de cimento Portland envolve geração considerável de CO₂ e representa cerca de 5 e 7% das emissões antropogênicas de CO₂ em todo o mundo [9]. Nesse contexto, a redução das emissões de CO₂ é escopo de diversas pesquisas no meio científico.

No que se refere aos agregados, a energia elétrica envolvida na britagem varia de acordo com detalhes do processo da rocha e das dimensões requeridas, dessa forma não existe uma estimativa nacional consolidada que mostre a faixa de variação das emissões de CO₂. Todavia o CO₂ originado de britagem operada por equipamentos ligados à rede elétrica brasileira é baixo, menos de 100gCO₂/t, assim, geralmente, os principais impactos associados ao uso de agregados naturais são decorrentes da atividade extrativa, descritos anteriormente [7].

Existem diversas maneiras de amenizar esses impactos. A utilização de materiais que antes eram considerados rejeitos, como é o caso da escória de alto forno, que hoje é utilizada como adição no cimento é uma possibilidade. Outras são, por exemplo, a tomada de devidas providências na qualidade da execução das estruturas de concreto armado para torná-lo mais resistentes às intempéries e, conseqüentemente, mais duráveis, além disso, é necessário realizar pesquisas para melhorar a efetividade desses dois casos ou mudar a tecnologia de construção utilizada, dentre outras.

Completando o raciocínio anterior, a fim de se reduzir os danos ao meio ambiente e aumentar a durabilidade das estruturas, pode-se: reduzir o consumo de aglomerantes, reduzindo a quantidade de pasta com a otimização do tamanho e graduação dos agregados; utilizar aditivos plastificantes para diminuir o consumo de água e diminuição dos poros da estrutura; diminuir o consumo de clínquer com a substituição por materiais cimentícios ou pozolânicos [10].

Em termos de emissões e diminuição do uso de materiais não renováveis, pode-se focar no uso de concretos de alto desempenho (CAD), onde os materiais constituintes são utilizados de forma mais eficiente. O CAD apresenta, em geral, menor permeabilidade, o que o protegerá de infiltrações de agentes nocivos, e altas resistências, diminuindo a seção de pilares, por exemplo, e reduzindo o consumo de concreto [11].

2.2 Durabilidade

Entre as exigências mais comuns e frequentes nas especificações técnicas de concreto estrutural está o requisito de o mesmo atuar como barreira física para proteger armaduras de aço contra a corrosão, pois a corrosão de armaduras é considerada por muitos pesquisadores como o mais grave e frequente problema em estruturas de concreto armado. Esse tipo de manifestação patológica é um problema técnico-econômico, e sua incidência ocasiona um grande desperdício de recursos naturais e um problema de caráter local e mundial [2].

A durabilidade é um conceito que vem se aprimorando ao longo dos anos. Hoje o parâmetro de durabilidade é diferente daquele utilizado a 40 anos atrás. Por exemplo, até o final da década de 80, o principal parâmetro adotado na avaliação da qualidade de um concreto, na maior parte dos casos, foi a resistência à compressão axial. Em função disto, uma degradação mais acelerada está ocorrendo nas estruturas de concreto armado até a época executadas, obrigando, assim, quem trabalha com este material a definir novos parâmetros para garantir a sua qualidade [12].

A seguir estão listadas as principais causas da baixa durabilidade dos concretos existentes, de acordo com os requisitos atuais [13].

- A falta de conhecimento, por parte dos projetistas e construtores, em relação aos processos de degradação, sua origem, mecanismos e evolução;
- O rápido avanço tecnológico no âmbito dos materiais utilizados nas construções, principalmente no que tange aos aglomerantes, adições, agregados e aditivos, na medida em que, sem estarem suficientemente esgotadas as pesquisas sobre a sua influência no comportamento dos concretos e os seus efeitos colaterais;
- A utilização cada vez maior de cimentos especiais, finamente moídos e que por vezes incorporam no seu processo de fabricação diferentes técnicas de queima e diferentes matérias primas;
- A falta de conhecimento por parte daqueles que são os responsáveis pela manutenção e conservação das estruturas.

Uma diretriz geral, encontrada na literatura técnica, ressalta que a durabilidade da estrutura de concreto é função da regra dos quatro C's (4C) [14]:

- Composição ou traço do concreto;
- Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- Cura efetiva do concreto na estrutura;
- Cobrimento das armaduras.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Inicialmente o desenvolvimento tecnológico na indústria do concreto se voltou para a obtenção de resistências à compressão cada vez maiores, na crença de que um concreto resistente é também durável. Porém, resistência e durabilidade são conceitos diferentes, embora possam estar entrelaçados em alguns casos, e, portanto, devem ser tratados de maneira distinta. É um erro dar mais importância a uma ou à outra [3].

O conceito de durabilidade consiste na vida útil de um material sob as condições ambientais no qual este se apresenta [1]. As condições ambientais são chamadas de agentes de deterioração e a durabilidade é a relação entre esses agentes, com a resposta do material, definindo assim a sua vida útil. A NBR 6118:2014 define durabilidade como a capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada. A mesma norma apresenta exigências, determinando que as estruturas devam ser construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Como vida útil, a norma supracitada, define para estruturas de concreto o período de tempo o qual se mantêm as características das estruturas, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais [6].

Hoje é conhecido que o concreto se deteriora ao longo do tempo, como qualquer material, mas com uma velocidade antes não conhecida e subestimada. A velocidade de deterioração é função das características do material empregado na confecção deste e o meio que o cerca, sendo assim, devem-se obter parâmetros e maneiras de quantificá-la para poder, com segurança, determinar a viabilidade ou não da estrutura a ser construída.

Para melhor entender como o meio pode vir a diminuir a vida útil de uma estrutura, deve-se estudar quais são os mecanismos de deterioração, como eles funcionam e suas consequências para, em seguida, buscar soluções para a mitigação ou desaceleração das manifestações patológicas em busca de estruturas mais duráveis.

2.3 Agregados

Os agregados, pelo seu baixo custo e por não reagirem com a água e, em grande parte, com os aglomerantes, têm sido tratados como materiais inertes de baixo custo, utilizados para o preenchimento na produção do concreto, dispersos por entre a pasta [1]. Além de interferir na resistência do concreto, a escolha errada dos agregados ainda pode comprometer a durabilidade e o desempenho do concreto. Como a relação entre custo dos agregados versus os aglomerantes é diretamente proporcional, quanto mais agregado e menos aglomerantes, melhor. Vale ressaltar que a economia não é a única razão por trás do uso deste: ele confere vantagens técnicas ao concreto providenciando maior estabilidade dimensional e melhor durabilidade que a pasta de cimento pura [3].

2.3.1 Areia artificial

Em função das grandes distâncias para obtenção de areia natural, seu custo está sendo impactado pelo aumento do valor do transporte. Além disso, o apelo ambiental pela proteção das jazidas naturais e escassez das mesmas, ajudou a criar uma grande demanda pela areia artificial. A areia artificial é considerada um produto alternativo com melhor custo/benefício, em termos de redução de matéria-prima e custo total da obra, justamente porque sua produção pode ser realizada nos canteiros das pedreiras localizadas próximas aos centros urbanos.

Um exemplo cotidiano dessa nova conjuntura é a região sudeste do estado do Paraná, junto ao Rio Paraná, onde devido à escassez de areia natural se torna necessária a produção de areia artificial pela britagem de rochas, normalmente basálticas [15].

A areia artificial ou areia industrial é um produto derivado da rocha que passa por um processamento de britagem até atingir a granulometria desejada. Na maioria dos processos industriais, este produto é conduzido até os equipamentos de lavagem que retiram do produto final os finos excedentes (pó de pedra). Dependendo da sua granulometria a areia artificial possui diversos usos, quais sejam:

- Areia média fina (0,075 – 1,20) mm: Argamassa para levantamento de alvenarias e reboco e serviços em que são utilizadas as argamassas em geral;
- Areia média grossa (0,075 – 4,80) mm: Concretos estruturais confeccionados em obras e pré-fabricados e serviços em que são utilizados os concretos em geral;
- Granilha de 4,80mm com pequena porcentagem de finos (<0,075): Salpique para reboco de alvenarias, asfaltos em geral, blocos pré-fabricados em geral e concretos compactados a rolo.

A areia artificial tende a apresentar menor porcentagem de material de tamanho entre 600 µm e 300 µm, ao mesmo tempo, maior porcentagem de material maior do que 1,18 mm e grandes quantidades de material menor que 150 µm ou 75 µm. Além disso, normalmente a forma é mais angular e lamelar, com textura mais rugosa. Este fato levou nos anos

90 à necessidade de composição com uma areia natural em teor que pode variar de acordo com aplicação do concreto. A granulometria do agregado artificial é determinada principalmente pelo equipamento de britagem utilizado [3]. Uma das dificuldades encontradas na utilização de areia artificial está no resíduo conhecido como pó de pedra, gerado no processo de beneficiamento de rochas para a produção de agregados graúdos. Estes finos (pó de pedra) representam, em massa, cerca de 20% do material processado nas pedreiras. Como o seu aproveitamento é, ainda, limitado, acabam por serem estocados em pilhas nos pátios das pedreiras, poluindo a paisagem, gerando impactos ambientais, obstrução de canais de drenagem, geração de poeira nas operações de britagem e formação de pilhas [16]. Damo (2011) relacionou as diferenças entre o teor de material pulverulento original da britagem e este material lavado, para diversos tipos de britadores e rochas. Esta comparação está apresentado no Quadro 1 [17].

Quadro 1 - Teores de material pulverulento: areia lavada e não lavada com diferentes tipos de britadores

Areia	Teor de material pulverulento (%) NBR NM 46:2003	
	Original	Lavada
Calcário CONE	21,00	9,81
Calcário VSI	23,60	9,75
Basalto CONE	18,44	9,08
Basalto VSI	14,15	9,32
Gnaise CONE	14,31	9,75
Gnaise VSI	15,32	8,79
Granito CONE	13,38	8,67
Granito VSI	10,84	8,58

Fonte: Damo (2011)

Bastos (2003) estudou a substituição da areia natural por artificial de origem basáltica com baixos teores de material pulverulento (em torno de 3%) em concretos. O autor utilizou dois traços, sendo suas composições com 15%, 30%, 50% e 70% em substituição da areia natural. O estudo demonstrou que para 70% de substituição, a relação água/cimento (A/C) foi reduzida em 13% para o primeiro traço e em 23% para o segundo. Isso foi possível pela utilização de aditivos plastificantes para manter o abatimento. O autor concluiu que quanto maior o teor de substituição, maiores as resistências à compressão axial. Nos teores de 70% em substituição, houve aumento de 56% no primeiro traço e 13% no segundo, para 28 dias. Quanto à durabilidade, a substituição gerou uma diminuição na absorção de água, reduzindo a permeabilidade e a carbonatação [18]. Os consumos de cimento aumentaram na medida em que a substituição aumentou, o que, segundo o autor, se deve à necessidade de compensar a falta de finos das misturas. Os resultados de compressão e carbonatação dos traços estudados estão nos Quadros 2 e 3, sendo AN agregado natural, AA agregado artificial, B1 agregado graúdo e Ad aditivo plastificante:

Quadro 2 - Resultados das resistências à compressão dos traços de concreto

1 – Traço unitário em massa – 1 : 2,034 : 3,022				
Mistura N°	Composição	Água/cimento	Tensão com 7 dias (MPa)	Tensão com 28 dias (MPa)
01	AN+B ₁	0,52	22,28	27,89
02	AN+ B ₁ +Ad	0,50	25,66	34,12
03	85%AN+15%AA+ B ₁ + Ad	0,49	32,85	38,71
04	70%AN+30%AA+ B ₁ + Ad	0,47	33,55	46,47
05	50%AN+50%AA+ B ₁ + Ad	0,46	34,34	43,29
06	30%AN+70%AA+ B ₁ + Ad	0,46	34,38	53,09
2 – Traço unitário em massa – 1 : 3,220 : 4,220				
Mistura N°	Composição	Água/cimento	Tensão com 7 dias (MPa)	Tensão com 28 dias (MPa)
07	AN+B ₁	0,74	15,79	22,79
08	AN+ B ₁ +Ad	0,68	20,44	25,90
09	85%AN+15%AA+ B ₁ + Ad	0,64	19,87	26,63
10	70%AN+30%AA+ B ₁ + Ad	0,63	18,14	24,13
11	50%AN+50%AA+ B ₁ + Ad	0,62	19,31	28,57
12	30%AN+70%AA+ B ₁ + Ad	0,602	20,44	29,16

AN = areia natural, B₁ = brita 1, AA = areia artificial, Ad = aditivo.

Fonte: Bastos (2002)

Quadro 3 - Medidas da profundidade de carbonatação

1 – Traço unitário em massa - 1: 2,034: 3,022			
Mistura N°	Componentes do traço	Médias das medidas em (mm)	
		03 meses	10 meses
01	AN+B ₁	2,5	5,3
02	AN+ B ₁ +Ad	2,0	4,7
03	85%AN+15%AA+ B ₁ +Ad	1,7	3,7
04	70%AN+30%AA+ B ₁ +Ad	1,0	-
05	50%AN+50%AA+ B ₁ +Ad	1,0	2,9
06	30%AN+70%AA+ B ₁ +Ad	1,0	2,9
2 – Traço unitário em massa - 1: 3,220: 4,220			
Mistura N°	Componentes do traço	Médias das medidas em (mm)	
		03 meses	10 meses
07	AN+B ₁	3,1	8,0
08	AN+ B ₁ +Ad	1,8	7,2
09	85%AN+15%AA+ B ₁ +Ad	2,5	6,7
10	70%AN+30%AA+ B ₁ +Ad	1,0	6,9
11	50%AN+50%AA+ B ₁ +Ad	1,8	6,7
12	30%AN+70%AA+ B ₁ +Ad	1,0	5,3

Fonte: Bastos (2002)

Em estudo semelhante, Buest Neto (2006) demonstrou que concretos com agregados miúdos artificiais apresentaram maior teor de ar incorporado, maior massa específica e menor exsudação. Os ensaios mecânicos demonstraram que os concretos com agregados britados possuem maior resistência à tração por compressão diametral e a tração na flexão, além de menor módulo de elasticidade do que os convencionais. Quanto à análise do pó de pedra, o estudo experimental constatou que os teores elevados de material possuem influência na consistência dos concretos, quanto maior o teor, maior o consumo de cimento e maior a quantidade de água na mistura, como era o esperado [19].

Viacelli (2012) estudou a viabilidade da utilização de agregados miúdo proveniente da britagem de rocha basáltica, do sudoeste do Paraná. Foi feita a substituição total pelo agregado miúdo natural com três amostras de agregado miúdo britado (com 17,6%, 16,7% e 12,5% de material pulverulento) para abatimento preestabelecido de 10 ± 2 mm e relação a/c de 0,55. O autor verificou a viabilidade técnica e econômica na utilização destes. Como resultados o autor obteve resistências à compressão semelhantes, mas nos concretos feitos com teores de material pulverulento de 17,6% e 16,7% houve aumento significativo do consumo de cimento versus o de 12,5% [20].

Lodi e Prudêncio Junior (2006) identificaram que a substituição parcial de areias de britagem pela areia natural, como agregado miúdo na confecção de concretos e argamassas, reduz a demanda de areia natural e, em decorrência diminui a degradação das áreas de exploração. Os autores também identificaram que a utilização de areias de britagem de origem basáltica, em substituição parcial à areia natural, permite a elaboração de concretos convencionais mais resistentes e mais econômicos [21].

2.3.2 Pó de pedra

O pó de pedra é definido como o material pulverulento gerado na britagem de rochas, passante na peneira n° 200. São parcialmente retirados por lavagem na produção da areia artificial, para se reduzir a quantidade de finos a fim de se respeitar os limites de norma. A extração desse material gera uma lama, que é enviada para lagoas de decantação ou bacias. Assim, as vantagens obtidas pela utilização da areia artificial se esvaíam pela criação deste novo passivo ambiental [20]. Caso o teor do material pulverulento seja mantido em determinados limites, sua utilização pode contribuir para um melhor desempenho do concreto [18].

No Brasil, o uso do pó de pedra se estabeleceu no início da década de 80, com base em estudos realizados em Itaípu, que evidenciaram vantagens tanto técnicas quanto econômicas. Com uma produção de 1.800 t/h de cada uma das linhas de britagem, a produção de rejeitos na lavagem era de 10 a 15 t/h [16]. Nesses estudos foram feitas comparações de resultados entre duas misturas, ambas utilizando agregado lavado e não lavado, abaixo segue o Quadro 4 com a descrição das quantidades em kg/m³ de cada material.

Quadro 4 - Materiais e propriedades com mistura seca

MATERIAIS E PROPRIEDADES COM MISTURA FRESCA		QUANTIDADES (Kg/m ³)					
		MISTURA 152 - D04			MISTURA 152 - G02		
		NOMINAL	C/ AREIA LAVADA	C/ AREIA SEM LAVAR	NOMINAL	C/ AREIA LAVADA	C/ AREIA SEM LAVAR
CIMENTO		137	137	137	102	102	102
FLY-ASH		14	14	14	12	12	12
ÁGUA		84	84	84	84	84	84
ADITIVO	INCORPORADOR DE ÁGUA	VAR	0,393	0,997	VAR	0,194	0,274
	PLASTIFICANTE	-	-	0,906	-	-	0,684
AREIA	NATURAL	162	162	162	204	204	204
	ARTIFICIAL	378	378	378	379	379	379
B1 - $\phi_{max} = 19$ mm		400	400	400	400	400	400
B2 - $\phi_{max} = 38$ mm		329	329	329	329	329	329
B3 - $\phi_{max} = 76$ mm		465	465	465	465	465	465
B4 - $\phi_{max} = 152$ mm		643	643	643	643	643	643
A/CEQ		0,53	0,53	0,53	0,70	0,70	0,70
SLUMP (cm)		3,5 ± 0,5	4,0	3,6	3,5 ± 0,5	4,0	4,1
AR INCORPORADO (%)		7,5 ± 0,5	8,0	7,2	7,5 ± 0,5	7,7	7,9
DENSIDADE (MIST. PENEIRADA) (Kg/m ³)		-	2373	2423	-	2403	2380

Fonte: Andriolo (2005)

Menossi (2004), substituindo em 100% a areia natural por artificial, obteve resultados satisfatórios com percentuais de material pulverulento de 13%. O autor obteve ganhos na resistência à compressão com a relação a/c constante e também, porém menos significativas, com o abatimento constante. O autor constatou que os concretos com 13% de material pulverulento obtiveram ganhos de resistência com tempo superior aos confeccionados com areia natural, ocasionado por um provável efeito pozolânico. Para os concretos com relação a/c constante, houve grande perda de abatimento na medida em que se aumentou o teor de substituição de areia natural por artificial. Nos concretos feitos com 100% areia natural o abatimento foi de aproximadamente 70 mm enquanto que para a substituição total por pó de pedra obteve abatimento de aproximadamente 25 mm. Já nos concretos feitos com abatimento fixado em 60 mm ± 5, o acréscimo da relação a/c foi de 16,7% na total substituição [22].

Lodi e Prudêncio Júnior (2006) confeccionaram concretos com substituição da areia natural por artificiais de origem basáltica, com teor de material pulverulento de 16,7% na areia britada com grãos arredondados e 11,1% com grãos lamelares em comparação com um concreto feito com areia natural e também obtiveram resultados satisfatórios. Na primeira houve menor consumo de cimento e na segunda maior. Em ambas o consumo de água foi maior devido aos finos. Na comparação de custos por m³ os valores foram semelhantes, conferindo ao estudo a viabilidade do uso das areias britadas da região [21].

Em estudo semelhante, Buest Neto (2006) confeccionou concretos com agregados naturais e britados, de rochas basálticas e calcárias, com 27,65% e 35,20% de teor de material pulverulento, respectivamente. Segundo ele, elevados teores de material pulverulento elevam a área específica aumentando assim, o consumo de cimento e a demanda de água, além de provocar maior retração por secagem. Porém, para concretos de mesma resistência à compressão axial, a utilização de material pulverulento diminui a exsudação, ocasionada pela maior adsorção d'água às partículas, o que colabora para maior homogeneidade do concreto no estado fresco e menor percolação d'água na massa gerando, assim, menor índice de vazios e absorção d'água no estado endurecido. O autor obteve também, melhor resistência à tração por compressão diametral e à flexão, devido ao formato menos arredondado dos grãos, porém obteve maior consumo de cimento [19].

Devem ser tomados os devidos cuidados com o uso do pó de pedra em relação ao teor de material pulverulento, o qual, segundo a NBR 7211:2009 [23] não deve ultrapassar 12% para os agregados oriundos de britagem, quando empregados em concretos sem desgaste superficial.

É comum, na confecção de concretos, a substituição parcial do agregado natural pelo artificial. As diferentes proporções geram diferentes comportamentos. Grigoli *et al.* (2012), realizaram ensaios para identificar as diferenças entre concretos executados com diferentes proporções de areia natural e artificial, além da utilização de diferentes britadores na confecção dos agregados artificiais. Os autores verificaram que a substituição parcial de areia natural por areia artificial em concretos com baixa resistência (em torno de 20 MPa), para relações de a/c fixas (0,55; 0,60; 0,65) com teores de (0, 30, 60 e 100% de substituição) apresentaram aumento na resistência a compressão nos traços com a/c 0,55 e 0,60 e com



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



até 60% de substituição e, para a/c de 0,65 até 100%. Também foi observada maior absorção de água devido ao material pulverulento (15%) presente na areia artificial [24].

Gonçalves (2005), em estudo realizado com a adição de finos oriundos do corte de rocha de granitos em concretos, nas frações de 10 e 20% em relação à massa de cimento, constatou que houve um incremento na coesão e na consistência, diminuindo, assim, a exsudação. Esse comportamento é justificado devido ao efeito das pequenas partículas de pó difundidas pela mistura, que atuam como uma barreira física para o movimento ascendente da água. O que segundo o autor, pode ser comprovado pela dificuldade apresentada na homogeneização da mistura. O autor também obteve pequenas melhorias na resistência à compressão axial junto ao menor consumo de cimento [25].

Porém, mesmo obtendo menor exsudação e aumento da coesão, concretos feitos com pó de pedra - material com alta superfície específica - terão sua trabalhabilidade prejudicada o que levará a cuidados específicos com o abatimento deste.

Bonavetti e Irassar (1994) estudaram os efeitos da adição de pó de pedra em argamassas, afim de estudar sua influência na demanda de água. A adição de pó variou de 0% a 20%. Para argamassas com 5% de agregado miúdo de britagem, o acréscimo de demanda de água foi insignificante, sendo menor que 2%. No entanto, esta demanda cresceu rapidamente a partir de 10% de adição do pó. Para 20% de adição de pó de pedra o acréscimo de água chegou a 17%. Buest Neto (2006) também verificou um aumento dessa demanda [26; 19].

Em termos de finura, quanto maior for a superfície específica, em contato com a água, mais rapidamente ocorrerá a hidratação do cimento, ocasionando um aumento da resistência à compressão, principalmente nas primeiras idades. Por outro lado, quanto mais fino o cimento, maior a quantidade de superplastificante necessária para alcançar a mesma trabalhabilidade, uma vez que o desempenho do aditivo é influenciado diretamente pela finura do cimento.

Com teores de material pulverulento de 13,22% para a areia não lavada e 5,73% para a areia lavada, ambas de origem basáltica, Lang (2006), chegou a resultados melhores na resistência a compressão axial na confecção de concretos de até 50 MPa com a utilização da areia não lavada [27]. A pesquisa obteve percentuais de absorção e vazios inferiores com a utilização de altos teores de material pulverulento, diminuindo a permeabilidade do concreto, ou seja, aumentando um dos requisitos para a durabilidade.

Hasparyk *et al.* (2002), estudaram os efeitos da substituição de cimento e areia natural, separadamente, com a utilização de agregado pulverizado nos teores de 10%, 20% e 30%, na resistência a compressão axial e permeabilidade, tendo os concretos confeccionados abatimento constante [28]. Na substituição ao cimento, a permeabilidade aumentou e a resistência à compressão axial diminuiu. Em contrapartida, na substituição à areia, com teor de 30% em substituição, os autores obtiveram diminuição da permeabilidade em torno de 20%, e a resistência à compressão se manteve.

Campos (2015) estudou a substituição parcial do cimento Portland por pó de pedra na confecção de Concretos de Alta Resistência (CAR) com agregado miúdo artificial calcário. O teor de substituição foi de 0%, 6%, 12% e 18%. Observou-se que, em 75% dos resultados, a maior resistência obtida foi com substituição de 12%, comprovando que o efeito dos finos do pó de pedra reduz a quantidade necessária de aglomerante, tornando o concreto mais econômico. Já com 18% foi constatado o efeito parede dos agregados, que prejudicaram a densificação do material e reduziram a resistência. Para combater o problema da redução da trabalhabilidade e fluidez, ocasionada pelo uso do pó de pedra, o qual, segundo a autora, reduz significativamente a trabalhabilidade, Campos (2015) buscou definir o teor ótimo de superplastificante em ensaios na pasta. Com o ensaio de Cone de Kantro, o teor ótimo encontrado pela autora foi de 0,9%, do total de finos, para todos os traços. Campos (2015) também obteve melhorias na resistência à tração por compressão diametral e no módulo de elasticidade [29].

Analisando a durabilidade dos concretos feitos por Campos (2015), mencionados acima, Oliveira (2015) executou os ensaios de migração de íons cloreto, de carbonatação acelerada, de resistividade elétrica e de permeabilidade ao ar. Houve significativa melhora nos resultados de migração de íons cloreto nos concretos com 50 MPa. Nos ensaios de carbonatação acelerada notou-se melhora nos concretos com 50 MPa e 80 MPa. Para os ensaios de resistividade elétrica os valores se mantiveram aproximados, o que também ocorreu com os resultados dos ensaios de permeabilidade ao ar. Os concretos dosados para resistência à compressão de 30 MPa obtiveram resultados semelhantes em todos ensaios [30].

3. CONCLUSÕES

A utilização de areias artificiais com elevado teor de material pulverulento mostrou-se viável economicamente, tecnicamente e ambientalmente, já que pode reduzir o consumo de cimento, aumentar a durabilidade e as resistências, além de contribuir com a diminuição da utilização de areias naturais e propiciar a utilização de rejeitos do processo de britagem.

Em relação ao estado endurecido, pode-se generalizar, tendo em vista os estudos analisados, que a utilização de areia artificial com altos teores de material pulverulento apresentou melhorias na resistência à compressão, tração e módulo



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



de elasticidade. Isto pode ser explicado pelo efeito fíler causado pela presença de finos. Alguns dos estudos afirmaram haver ganhos de resistência ao longo do tempo maiores do que concretos com areia natural, efeito ocasionado possivelmente por alguma ação pozolânica ou pela nucleação heterogênea.

Observa-se que, em relação ao estado fresco do concreto, o material pulverulento possui influência na consistência, por conta da presença maior de finos. A consistência foi prejudicada havendo a necessidade de maiores relações água/cimento ou o uso de aditivos plastificantes, o que leva a uma necessidade de parametrização mais cuidadosa no estudo de dosagem. Porém a exsudação e a segregação se mostraram inferiores, já que há maior coesão pela presença dos finos.

Nos estudos em que foi analisada a retração, quando incorporado 13% de material pulverulento houve diminuição. A hidratação do cimento foi antecipada contribuindo para a menor retração. Já no estudo com teores de 27% e 35%, a retração se mostrou elevada.

Quanto à durabilidade, nos casos em que foram utilizados aditivos plastificantes para combater o aumento da demanda de água, houve a diminuição da porosidade diminuindo, por consequência, tanto a permeabilidade quanto a carbonatação.

Nos estudos de substituição do cimento, para concretos de alta resistência, pelo material pulverulento proveniente dos finos de britagem, notaram-se ganhos na resistência à migração de cloretos, na resistência à compressão axial e na tração por compressão diametral, além da diminuição da profundidade de carbonatação.

Os estudos analisados foram feitos com diferentes composições granulométricas, tendo em vista que as propriedades dos agregados artificiais utilizados são dependentes da região e do processo de fabricação, dificultando a comparação objetiva entre tais estudos. Isto impede, também, a formulação de um traço único e explícita a necessidade de estudos de dosagem e durabilidade para os materiais disponíveis na região em que se deseja utilizar areia artificial com agregado pulverizado.

4. REFERÊNCIAS

- [1] METHA, P. K., MONTEIRO, P.J.M., CONCRETO – Estrutura, Propriedades e materiais. 3ª. ed. São Paulo, Ed. Pini, 2014.
- [2] NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. São Paulo: PINI, 1997.
- [3] AHN, N. *An Experimental Study on the Guidelines for Using Higher Contents of Aggregate Microfines in Portland Cement Concrete. Ph.D. Dissertation. University of Texas at Austin.* 2001.
- [4] HELENE, P. Introdução da vida útil no projeto das estruturas de concreto NB/2001. WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES. Novembro. São José dos Campos 2001.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.
- [6] TURNER, L. K.; COLLINS, F. G. Carbon dioxide equivalent (CO₂ -e) emissions : A comparison between geopolymer and OPC cement concrete. *Construction and Building Materials*, v. 43, p. 125–130, 2013.
- [7] JONH, V. M. Concreto Sustentável In: ISAIA, G. C. *Concreto: Ciência e Tecnologia.* São Paulo: Ibracon, 2011. v. 2.
- [8] LIMA, J. A. R. DE; JOHN, V. M. Avaliação das consequências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas. *Boletim Técnico - EPUSP*, 2010.
- [9] BERNDT, M. L. *Influence of concrete mix design on CO₂ emissions for large wind turbine foundations. Renewable Energy*, v. 83, p. 608–614, 2015.
- [10] MEHTA, P. K. *Society, sustainability, and the global concrete industry.* In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51, Ibracon, Curitiba, 2009.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [11] BIANCHINI, M. Análise da influência dos teores de sílica ativa na produção de concretos de alta resistência em central dosadora de concreto. Dissertação apresentada à Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.
- [12] FERREIRA, R. M. Avaliação dos ensaios de durabilidade do betão. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2000.
- [13] AGUIAR, J. E. de, Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis. Dissertação apresentada à Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2006.
- [14] HELENE, P. Introdução da Durabilidade no Projeto das Estruturas de Concreto. Revista Ambiente Construído, São Paulo, Julho, 1997.
- [15] ANDRIOLO, F. R. Usos e abusos do pó de pedra em diversos tipo de concreto. In: Seminário: O uso da fração fina da britagem. II SUFFIB, São Paulo, 2005.
- [16] MENDES, S. Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2002.
- [17] DAMO, G. F., Avaliação do desempenho de diferentes agregados miúdos de britagem em concretos de cimento Portland. Dissertação apresentada Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2011
- [18] BASTOS, S. R. B., Uso da areia artificial basáltica em substituição parcial à areia fina para a produção de concretos convencionais. Dissertação apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2002.
- [19] BUEST NETO, G. T. Estudo da substituição dos agregados miúdos naturais por agregados miúdos britados em concretos de cimento Portland. Dissertação apresentada à Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2006.
- [20] VIACELLI, L., Estudo da viabilidade da utilização do agregado miúdo britado em concreto convencional. Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao fim do curso de engenharia civil, UTFPR. 2012.
- [21] LODI, V. H., PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R. Viabilidade técnica e econômica do uso de areia de britagem em concretos de cimento Portland na região de Chapecó - SC. In: WORKSHOP DESEMPENHO DE SISTEMAS CONSTRUTIVOS, Unochapecó, Chapecó, SC, novembro de 2006.
- [22] MENOSSI, R. T., Utilização do pó de pedra basáltica em substituição à areia natural do concreto. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP, São Paulo, Ilha Solteira, 2004.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211. Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [24] GRIGOLI, H. B., FABRO, F., GAVA, G. P., MANEGHETTI, L. C. Emprego do pó de pedra proveniente de diferentes britadores na produção de concretos. Revista Concreto & Construções, ed. 65, 2012.
- [25] GONÇALVES, J. P. Desenvolvimento e caracterização de concretos de baixo impacto ambiental contendo argila calcinada e areia artificial. Tese apresentada à Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.
- [26] BONAVETTI, V.L.; IRASSAR, E.F. The effect of stone dust content in sand. Cement and Concrete Research, v. 24, n. 3, p. 580-590, Jan. 1994.
- [27] LANG, C. L., Avaliação do uso de areia britada de origem basáltica lavada e não lavada para utilização em concreto à base de cimento Portland. Dissertação apresentada Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2006.
- [28] HASPARYK, N. P., ANDRADE, M. A. S., MUNIZ, F. C., LIDUÁRIO, A. S., BITTENCOURT, R. M., ANDRADE, W. P. Estudo da influência de adições na durabilidade e microestrutura do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2002.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



[29] CAMPOS, H. F., Concreto de alta resistência utilizando pó de pedra como substituição parcial do cimento Portland: Estudo experimental. Dissertação apresentada à Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

[30] OLIVEIRA, D. R. B. Avaliação da influência da utilização do pó de pedra como substituição parcial do cimento portland em relação à durabilidade: estudo experimental. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. Em fase de elaboração, 2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ENGENHARIA DIAGNÓSTICA APLICADA A RESERVATÓRIO DE ÁGUA EM AMBIENTE INDUSTRIAL

A.GALLETTO

Eng^a Civil, Doutoranda
FT UNICAMP / Apoenia Engenharia
São Paulo; Brasil
adriana@apoenia.eng.br

J.M.ANDRELLO

Eng. Civil, Esp. Patologia e Impermeabilização
Petra Consultoria
São Paulo; Brasil
contato@petraconsultoria.com.br

RESUMO

Além da resistência mecânica, a durabilidade do concreto passou a ser, na última década, um dos requisitos mais desejados pelos projetistas, construtores e proprietários destas estruturas. Atualmente, a durabilidade pretendida pode ser alcançada devido aos avanços na área de tecnologia do concreto e mediante a adoção de critérios de qualidade nos canteiros de obra e usinas de concreto. No entanto, o mesmo não ocorre no caso das estruturas mais antigas que, não raro, apresentam patologias por falhas construtivas ou de manutenção, atreladas à características originais de projeto com cobertura e resistência do concreto que não consideravam a agressividade a qual esse concreto estaria submetido. Mediante esses aspectos, o presente trabalho apresenta o caso de um reservatório de água elevado com aproximadamente 30 anos de idade, em deterioração, inserido em ambiente industrial e que, por meio da engenharia diagnóstica, deixou de ser demolido e está em processo de recuperação. Isso se tornou possível a partir de um criterioso estudo das patologias que afetavam o reservatório e suas causas, inclusive com a realização de ensaios destrutivos e não destrutivos e, posteriormente, com os resultados obtidos durante a investigação, a elaboração de um projeto de recuperação, impermeabilização e proteção do concreto, visando aumento de sua vida útil.

Palavras-chave: concreto, patologia, recuperação estrutural, durabilidade.

ABSTRACT

In addition to the mechanical strength, durability of concrete has become in the last decade, one of the most desired requirements for designers, builders and owners of these structures. Currently, the desired durability can be achieved due to advances in concrete technology area and by adopting quality standards in construction sites and concrete plants. However, the same doesn't occur in the case of older structures, often present conditions for construction or maintenance failures, linked to the original features of design with concrete cover and concrete strength didn't consider the aggressiveness which this concrete be submitted. Through these aspects, this paper presents the case of a high water tank with about 30 years old, deteriorating, inserted in an industrial environment and, through diagnostic engineering, ceased to be demolished and is in recovery process. This is made possible from a thorough study of pathologies affecting the reservoir and its causes, including conducting destructive testing and non-destructive testing and, later, with the results obtained during the investigation, the development of a recovery project, waterproofing and protection of concrete, aiming to increase its useful life.

Keywords: concrete, pathology, structural recovery, durability.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O comitê 201 do ACI [1] define a durabilidade do concreto de cimento Portland como a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração, ou seja, o concreto durável conservará a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao meio ambiente. Segundo a norma da ABNT NBR 15575 [2], a durabilidade está diretamente relacionada à vida útil, que significa o período de tempo compreendido entre o início de operação ou uso de um produto e o momento em que seu desempenho deixa de atender aos requisitos preestabelecidos do usuário.

Cuidados com a durabilidade, que hoje são primordiais, não faziam parte dos projetos e construções das estruturas de concreto brasileiras mais antigas, onde o foco era apenas a resistência mecânica do concreto. Somente a partir de 2003, com a maior revisão pela qual já passou a norma da ABNT NBR 6118 [3], cuidados com relação água/cimento, cobrimento das armaduras e classe do concreto em função do ambiente onde a estrutura estaria inserida, passaram a fazer parte das nossas obras. No que se refere à execução, a NBR 14931 [4] apresenta requisitos sobre os cuidados com fôrmas, armaduras, escoramentos, lançamento, adensamento, acabamento e cura do concreto, de maneira a contribuir para a qualidade e consequentemente para a durabilidade das estruturas de concreto.

Diante disso, perda precoce de vida útil é comumente identificada em elementos mais antigos de concreto armado, principalmente nos grandes centros urbanos, regiões litorâneas e ambientes industriais, onde fissuras e corrosão das armaduras estão entre as manifestações patológicas mais corriqueiras, mas que, muitas vezes, somente chamam a atenção de leigos quando o estado geral da estrutura já é crítico.

De acordo com Tutikian e Pacheco [5], o primeiro passo para o diagnóstico correto de uma manifestação patológica é a realização da inspeção, para se fazer uma coleta de dados e identificar os sintomas observados, sua localização e intensidade. Em alguns casos, um profissional experiente consegue, apenas pela inspeção visual, determinar a causa da patologia, porém, muitas vezes, a realização de ensaios específicos e análise dos projetos são fundamentais para auxiliar no diagnóstico, além de contribuir significativamente para a especificação da terapia mais adequada a ser adotada.

Para estruturas de concreto convencionais, sob condições normais de operação, o CEB-FIP [6] sugere os seguintes intervalos de tempo para a realização de inspeções:

- Edificações habitacionais e comerciais – a cada 10 anos;
- Edificações industriais – entre 5 e 10 anos;
- Pontes – entre 2 e 6 anos.

Sobre a periodicidade sugerida pelo CEB, Husni [7] salienta que se a inspeção encontra uma situação satisfatória, a estrutura pode continuar a ser utilizada sem qualquer intervenção até que uma nova inspeção periódica seja realizada, a menos que no intervalo entre as inspeções, alguma manifestação precoce justifique uma reavaliação, ou seja adotada uma abordagem preventiva.

Nesse sentido, a manutenção pode ser corretiva, para recuperar determinado dano; manutenção preventiva, para manter o desempenho das estruturas; preditiva ou detectiva, que acompanha através de instrumentação o desempenho da estrutura; constituindo então a engenharia de manutenção, que é a forma mais eficiente de garantir o desempenho e vida útil das estruturas, diminuindo a possibilidade de falhas, de acordo com Tutikian e Pacheco [5].

2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO RESERVATÓRIO AVALIADO

O reservatório avaliado tem aproximadamente 30 anos de idade, apresenta diâmetro externo de 4,00m e altura de 39,50m. É dividido em 5 células, sendo uma enterrada e subdividida em 2 partes, uma no nível do solo que abriga a casa de bombas e 3 células elevadas (figura 1). Suas paredes e lajes são de concreto armado, com espessura de 0,25m; externamente as paredes são revestidas por argamassa de reboco cimentícia com pintura látex, internamente as paredes e lajes de fundo receberam argamassa polimérica cimentícia para impermeabilização com reforço em tela de poliéster; as lajes de cobertura não possuem nenhum tipo de revestimento ou sistema de proteção.

Além da estrutura se tratar de um reservatório de armazenamento de água clorada, que por este motivo já se mostra suscetível a um risco grande de deterioração em suas faces internas, este se localiza em atmosfera industrial e, portanto, segundo a NBR 6118 [3], inserido em ambiente com forte agressividade ambiental também em suas faces externas.

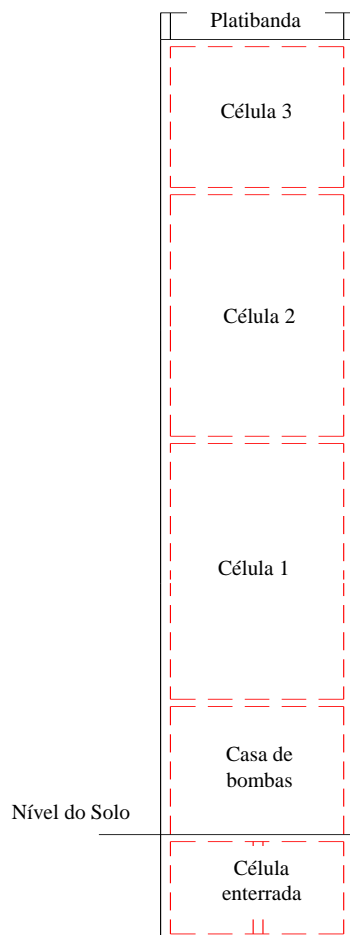


Figura 1: Desenho esquemático com nomenclatura adotada para as células.

3. METODOLOGIA

O trabalho iniciou-se com uma inspeção visual minuciosa, com objetivo de identificar as manifestações patológicas que afetavam as faces externas e internas do reservatório e também para a determinação dos pontos que passariam por ensaios não destrutivos e destrutivos. Para a realização da inspeção externa utilizou-se balancim individual tipo “cadeirinha”. Internamente o acesso às células se deu com escadas extensíveis.

3.1. Ensaios realizados

Os ensaios foram realizados com objetivo de analisar as reais causas das manifestações patológicas e para que, a partir dos resultados obtidos, se pudesse elaborar o mais efetivo, em termos técnicos e econômicos, projeto de recuperação e proteção estrutural, de forma a aumentar a vida útil do reservatório.

Os testes e ensaios realizados são sucintamente descritos a seguir.

3.1.1. Teste de Percussão

Realizado para avaliação da integridade e aderência dos revestimentos, por meio do som obtido através de impactos leves com martelo. O som cavo, no caso do concreto armado, significa que o cobrimento de concreto sobre a armadura está com destacamento (ou deslocamento), o que geralmente ocorre em função da corrosão das armaduras ou grandes vazios internos e, no caso de revestimentos argamassados, significa que há falhas na sua aderência com o substrato, indicando ainda os pontos onde o ensaio de resistência de aderência à tração é recomendado.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.1.2. Medições de fissuras

Para a medição das fissuras utilizou-se um fissurômetro da marca Trident, adotando-se como referência para avaliação a norma NBR 6118 [3], que limita a abertura das fissuras em função do tipo de estrutura e do ambiente onde a mesma está inserida. A verificação foi realizada por amostragem, na platibanda de concreto do reservatório pela face interna, onde o concreto é aparente sem revestimento de argamassa de reboco, e no interior das células aplicado sobre as lajes de cobertura por estas serem as regiões desprovidas do sistema impermeabilizante e que, assim, permitiam a visualização e consequente medição das fissuras.

3.1.3. Pacometria

Ensaio não destrutivo para avaliação do cobrimento de concreto sobre as armaduras. Tem ainda como função determinar o posicionamento das barras de aço no interior do concreto, para que as mesmas não sejam cortadas durante a extração de testemunhos e também para que não interfiram nos resultados de outros ensaios onde se pretende avaliar o concreto como, por exemplo, a esclerometria e o ultrassom.

O ensaio foi realizado por amostragem tendo-se como referência o ACI 228 2R-13 [8], com equipamento Profoscope da marca Proceq, nas paredes externas do reservatório (descontando-se a espessura do reboco para adequada avaliação dos resultados), nas faces internas da platibanda e nas lajes de cobertura e paredes acessíveis das células do reservatório (neste caso descontando-se a espessura do sistema impermeabilizante),

3.1.4. Esclerometria

O ensaio foi realizado com equipamento digital da Proceq para avaliação da dureza superficial do concreto de acordo com os critérios da norma da ABNT NBR 7584 [9]. Foi aplicado nas lajes de cobertura acessíveis e paredes internas das células do reservatório, em regiões desprovidas do sistema impermeabilizante, ou onde foi possível a sua remoção por prévio descolamento voluntário. Externamente, o ensaio foi realizado na platibanda e na parede da casa de bombas, posteriormente remoção da camada de reboco.

3.1.5. Ultrassom

Ensaio não destrutivo que, na estrutura de concreto, tem como finalidade a determinação da compacidade e homogeneidade do material, identificando segregações que não podem ser vistas a olho nu, com base nas normas americana ASTM C597 [10] e brasileira ABNT NBR 8802 [11]. O ensaio foi realizado com equipamento suíço Pundit Lab+ da Proceq nas paredes e lajes acessíveis do reservatório.

3.1.6. Ensaio de resistência à compressão

Para a realização do ensaio, foram extraídos testemunhos do concreto na região da platibanda, da parede da célula 2 (área “gasosa”) e da parede da casa de bombas do reservatório. A preparação das amostras e o ensaio de resistência à compressão, com utilização de prensa hidráulica Pavitest Cotenco, foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da Faculdade de Tecnologia da UNICAMP, de acordo com a norma NBR 7680 [12].

3.1.7. Determinação da profundidade de carbonatação do concreto

A avaliação da profundidade de carbonatação foi realizada por meio de aspersão de solução de fenolftaleína sobre os testemunhos de concreto (os mesmos que posteriormente passariam pelo ensaio de resistência à compressão) e sobre lascas de concreto, recém extraídos do reservatório.

3.1.8. Avaliação de contaminação do concreto por cloretos

O ensaio para avaliação de contaminação por cloretos foi realizado sobre amostras de pó de concreto, obtidos por processo de trituração de pedaços de concreto extraídos do reservatório. Este pó foi devidamente acondicionado e submetido a ensaio químico para avaliação do teor de cloretos, com base no método descrito no Boletim nº 25 do IPT [13].

3.1.9. Resistência de aderência à tração – Pull Off

O ensaio foi realizado tanto interna quanto externamente, com equipamento de tração manual da marca Solotest. Nas superfícies de concreto o objetivo foi avaliar sua capacidade portante para receber os devidos procedimentos de reparo e impermeabilização, com base nas recomendações da norma inglesa BS EN 1542 [14] e da norma americana ASTM C1404 [15]; nas superfícies externas com argamassa de reboco, o objetivo foi avaliar sua aderência em relação ao substrato, de acordo com as recomendações propostas pelas normas brasileiras ABNT NBR 13528 [16] e NBR 13749 [17].

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Inspeção visual

A inspeção possibilitou uma visão global do estado de deterioração do reservatório, com mapeamento dos pontos mais críticos e que, por esse motivo, passariam pelos ensaios. Foi possível ainda observar a existência de resquícios de reparos anteriores mas que, provavelmente por falhas no processo de preparação do substrato e/ou pela utilização de materiais inadequados, não foram efetivos.

As principais patologias detectadas visualmente são apresentadas a seguir (figuras 2 a 9).



Figura 2: Degradação generalizada da pintura e do revestimento de argamassa (reboco) externo, com som cavo, detectado pelo teste de percussão, e fissuras em diversos pontos do reservatório.



Figura 3: Deslocamento do cobrimento de concreto por corrosão das armaduras, em pontos aleatórios, na face externa do reservatório.



Figura 4: Pite de corrosão na parede externa, indicando possível corrosão por ação de cloretos.



Figura 5: Degradação generalizada do sistema de impermeabilização, observada no interior de todas as células do reservatório.



Figura 6: Laje de cobertura da célula 3 apresentando pontos aleatórios com armaduras expostas e em processo avançado de corrosão. Em alguns pontos observam-se resquícios de reparos anteriores, sem efetividade.



Figura 7: Laje de cobertura das células 2 e 1 com corrosão grave das armaduras, de forma generalizada, inclusive com perda de seção e seccionamento das barras de aço em alguns pontos.



Figura 8: Deslocamento do concreto com ocorrência nas lajes de cobertura das células 2 e 1, devido ao processo de corrosão avançado das armaduras.



Figura 9: Armaduras expostas e corroídas em pontos das paredes internas das células 2 e 1, na região “gasosa”. Notam-se resquícios de reparos anteriores, sem efetividade.

4.2. Ensaios

4.2.1. Teste de percussão

Nas paredes externas, revestidas por argamassa cimentícia de reboco, 71% dos pontos avaliados apresentaram som cavo, indicando falhas na aderência do revestimento com o substrato de concreto, o que posteriormente foi corroborado pelo ensaio de resistência de aderência à tração.

Na platibanda, pela face interna em concreto aparente, dentre os pontos avaliados, 50% apresentaram som cavo, com predominância nas regiões perimetrais às armaduras já expostas.

A laje de cobertura da célula 3 apenas apresentou som cavo em pontos isolados, nas regiões perimetrais às armaduras expostas, indicando possíveis destacamentos futuros do concreto, enquanto a laje da célula 2 apresentou som cavo em 100% dos pontos ensaiados, inclusive com destacamento do concreto mediante o teste (que é feito com golpes leves, não contundentes), indicando um grau de deterioração elevado. A laje da casa de bombas não apresentou som cavo em nenhum dos pontos avaliados. As lajes da célula 1 e da célula enterrada não puderam ser avaliadas em função de inacessibilidade.

4.2.2. Medições de fissuras

O teste foi aplicado, por amostragem, nas paredes externas do reservatório elevado, nas platibandas de concreto pela face interna e, no interior das células, aplicado sobre as lajes de cobertura por estas serem as regiões desprovidas do sistema impermeabilizante e que, assim, permitiam a visualização e conseqüente medição das fissuras.

Nas paredes externas as fissuras apresentaram aberturas variando de 0,05 mm até 0,8 mm, sendo a maioria delas de até 0,4 mm e que se propagavam por todo o reboco, em forma de mapa, indicando retração da argamassa de reboco (por onde podem ocorrer infiltrações de água de chuva e orvalho e conseqüente perda de aderência com o substrato). As fissuras com abertura acima de 0,5 mm foram observadas principalmente nas regiões de insertos metálicos, que se mostravam enferrujados, e na interface entre paredes e lajes.

Nas faces internas da platibanda (desprovida de argamassa de revestimento), as fissuras apresentaram aberturas entre 0,1 mm até 0,4 mm com ocorrência, predominantemente, nas proximidades das armaduras expostas e em processo de corrosão.

A laje de cobertura da célula 3 apresentou fissuração com aberturas de 0,1 mm até 0,4 mm, com predominância nas regiões afetadas pela corrosão do aço. A laje de cobertura da célula 2, muito deteriorada, apresentou fissuração com aberturas entre 0,5 mm até 1,7 mm sendo a maioria relacionada ao destacamento do concreto por corrosão das armaduras. Na laje de cobertura da casa de bombas, talvez pela existência de pintura em bom estado de conservação, foram detectadas apenas 4 fissuras com aberturas variando entre 0,05 mm até 0,1 mm. As lajes da célula 1 e da célula enterrada não puderam ser avaliadas em função de inacessibilidade.

No caso de reservatórios de água, a abertura máxima de fissuras no concreto permitida pela norma NBR 6118 [3] é de 0,2 mm entretanto, é importante ressaltar que fissuras de 0,2 mm já são suficientes para permitir a percolação de líquidos que, dependendo da sua composição química, deterioram o concreto e as armaduras.

4.2.3. Pacometria

Para avaliação dos cobrimentos a norma seguida foi a NBR 6118:1982 [18] da ABNT, vigente na época em que o reservatório foi projetado e construído, e que determinava as espessuras de cobrimento de 15 mm para lajes e 20 mm para pilares e vigas. As Tabelas 1 e 2 apresentam os resultados obtidos com o ensaio.

Tabela 1 – Resultados do Ensaio de Pacometria – Faces Internas.

Item	Local	Elemento Estrutural	Cobrimento (mm)	Item	Local	Elemento Estrutural	Cobrimento (mm)		
1	Platibanda	Parede	26,0	20	Célula 1	Parede	14,0		
2			17,0	21			20,0		
3			9,0	22			4,0		
4			5,0	23			46,0		
5			47,0	24			16,0		
6	Célula 3	Parede	21,0	25	Casa de bombas	Parede	29,0		
7			16,0	26			47,0		
8			32,0	27			9,0		
9			29,0	28			27,0		
10			18,0	29			11,0		
11		Laje de cobertura	12,0	30		16,0			
12			9,0	31		20,0			
13			23,0	32		19,0			
14			7,0	33		18,0			
15		Célula 2	Parede	37,0		34	Célula enterrada	Parede	20,0
16				10,0		35			11,0
17				5,0		36			16,0
18	Laje de cobertura		12,0	37	14,0				
19			17,0	38	17,0				

Tabela 2 – Resultados do Ensaio de Pacometria – Faces Externas.

Item	Local	Elemento Estrutural	Cobrimento (mm)	Item	Local	Elemento Estrutural	Cobrimento (mm)
1	Platibanda	Parede	18,0	13	Célula 1	Parede	20,0
2			22,0	14			17,0
3			25,0	15			11,0
4			13,0	16			23,0
5	Célula 3	Parede	22,0	17	Casa de bombas	Parede	9,0
6			43,0	18			35,0
7			28,0	19			21,0
8			17,0	20			13,0
9	Célula 2	Parede	24,0	21			25,0
10			32,0				
11			8,0				
12			15,0				

Observa-se nas Tabelas 1 e 2 que dentre os pontos ensaiados internamente, 47% não apresentou cobrimento em atendimento a norma vigente quando o reservatório foi projetado e, externamente, 42% dos pontos ensaiados não atendeu a norma. O fato de haver variação nos cobrimentos medidos, indica falhas na etapa de construção do reservatório, já que alguns pontos mostram cobrimentos bem acima do mínimo esperado.

Apenas para salientar a importância do cobrimento, a atualização da NBR 6118 [3] ocorrida em 2003, passou a ser mais rigorosa em relação aos cobrimentos de concreto sobre as armaduras, com objetivo de garantir maior durabilidade às estruturas, onde prescreve, para este tipo de estrutura, 25 mm para as lajes e 30 mm para as paredes externas do reservatório e, 35 mm para as lajes e 40 mm para as paredes internas do reservatório. Requisitos estes que foram considerando para elaboração do projeto de terapia.

4.2.4. Esclerometria

Os resultados obtidos com o ensaio de esclerometria são apresentados na Tabela 3 onde, apesar da variação na homogeneidade do concreto, os resultados de resistência superficial foram satisfatórios, considerando-se a idade do reservatório, com exceção dos itens 2 (parede platibanda), 11 e 13 (laje de cobertura da Célula 3) que apresentaram baixa resistência superficial.

Tabela 3 – Resultado do Ensaio de Esclerometria.

Item	Local	Elemento Estrutural	Fc (MPa)	Item	Local	Elemento Estrutural	Fc (MPa)
1	Platibanda	Parede	21,0	14	Célula 1	Parede	27,6
2			13,5	15			24,0
3			18,3	16			19,7
4	Célula 3	Parede	22,0	17	Casa de bombas	Parede	22,5
5			43,0	18			26,0
6		Laje de cobertura	26,0	19		25,0	
7			25,5	20		26,1	
8		18,4	21		Laje de cobertura	24,5	
9	Célula 2	Parede	25,0	22	Célula enterrada	Laje de cobertura	21,0
10			24,0	23			23,5
11		Laje de cobertura	12,5				
12			16,0				
13			11,0				

4.2.5. Ensaio de Ultrassom

Observa-se na Tabela 4, que a maioria dos pontos ensaiados por ultrassonografia apresentou boa homogeneidade e compacidade do concreto, exceto os itens 1 (parede platibanda) e 5 (laje de cobertura da Célula 3) que se mostraram regulares em função dos lascamentos do concreto por corrosão das armaduras e os itens 9 e 10 (laje de cobertura da Célula 2) que se mostraram ruins em relação à homogeneidade e compacidade, também em função de destacamentos do concreto por corrosão das armaduras, mas com maior gravidade.

Tabela 4 – Resultados do Ensaio de Ultrassom.

Item	Local	Elemento Estrutural	Velocidade Média do Pulso Ultrassônico (m/s)	Homogeneidade / Compacidade do Concreto
1	Platibanda	Parede	3493,0	Regular
2			3924,0	Boa
3	Célula 3	Parede	4208,0	Boa
4			4425,0	Boa
5		Laje de cobertura	3375,0	Regular
6			3913,0	Boa
7	Célula 2	Parede	4114,0	Boa
8			4405,0	Boa
9		Laje de cobertura	2177,0	Ruim
10			2819,0	Ruim
11	Célula 1	Parede	4413,0	Boa
12			4260,0	Boa
13	Casa de bombas	Parede	4456,0	Boa
14			4132,0	Boa
15			4439,0	Boa
16		Laje de cobertura	4315,0	Boa
17			3928,0	Boa
18	Célula enterrada	Laje de cobertura	3843,0	Boa
19			4010,0	Boa

4.2.6. Ensaio de Resistência à Compressão

Os testemunhos foram extraídos da platibanda, da parede da célula 2 (área “gasosa”) e da parede da casa de bombas e ensaiados à compressão, com resultados (Tabela 5) que atenderam a NBR 6118:1992 [18], vigente na época em que o reservatório foi projetado e construído, mas bem inferiores em relação à especificação da norma atual, onde a resistência à compressão mínima, para este tipo de estrutura, deveria ser de 30MPa.

Tabela 5 – Resultado do Ensaio de Resistência à Compressão.

Testemunho	Local da Extração	Elemento Estrutural	Resistência à Compressão (MPa)
1	Casa de bombas	Parede	15,7
2	Célula 2		16,0
3	Platibanda		15,1

4.2.7. Determinação da Profundidade de Carbonatação do Concreto

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos, já considerando a exclusão da argamassa de reboco, com espessura média de 20,0mm e completamente carbonatada. Observa-se que, internamente, apenas a amostra extraída da casa de bombas, ou seja, o único local onde não há água armazenada, apresentou uma espessura de carbonatação elevada.

Tabela 6 – Profundidade de Carbonatação do Concreto.

Amostra	Local da Extração	Elemento Estrutural	Carbonatação Face Interna (mm)	Carbonatação Face Externa (mm)
1	Casa de bombas	Parede	41,0	35,0
2	Célula 2		7,0	13,0
3	Platibanda		4,0	19,0
4	Célula 1		6,0	Não avaliada
5	Célula enterrada	Laje de cobertura	3,0	Não avaliada

Com relação à durabilidade a importância da carbonatação reside no fato de que ela reduz o pH da pasta de cimento do concreto de valores entre 12,6 e 13,5 para valores entre 9 e 8,3. Com a redução do pH a armadura, envolta pelo concreto, perde sua passivação, ou seja, o elemento que protege a armadura contra a corrosão.

4.2.8. Contaminação do Concreto por Cloretos

O ataque por cloretos não afeta diretamente o concreto, mas sim a armadura, causando sua corrosão e, somente como consequência dessa corrosão é que se danifica o concreto em torno da armadura. Os íons cloreto destroem a camada passivadora do aço e, em presença de água e oxigênio, ocorre a corrosão.

A NBR 6118 [3] não faz referência ao teor limite de cloretos, apenas alerta que não é permitida a utilização de aditivos contendo cloretos ao concreto armado ou protendido, assim, para a avaliação das amostras coletadas adotou-se os requisitos estabelecidos pelo ACI 318-11 [19], que determina o limite máximo de 0,15% de teor de cloreto em relação à massa de cimento para o concreto armado.

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos, onde constata-se a contaminação da amostra extraída da laje de cobertura da Célula 2.

Tabela 7 – Resultado dos Teores de Cloreto no Concreto.

Amostra	Local da Extração	Elemento Estrutural	Teor de Cloreto (% sobre a massa de cimento)
1	Célula enterrada	Laje de cobertura	0,13
2	Célula 2		0,26
3	Platibanda	Parede	isento

4.2.9. Ensaio de Resistência de Aderência à Tração – Pull Off

O ensaio foi realizado sobre as paredes e lajes do reservatório, sobre o concreto e também sobre a argamassa cimentícia de revestimento (reboco). No caso do concreto, este deve apresentar resistência ao arrancamento $\geq 1,5$ MPa, segundo a norma europeia EN 1504 [20], para que possa receber aplicação de tratamento (argamassas de recuperação, sistemas de proteção etc) diretamente sobre sua superfície e, no caso da argamassa de revestimento, a resistência ao arrancamento deverá ser $\geq 0,30$ MPa segundo a norma brasileira NBR 13749 [17].

Tabela 8 – Resultado do Ensaio de Resistência de Aderência à Tração.

Amostra	Local	Tensão (MPa)	Forma de Ruptura
1	Platibanda – parede interna sobre concreto	0,27	No concreto
2	Célula 2 – parede interna sobre concreto	1,59	No concreto
3	Célula 2 – laje de concreto sobre concreto	0,35	No concreto
4	Célula 1 – parede interna sobre concreto	1,73	No concreto
5	Casa de bombas – parede interna sobre concreto	2,31	No concreto
6	Célula 3 – parede externa sobre reboco	0,22	Na interface chapisco/reboco
7	Célula 2 – parede externa sobre reboco	0,13	Na interface chapisco/reboco
8	Célula 1 – parede externa sobre reboco	0,24	No reboco
9	Casa de bombas – parede externa sobre reboco	0,36	Na interface chapisco/reboco



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Os resultados apresentados na Tabela 8 evidenciam os problemas no concreto da Platibanda e da laje da Célula 2 e a falta de aderência da argamassa cimentícia de reboco com as paredes externas de concreto.

5. CONCLUSÃO

Diante de todo o processo de investigação realizado no reservatório, pôde-se constatar que as manifestações patológicas ocorreram em função de falhas construtivas atreladas ao ambiente agressivo e falhas no sistema de manutenção. Os ensaios possibilitaram avaliar características específicas do concreto e recomendar os procedimentos de terapia mais adequados em termos técnicos e econômicos, tendo como início a completa remoção do revestimento de argamassa externo, que já não apresenta resistência de aderência com o substrato, assim como a remoção total do impermeabilizante interno, até a absoluta exposição do concreto.

Feito isso, a etapa posterior engloba todo um processo de recuperação e proteção do concreto armado que, por falta de normas nacionais, foi projetado e especificado com base na norma europeia EN 1504 [20], enquanto o projeto de impermeabilização, de acordo com as normas da ABNT NBR 9575 [21] e NBR 9574 [22], conforme, resumidamente, descrito a seguir:

- a) Delimitação, corte e remoção do concreto deteriorado;
- b) Remoção da ferrugem do aço com substituição das armaduras cuja perda de seção, devido à corrosão, for maior que 10%;
- c) Hidrojateamento de toda a estrutura com água quente e pressão efetiva mínima de 4.000 psi;
- d) Tratamento das armaduras com inibidores de corrosão de base cimentícia;
- e) Recomposição do concreto com utilização de argamassa polimérica tixotrópica para reparos estruturais, com agentes passivadores de armaduras e adesivos para ponte de aderência integrados;
- f) Aplicação de sistema de injeção de espuma de gel de poliuretano flexível, para selamento de fissuras de comportamento dinâmico;
- g) Tratamento químico do concreto com aplicação de sistema de cristalização profunda, nas faces internas e externas do reservatório, para conferir ao concreto a impermeabilidade necessária e capacidade de resistir à ataques químicos;
- h) Nas faces internas do reservatório, aplicação de sistema de impermeabilização com membrana de polímeros acrílicos com cimento, que não afeta a potabilidade da água;
- i) Nas faces externas do reservatório, execução de revestimento com argamassa de cimento e areia, aplicado sobre chapisco aditivado com adesivo acrílico;
- j) Após a cura do revestimento, aplicação de pintura de proteção com membrana acrílica;
- k) Pintura com primer e revestimento epóxi sobre as tubulações e elementos metálicos internos ao reservatório e com primer e revestimento poliuretânico sobre as tubulações e elementos metálicos externos ao reservatório.

6. REFERÊNCIAS

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 201.2R-08 “Guide for Durable Concrete”. Michigan, 2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 15575-1:2013. “Edificações habitacionais - Desempenho parte 1: Requisitos gerais”. Rio de Janeiro, 2013.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 6118:2014. “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 14931:2004. “Execução de estruturas de concreto - Procedimento”. Rio de Janeiro, 2004.
- [5] Tutikian, B.; Pacheco, M. “Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil”, Boletim Técnico n° 1 – ALCONPAT (Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción), México, 2013.
- [6] COMITE EUROPEU DU BETON - CEB. “Durable concrete structures, design guide, eurointernational committee for concrete”. Thomas Telford Services Ltd. Londres, 1992.
- [7] Husni, R. “Reparación y Refuerzo”, Boletim Técnico n° 2 – ALCONPAT (Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción), México, 2013.
- [8] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 228.2R-13 “Reporto n Nondestructive Test Methods for Concrete in Structures”. Michigan, 2013.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 7584:2012. “Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio”. Rio de Janeiro, 2012.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [10] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C597-09. “Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete”. Pensilvânia, 2009.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 8802:2013. “Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica”. Rio de Janeiro, 2013.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 7680:2007. “Concreto – Extração, preparo, e ensaio de testemunhos de concreto”. Rio de Janeiro, 2007.
- [13] INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS - IPT. “Reconstituição de Traço de Concretos e Argamassas”. Publicação 103 - Boletim nº 25. São Paulo, 1940.
- [14] BRITISH STANDARD. BS EN 1542:1999. “Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Measurement of bond strength by pull-off”. Bruxelas, 1999.
- [15] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C1404. “Standard Test Method for Bond Strength of Adhesive Systems Used with Concrete as Measured by Direct Tension”. Pensilvânia, 2010.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 13528:2010. “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração”. Rio de Janeiro, 2010.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 13749:2013. “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação”. Rio de Janeiro, 2013.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 6118:1982. “Cálculo e execução de obras de concreto armado”. Rio de Janeiro, 1982.
- [19] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”. Michigan, 2011.
- [20] EUROPEAN STANDARD. EN 1504:2008. “Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity”. Bruxelas, 2008.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 9575:2010. “Impermeabilização – Seleção e projeto”. Rio de Janeiro, 2010.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 9574:2008. “Execução de impermeabilização”. Rio de Janeiro, 2008.



**ENSAIOS DESTRUTIVOS E NÃO DESTRUTIVOS APLICADOS A CONCRETO
AUTOADENSÁVEL COM AGREGADOS RECICLADOS**

F.L.C. BRASILEIRO

Graduanda - Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
lilinhabr2@hotmail.com

K.M.V. MOREIRA

Professora Msc - Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
kelvyamoreira@gmail.com

L.M.S. MONTEIRO

Graduanda - Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
livia.msm@hotmail.com

F.R.C. RIBEIRO

Graduando - Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
roger.ribeiro_@hotmail.com

S.P. ANDRADE

Graduanda - Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
suzan_andrade@hotmail.com.br

RESUMO

Devido aos casos cada vez mais frequentes de desastres em estruturas, os estudos sobre patologias das construções vêm se intensificando. Paralelamente, o uso do Concreto Autoadensável (CAA) em estruturas correntes já é uma realidade no Brasil. A incorporação de resíduos de construção no CAA tem sido bastante estudada, fazendo-se necessário, também, avaliar sua durabilidade. Porém, independente do tipo de concreto, a manutenção periódica é a premissa básica para garantir longevidade às obras e evitar transtornos futuros. Esta pode ser feita por meio de ensaios não destrutivos, correlacionando seus resultados aos dos ensaios destrutivos realizados ainda na fase de execução. Logo, este estudo visa fazer essa correlação aplicada a CAA com diferentes percentuais de agregados reciclados. Para tal, foram realizados ensaios de compressão axial, ultrassom e carbonatação em diferentes idades de produção.

Palavras-chave: ensaios destrutivos e não destrutivos; concreto autoadensável; agregados reciclados.

ABSTRACT

Due to the increasingly frequent cases of disasters in structures, studies on diseases of the buildings have been intensifying. At the same time, the use of self-compacting concrete (SCC) in current structures is already a reality in Brazil. The incorporation of construction waste in the SCC has been widely studied, making it necessary also to evaluate its durability. However, regardless of the type of concrete, the periodic maintenance is the basic premise to ensure longevity to the works and avoid future problems. This can be done through non-destructive testing, correlating their results with those of destructive testing still in the implementation phase. Therefore, this study aims to do this correlation applied to SCC with different percentages of recycled aggregates. To this end, axial compression tests were performed, ultrasound and carbonation in different production ages.

Keywords: destructive and non-destructive testing; self-compacting concrete; recycled aggregates.

1. INTRODUÇÃO

A elaboração e execução de projetos pertinentes às obras civis devem, segundo a ABNT NBR 6118:2014 [1], garantir a segurança, estabilidade e aptidão em serviço por toda a vida útil da estrutura. De acordo com a ABNT NBR 15575:2013 [2], esta deve ser de, no mínimo, 50 anos. Para que esse período de tempo seja alcançado é considerado que haja periodicidade e processos de manutenção conforme a ABNT NBR 5674:2012 [3]. Esta última norma descreve de forma objetiva a obrigatoriedade de haver planejamento anual das atividades de manutenção das edificações.

Porém, apesar da evolução e aperfeiçoamento dos materiais e técnicas construtivas utilizados no ramo da construção civil, o que muito se vê atualmente são deteriorações em estruturas relativamente novas, evidenciando a importância do controle tecnológico do concreto e de seus materiais constituintes ainda na fase de execução da obra e da manutenção preventiva periódica em serviço.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Simultaneamente, o uso do Concreto Autoadensável (CAA) em estruturas correntes já é uma realidade no Brasil. Este traz consigo diversas vantagens: maior produtividade, eliminação de ruídos, diminuição da mão de obra, excelente acabamento superficial, capacidade de preenchimento de fôrmas com altas taxas de armadura e geometrias complexas sem apresentar nichos de concretagem, além de possibilitar a incorporação de resíduos industriais em sua composição (GOMES; BARROS, 2009) [4]. Em virtude do setor da construção civil representar um significativo percentual de produção destes resíduos (CONAMA, 2002) [5], os pesquisadores têm estudado maneiras de reaproveitá-los na produção de CAA.

Visando garantir a longevidade das estruturas, independentemente do tipo de concreto utilizado, é preciso que haja a conformidade entre o que foi projetado de maneira a satisfazer as premissas das normas vigentes e o que foi executado. Sendo atestada essa compatibilidade, por meio do controle tecnológico supracitado, os resultados obtidos podem ser utilizados como parâmetro para subsequente comparação de ensaios não destrutivos aplicados à estrutura como forma de manutenção predial.

Por causarem pouco ou nenhum dano à estrutura, os métodos de ensaio não destrutivos tornaram-se uma alternativa atraente para as manutenções prediais, pois aliados aos *checklists* já comumente utilizados para este fim, atribuem um grau de confiabilidade maior às inspeções. Outra vantagem é que podem ser aplicados com as estruturas em serviço e, caso a manutenção predial seja feita de maneira periódica, permitem que transtornos sejam identificados ainda em seu estágio inicial.

Sahuinco (2011) [6] comenta que a inspeção visual mostra uma condição qualitativa da estrutura, enquanto os métodos de ensaio não destrutivos são quantitativos e apresentam potencial de determinação de danos em seu interior que não são visíveis a olho nú, propondo a integração destes dois métodos a fim de um parecer mais preciso da condição estrutural. Evangelista (2002) [7] indica ainda correlações entre a resistência à compressão do concreto e os valores obtidos por meio de ensaios não destrutivos, sendo propostas expressões para avaliar a resistência à compressão a partir das medições de um ou dois ensaios não destrutivos.

Então, o objetivo deste trabalho é correlacionar resultados de ensaios destrutivos e não destrutivos aplicados a CAA em diferentes idades de produção. Estes foram desenvolvidos com variados percentuais de substituição de agregados naturais por agregados reciclados oriundos da britagem de corpos de prova de concreto convencional.

2. METODOLOGIA

Os CAA foram produzidos seguindo a metodologia de dosagem proposta por Gomes (2002) [8], em que se faz um estudo preliminar em pastas e/ou argamassas autoadensáveis separado do estudo do esqueleto granular da mistura, buscando um teor de pasta suficiente para que o concreto adquira as características de um CAA.

Concluído o referente estudo, produziram-se quatro tipos de CAA com diferentes teores de substituição de agregados naturais por reciclados: 100% do agregado graúdo (CGR); 50% do agregado graúdo e 50% do agregado miúdo (CGMR); 100% do agregado miúdo (CMR) e o de referência, utilizando apenas agregados naturais (CREF). As substituições foram em massa com compensação da massa específica.

2.1. Materiais

Utilizou-se o cimento Portland CP II-Z-32, comumente utilizado na região de estudo e que, segundo informações do fabricante, possui massa específica de 3100 kg/m³ e massa unitária de 1420 kg/m³. O CP II-Z contém adição de material pozolânico que varia de 6% a 14% em massa, o que lhe confere menor permeabilidade.

A adição mineral utilizada foi o riolito, rocha encontrada em abundância no Serrote Mumbaba, situado entre as cidades de Sobral e Massapê, à Noroeste do estado do Ceará. Este possui massa específica de 3000 kg/m³. O ensaio de espectroscopia por fluorescência de raios X forneceu a composição química disposta na tabela 1. Foi utilizado o material passante na peneira de abertura #150 µm, conforme ilustrado na figura 1.

Tabela 1 – Composição química da adição mineral riolito.

Óxidos	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Outros
Quantidade (%)	69,83	19,13	3,29	0,59	0,02	0,11	0,01	0,16	6,86

Pela tabela 1 identifica-se que a soma dos teores de óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3) foi superior a 50% (obteve-se 92,25%), valor mínimo exigido pela ABNT NBR 12653:2015 [9], classificando-o, portanto, como uma pozolana de Classe E.



Figura 1: Adição mineral riolito após beneficiamento.

O aditivo químico superplastificante utilizado é do tipo II (SP-II N) e, segundo informações do fabricante, é um aditivo para concreto, líquido, isento de cloretos, pronto para o uso. É composto por policarboxilatos que possuem grande poder de dispersão, aumentando a trabalhabilidade sem alterar as características originais de pega do material produzido. Este possui densidade aproximada de 1100 kg/m^3 e teor de sólidos de 34%.

Os agregados naturais utilizados foram: areia quartzosa lavada oriunda das margens de rio e brita de origem granítica. Já para os agregados reciclados, primeiramente foi feita a separação dos corpos de prova no Laboratório de Materiais de Construção e Estruturas do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Vale do Acaraú, atentando-se para que estes fossem de concreto convencional, porém sem distinção de granulometria dos materiais constituintes do referido concreto.

O aspecto destes após o processo de britamento está apresentado na figura 2. Foram realizados ensaios de caracterização de todos os agregados (naturais e reciclados) de acordo com as normas técnicas pertinentes, obtendo os resultados expostos na tabela 2.

A água utilizada foi a fornecida pelo sistema de abastecimento público da cidade de Sobral/CE.



(a)

(b)

Figura 2: Agregados reciclados (a) grauído e (b) miúdo após processo de britamento.

Como o riolito é um material pozolânico, as quantidades de água e de superplastificante a serem adicionadas foram definidas pela soma dos aglomerantes (cimento + riolito). O teor de adição utilizado nas produções foi sobre a massa do cimento.

Segundo a norma que trata de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil, ABNT NBR 15116:2004 [10], é necessária a pré-molhagem dos agregados miúdo e grauído e a prática tem mostrado que valores em torno de 80% do teor de absorção de água do agregado reciclado em uso são adequados. Então, 10 minutos antes de iniciar o processo de mistura, retirou-se da própria relação a/agl o recomendado pela referida norma e efetuou-se a pré-molhagem dos agregados reciclados. As quantidades de material utilizadas nas produções estão dispostas na tabela 3.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.

Índice Físico	Agregado graúdo natural	Agregado graúdo reciclado	Agregado miúdo natural	Agregado miúdo reciclado	Método de Ensaio
Massa específica (kg/m ³)	2590	2310	2540	2360	Graúdo: ABNT NBR NM 53:2009 [11] Miúdo: ABNT NBR NM 52:2009 [12]
Massa unitária solta (kg/m ³)	1300	1220	1250	1170	ABNT NBR NM 45:2006 [13]
Massa unitária compactada (kg/m ³)	1420	1330	1370	1290	
Dimensão máxima característica (mm)	19,00	19,00	4,80	4,80	ABNT NBR NM 248:2003 [14]
Módulo de finura (adimensional)	-	-	3,06	3,56	
Absorção (%)	0,79	7,52	-	-	Graúdo: ABNT NBR NM 53:2009 [11]
Material pulverulento (%)	0,24	2,16	-	-	ABNT NBR NM 46:2003 [15]

Tabela 3 – Quantidades de material utilizado nas produções dos concretos.

Tipo de concreto	Cimento (kg)	Riolito (kg)	Agregado miúdo (kg)	Agregado graúdo (kg)	Aditivo (g)	Água (kg)
CREF	13,64	4,09	18,90	28,90	184,0	6,67
CGR	13,64	4,09	18,90	25,78	294,2	6,67
CGMR	13,64	4,09	Natural: 9,45 Reciclado: 8,78	Natural: 14,45 Reciclado: 12,90	294,2	6,67
CMR	13,64	4,09	17,56	28,90	255,1	6,67

Pela tabela 3 percebe-se que foram utilizadas diferentes quantidades de aditivo superplastificante nas produções dos CAA. Isso se deve ao fato dos agregados reciclados ocasionarem uma menor trabalhabilidade no CAA, fazendo-se necessário este incremento de aditivo para manutenção da autoadensabilidade requerida.

A sequência de mistura do concreto utilizada neste trabalho foi a seguinte: com a betoneira já imprimada, colocaram-se os agregados (graúdo e miúdo) e parcela da água, deixando misturar por 30 segundos. Em seguida, adicionou-se o cimento e o riolito, misturando por mais 30 segundos. Então, adicionou-se outra parcela da água, misturando 90 segundos. Finalmente, adicionou-se o aditivo e o restante da água, deixando misturar por 120 segundos.

Para análise da trabalhabilidade dos CAA foram verificados o espalhamento e tempo de escoamento pelo método do cone de Abrams, indicado pela ABNT NBR 15823-2:2010 [16], que prescreve o método de ensaio para determinação da fluidez do concreto autoadensável, em fluxo livre, sob a ação do seu próprio peso; bem como a viscosidade pelo funil V, de acordo com a ABNT NBR 15823-5:2010 [17], que prescreve o ensaio para determinação da viscosidade do concreto autoadensável pela medida do tempo de escoamento de uma massa de concreto através do funil V. Os resultados obtidos foram avaliados segundo as classes de uso do CAA indicadas pela ABNT NBR 15823-1:2010 [18] e estão expostos na tabela 4.

Tabela 4 – Resultados dos ensaios com CAA no estado fresco.

Tipo de concreto	Classe de espalhamento (<i>slump flow</i>)	Classe de viscosidade plástica aparente (T500 – sob fluxo livre)	Classe de viscosidade plástica aparente (Funil V – sob fluxo confinado)
CREF	SF 2	VS 1	VF 1
CGR	SF 1	VS 2	VF 2
CGMR	SF 1	VS 2	VF 2
CMR	SF 1	VS 2	VF 2

Da tabela 4 tem-se que o CREF apresenta-se adequado para a maioria das aplicações correntes, como paredes, vigas e pilares, sendo compatível com elementos estruturais com alta densidade de armadura, mas exige controle da exsudação e da segregação.

Ainda pela tabela 4 tem-se que os concretos com agregados reciclados enquadraram-se para aplicações em estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura e que exijam uma curta distância de espalhamento horizontal, como lajes, revestimentos de túneis, estacas e certas fundações profundas.

Após a realização dos ensaios no estado fresco foram moldados os corpos de prova cilíndricos (100x200)mm sem necessidade de vibração e, após 24 horas, procedeu-se à desmoldagem e armazenamento em tanque com água saturada de hidróxido de cálcio para cura úmida até as datas dos experimentos, conforme preconiza a ABNT NBR 5738:2015 [19]. Este procedimento só não foi atendido para o ensaio de carbonatação, o qual será explicado posteriormente.

2.2. Métodos

Os ensaios realizados no estado endurecido que serão correlacionados com o de resistência à compressão axial (ABNT NBR 5739:2007 [20]) foram: velocidade de propagação de onda ultrassônica (ABNT NBR 8802:2013 [21]) e carbonatação (CPC 18:1994 [22]).

Para o ensaio de resistência à compressão axial foram moldados dois corpos de prova para cada idade e tipo de concreto. Como resultado foi adotado o maior valor entre estes dois. Para o capeamento dos corpos de prova foi utilizada uma almofada elastomérica, o policloroprene, comercialmente conhecido como neoprene.

Para o ensaio de velocidade de propagação de onda ultrassônica utilizou-se um aparelho de ultrassom com transdutores de 54 kHz e 50 mm de diâmetro (figura 3). Este ensaio foi executado por transmissão direta, ou seja, os transdutores foram posicionados em faces opostas do corpo de prova, ao longo de seu comprimento. Com o auxílio de um paquímetro, este comprimento é medido e inserido no aparelho para a transformação do tempo de propagação da onda em velocidade do pulso ultrassônico.



Figura 3: Demonstração do ensaio de ultrassom.

Para o ensaio de ultrassom utilizaram-se dois corpos de prova para cada idade e tipo de concreto e vaselina sólida à base de água como acoplante. Por ser um ensaio não destrutivo houve a possibilidade de reutilizar os corpos de prova para o de resistência à compressão axial. Portanto, o valor adotado como resultado deste foi o correspondente ao mesmo corpo de prova do ensaio de resistência.

Após 28 dias de cura, os corpos de prova a serem utilizados para o ensaio de frente de carbonatação foram retirados do tanque e expostos às intempéries naturais. Nos dias estabelecidos para o ensaio, estes foram rompidos transversalmente com o auxílio de uma marreta e ponteiro (figura 4) e foi aspergida a solução de fenolftaleína para a medição da frente de carbonatação com o auxílio de um paquímetro de precisão milimétrica, sendo o resultado expresso pela média aritmética de 8 medições.

Foram utilizados 2 corpos de prova para cada tipo de concreto. As idades expostas nos resultados referem-se à quantidade de dias desta exposição.



Figura 4: Instrumentos necessários para a execução do ensaio de carbonatação.

Para este ensaio é utilizado o método colorimétrico, que consiste em aspergir uma solução alcoólica de fenolftaleína a 1% na superfície interna do concreto com o auxílio de um borrifador. Esta solução é de caráter básico: quando em contato com outra superfície básica, apresenta a coloração vermelho carmim; mas, quando em contato com uma superfície ácida, apresentar-se-á incolor, representando a superfície carbonatada (HELENE, 1999) [23]. Mede-se, portanto, a espessura da superfície carbonatada, que indicará a frente de acesso de dióxido de carbono (CO_2) no concreto.

De posse destes resultados, propôs-se uma análise matemática com o intuito de apresentar equações onde se possa estimar o valor de resistência à compressão axial (ensaio destrutivo) a partir do ultrassom e frente de carbonatação (na prática, ensaios não destrutivos).

Para esta finalidade utilizou-se o *software* Statistica 13.0, indicando como variável dependente o valor da resistência à compressão axial e como variáveis independentes os valores de ultrassom e frente de carbonatação, separadamente, com intervalo de confiança de 95% para ambos. As equações foram propostas para cada tipo de concreto e também com todos os resultados obtidos em conjunto.

As equações foram obtidas por Regressão Múltipla - Análise Residual - Variáveis Dependentes e Independentes. Após, realizou-se a análise de variância (ANOVA) de todos os resultados, com nível de significância de 5%, a fim de constatar a relevância das equações propostas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A priori, os resultados serão expostos por tipo de concreto e posteriormente será mostrada a equação unificada para todos os concretos analisados. Em cada item será apresentada a equação proposta seguida da ANOVA dos resultados obtidos experimentalmente e pelo modelo proposto.

Ressalta-se que, como informado na Metodologia, os mesmos corpos de prova ensaiados à compressão axial foram anteriormente utilizados no ensaio de velocidade de propagação da onda ultrassônica. As entradas de dados foram iguais ao que se apresenta abaixo.

3.1. Concreto Referencial (CREF)

Tabela 5 – Resultados dos ensaios no estado endurecido do CREF.

Idade de Ensaio	Resistência à compressão axial (RCA)	Velocidade de propagação da onda ultrassônica (VPU)	Frente de carbonatação (CARB)
28 dias	43,6 MPa	4210 m/s	0 mm
56 dias	50,9 MPa	4310 m/s	2,18 mm
84 dias	52,8 MPa	4380 m/s	2,07 mm

3.1.1. Correlação RCA/VPU

Para esta correlação foi utilizado o valor de RCA como variável dependente e o de VPU como variável independente. Então, o valor de RCA da equação proposta (RCA_{EP}) foi o seguinte:

$$RCA_{EP} = -189,4 + (0,05547 * VPU) \quad (1)$$

Na tabela 6 visualiza-se a comparação dos resultados de RCA obtidos experimentalmente (RCA_{EXP}) e pela equação proposta (RCA_{EP}).

Tabela 6 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/VPU no CREF.

RCA_{EXP}	43,6 MPa	50,9 MPa	52,8 MPa
RCA_{EP}	44,1 MPa	49,7 MPa	53,6 MPa

Percebe-se que os valores encontram-se bem aproximados. A ANOVA mostrada na tabela 7 confirma esta afirmação.

Tabela 7 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de VPU no CREF.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	0,000228167	1	0,000228167	9,90123E-06	0,997640039	7,708647422
Dentro dos grupos	92,17711181	4	23,04427795			
Total	92,17733997	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Analisando a ANOVA apresentada na Tabela 7 tem-se que a equação 1 expressa bem a influência do valor de VPU sobre a RCA, dado que o valor de prova (valor – p) foi bem superior a 0,05. Isso indica que se deve aceitar a igualdade. Além disso, o “F crítico” limita a região de rejeição, significando que para valores de “F” inferiores a ele, deve-se aceitar a igualdade. Ou seja, a igualdade foi bastante aceita nestes dois parâmetros.

3.1.2. Correlação RCA/CARB

Para esta correlação foi utilizada o valor de RCA como variável dependente e o de CARB como variável independente. Então, o valor de RCA da equação proposta (RCA_{EP}) foi o seguinte:

$$RCA_{EP} = 43,69 + (3,8421 * CARB) \quad (2)$$

Na tabela 8 tem-se a comparação dos resultados de RCA obtidos experimentalmente (RCA_{EXP}) e pela equação proposta (RCA_{EP}).

Tabela 8 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/CARB no CREF.

RCA_{EXP}	43,6 MPa	50,9 MPa	52,8 MPa
RCA_{EP}	43,7 MPa	52,1 MPa	51,6 MPa

Mais uma vez, percebe-se a proximidade entre os valores apresentados e a ANOVA mostrada na tabela 9 confirma esta afirmação.

Tabela 9 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de CARB no CREF.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	1,92604E-07	1	1,92604E-07	8,39395E-09	0,999931286	7,708647422
Dentro dos grupos	91,78234042	4	22,94558511			
Total	91,78234062	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Analisando a ANOVA apresentada na Tabela 9, tem-se que a equação 2 expressa bem a influência do valor de CARB sobre a RCA, dado que o valor de prova (valor – p) continuou sendo bem superior a 0,05. Porém, o “F” foi ainda menor em relação ao “F crítico”.

Para estes dois parâmetros foram obtidos resultados de igualdade bastante satisfatórios, indicando que para este tipo de concreto, qualquer um destes meios de ensaios não destrutivos disponíveis para a inspeção apresentarão resultados bem aproximados da realidade.

Em todos os resultados subsequentes, nota-se, pela ANOVA e pelas comparações apresentadas, que as equações propostas são aceitáveis. Por isso, a partir daqui, serão apresentados apenas os resultados obtidos. Também foi seguida a mesma metodologia no que se refere à inserção dos dados.

3.2. Concreto com 100% de substituição do agregado graúdo (CGR)

Tabela 10 – Resultados dos ensaios no estado endurecido do CGR.

Idade de Ensaio	Resistência à compressão axial (RCA)	Velocidade de propagação da onda ultrassônica (VPU)	Frente de carbonatação (CARB)
28 dias	47,3 MPa	3920 m/s	1,45 mm
56 dias	48,9 MPa	4470 m/s	1,90 mm
84 dias	53,5 MPa	4240 m/s	1,70 mm

3.2.1. Correlação RCA/VPU

$$RCA_{EP} = 33,62 + (0,00387 * VPU) \quad (3)$$

Tabela 11 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/VPU no CGR.

RCA _{EXP}	47,3 MPa	48,9 MPa	53,5 MPa
RCA _{EP}	48,8 MPa	50,9 MPa	50,0 MPa

Tabela 12 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de VPU no CGR.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	0,000241935	1	0,000241935	4,25813E-05	0,995105967	7,708647422
Dentro dos grupos	22,72687494	4	5,681718735			
Total	22,72711688	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

3.2.2. Correlação RCA/CARB

$$RCA_{EP} = 42,606 + (4,3328 * CARB) \quad (4)$$

Tabela 13 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/CARB no CGR.

RCA _{EXP}	47,3 MPa	48,9 MPa	53,5 MPa
RCA _{EP}	48,9 MPa	50,8 MPa	50,0 MPa

Tabela 14 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de CARB no CGR.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	3,08267E-07	1	3,08267E-07	5,51708E-08	0,999823837	7,708647422
Dentro dos grupos	22,35000418	4	5,587501044			
Total	22,35000449	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

3.3. Concreto com substituições de 50% do agregado graúdo e 50% do agregado miúdo (CGMR):

Tabela 15 – Resultados dos ensaios no estado endurecido do CGMR

Idade de Ensaio	Resistência à compressão axial (RCA)	Velocidade de propagação da onda ultrassônica (VPU)	Frente de carbonatação (CARB)
28 dias	50,5 MPa	4060 m/s	1,63 mm
56 dias	52,2 MPa	4340 m/s	1,98 mm
84 dias	57,3 MPa	4290 m/s	2,25 mm

3.3.1. Correlação RCA/VPU

$$RCA_{EP} = -3,427 + (0,01342 * VPU) \quad (5)$$

Tabela 16 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/VPU no CGMR.

RCA _{EXP}	50,5 MPa	52,2 MPa	57,3 MPa
RCA _{EP}	51,1 MPa	54,8 MPa	54,1 MPa

Tabela 17 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de VPU no CGMR.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	0,000250907	1	0,000250907	3,02365E-05	0,995875947	7,708647422
Dentro dos grupos	33,19256611	4	8,298141527			
Total	33,19281701	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

3.3.2. Correlação RCA/CARB

$$RCA_{EP} = 32,414 + (10,706 * CARB) \quad (6)$$

Tabela 18 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/CARB no CGMR.

RCA _{EXP}	50,5 MPa	52,2 MPa	57,3 MPa
RCA _{EP}	49,9 MPa	53,6 MPa	56,5 MPa

Tabela 19 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de CARB no CGMR.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	1,176E-07	1	1,176E-07	9,94247E-09	0,999925216	7,708647422
Dentro dos grupos	47,31218973	4	11,82804743			
Total	47,31218985	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

3.4. Concreto com 100% de substituição do agregado miúdo (CMR):

Tabela 20 – Resultados dos ensaios no estado endurecido do CMR.

Idade de Ensaio	Resistência à compressão axial (RCA)	Velocidade de propagação da onda ultrassônica (VPU)	Frente de carbonatação (CARB)
28 dias	48,4 MPa	4020 m/s	1,92 mm
56 dias	50,7 MPa	4385 m/s	2,31 mm
84 dias	56,3 MPa	4090 m/s	1,75 mm

3.4.1. Correlação RCA/VPU

$$RCA_{EP} = 56,462 - (0,0011 * VPU) \quad (7)$$

Tabela 21 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/VPU no CMR.

RCA _{EXP}	48,4 MPa	50,7 MPa	56,3 MPa
RCA _{EP}	52,0 MPa	51,6 MPa	52,0 MPa

Tabela 22 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de VPU no CMR.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	0,014162042	1	0,014162042	0,001712	0,968978819	7,708647422
Dentro dos grupos	33,08887717	4	8,272219292			
Total	33,10303921	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

3.4.2. Correlação RCA/CARB

$$RCA_{EP} = 66,181 - (7,223 * CARB) \quad (8)$$

Tabela 23 – Comparação dos resultados experimentais e da equação proposta para RCA/CARB no CMR.

RCA _{EXP}	48,4 MPa	50,7 MPa	56,3 MPa
RCA _{EP}	52,3 MPa	49,5 MPa	53,5 MPa

Tabela 24 – Análise de variância da equação proposta de RCA a partir de CARB no CMR.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	4,86E-08	1	4,86E-08	4,67314E-09	0,99994873	7,708647422
Dentro dos grupos	41,59944572	4	10,39986143			
Total	41,59944577	5				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

3.5. Equações unificadas para todos os tipos de concreto analisados

Neste caso, propôs-se analisar os resultados experimentais de todos os tipos de concreto em conjunto, a fim de averiguar a influência dos diferentes teores de substituição dos agregados naturais por reciclados na proximidade dos resultados obtidos a partir da equação proposta. Então, as equações unificadas propostas para os valores de RCA (RCA_{EUP}) foram os seguintes:

3.5.1. Correlação RCA/VPU

$$RCA_{EUP} = 31,774 + (0,00456 * VPU) \quad (9)$$

Tabela 25 – Comparação dos resultados experimentais e da equação unificada proposta para RCA/VPU.

Tipo de concreto	RCA _{EXP}	RCA _{EUP}
CREF	43,6 MPa	51,0 MPa
	50,9 MPa	51,4 MPa
	52,8 MPa	51,7 MPa
CGR	47,3 MPa	49,6 MPa
	48,9 MPa	52,2 MPa
	53,5 MPa	51,1 MPa
CGMR	50,5 MPa	50,3 MPa
	52,2 MPa	51,6 MPa
	57,3 MPa	51,3 MPa
CMR	48,4 MPa	50,1 MPa
	50,7 MPa	51,8 MPa
	56,3 MPa	50,4 MPa

Pela tabela 25, nota-se que alguns dos valores obtidos a partir da equação proposta ficaram bastante destoados dos resultados experimentais. Essa diferença chegou a ser de: 16,82% para o CREF; 6,68% para o CGR; 10,41% para o CGMR e 10,40% para o CMR, enquanto que para as equações propostas anteriormente para cada tipo de concreto essa diferença foi de no máximo 7,67%.

Tabela 26 – Análise de variância da equação unificada proposta de RCA a partir de VPU.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	0,000584107	1	0,000584107	7,80901E-05	0,993028944	4,300949502
Dentro dos grupos	164,558004	22	7,479909274			
Total	164,5585881	23				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Observando a tabela 26 percebe-se um valor de “F crítico” aproximadamente 44,16% menor do que os apresentados nas análises de variância separadas por tipo de concreto. Como já foi dito, o “F crítico” limita a região de rejeição da igualdade. Isso significa que quanto menor o seu valor, maior a possibilidade do valor de F se aproximar dele, tornando insegura a conformidade proposta.

3.5.2. Correlação RCA/CARB

$$RCA_{EUP} = 43,78 + (4,1187 * CARB) \quad (10)$$

Tabela 27 – Comparação dos resultados experimentais e da equação unificada proposta para RCA/CARB.

Tipo de concreto	RCA _{EXP}	RCA _{EUP}
CREF	43,6 MPa	43,8 MPa
	50,9 MPa	52,8 MPa
	52,8 MPa	52,3 MPa
CGR	47,3 MPa	49,8 MPa
	48,9 MPa	51,6 MPa
	53,5 MPa	50,8 MPa
CGMR	50,5 MPa	50,5 MPa
	52,2 MPa	51,9 MPa
	57,3 MPa	53,0 MPa
CMR	48,4 MPa	51,7 MPa
	50,7 MPa	53,3 MPa
	56,3 MPa	51,0 MPa

A partir da tabela 27 verifica-se que alguns valores obtidos a partir da equação unificada proposta ficaram bem distintos dos obtidos experimentalmente. Essa diferença chegou a ser de: 3,59% para o CREF; 7,42% para o CGMR e 9,40% para o CMR. Nas equações propostas para cada tipo de concreto, o máximo dessas diferenças foi de: 2,27% para o CREF; 2,70% para o CGMR e 8,13% para o CMR.

Para o CGR, apesar dos valores máximos de diferença terem sido menores para a equação proposta unificada (5,55%) em relação à equação proposta para este tipo de concreto (6,56%), a média aritmética das diferenças obtidas nas três idades estudadas mostra que a equação unificada proposta é menos confiável do que a específica para este tipo de concreto. Estes valores foram, respectivamente, de 5,24% e 4,61%.

Tabela 28 – Análise de variância da equação unificada proposta de RCA a partir de CARB.

Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F	Valor - P	F crítico
Entre grupos	1,93802E-08	1	1,93802E-08	1,87048E-09	0,999965882	4,300949502
Dentro dos grupos	227,9434188	22	10,36106449			
Total	227,9434188	23				

Onde: SQ – soma quadrada; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada.

A análise de variância observada na tabela 28 confirma que a equação unificada proposta é bem menos exata do que a equação proposta para cada tipo de concreto, pelo mesmo motivo citado anteriormente para a correlação RCA/VPU desta mesma seção.

4. CONCLUSÕES

Concluiu-se que, para os concretos estudados, é possível fazer uma correlação bastante aproximada entre ensaios destrutivos e não destrutivos. Este fato foi comprovado pelas Análises de Variância apresentadas. Constatou-se também que, sabendo o tipo de concreto utilizado na obra, o erro fica reduzido se comparado às equações unificadas. Daí a importância de controle tecnológico documentado na fase de execução.

Os ensaios de ultrassom e carbonatação mostraram-se eficazes, sendo ambos confiáveis para a aproximação da resistência à compressão axial nas idades estudadas. Verificou-se que os métodos de ensaios não destrutivos avaliados nesta pesquisa realmente atribuem maior confiabilidade às manutenções prediais.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Iniciação Científica - Programa Bolsa Universidade da Universidade Estadual Vale do Acaraú pela concessão da bolsa e às empresas Viapol, Cimentos Votorantim, Construtora Mãe Rainha, SODBRITA e BA Britas pelo auxílio no fornecimento dos materiais utilizados nesta pesquisa.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15575*: Edificações habitacionais — Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 5674*: Manutenção de edificações — Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro, 2012.
- [4] GOMES, P. C. C.; BARROS, A. R. *Métodos de dosagem de concreto autoadensável*. 1.ed. São Paulo: PINI, 2009. 144p.
- [5] CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. *Resolução nº 307*. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. Presidente: Jose Carlos Carvalho. Brasília, 2002.
- [6] SAHUINCO, M. H. C. *Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.
- [7] EVANGELISTA, A. C. J. *Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.
- [8] GOMES, P. C. C. *Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete*. Tese de Doutorado. Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Espanha. Barcelona, 2002.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 12653*: Materiais pozolânicos — Requisitos. Rio de Janeiro, 2015.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15116*: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR NM 53*: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR NM 52*: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR NM 45*: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR NM 248*: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR NM 46*: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15823-2*: Concreto auto-adensável - Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15823-5*: Concreto auto-adensável - Parte 5: Determinação da viscosidade - Método do funil V. Rio de Janeiro, 2010.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15823-1*: Concreto auto-adensável - Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 5738*: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 5739*: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 8802*: Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013.
- [22] RECOMMENDATIONS FOR THE TESTING AND USE OF CONSTRUCTION MATERIALS. *CPC 18*: Measurement of hardened concrete carbonation depth, 1994.
- [23] HELENE, P. R. L. *Corrosão em armaduras para concreto armado*. 1.ed. São Paulo: PINI, 1999. 44p.



ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO ATRAVÉS DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

YURI DANILO LOPES¹, VLADIMIR JOSÉ FERRARI², LEANDRO VANALLI³

RESUMO

No contexto das estruturas de concreto, os ensaios para estimativa da avaliação da resistência do concreto são ocasionais, devidos basicamente a duas causas: a primeira, quando existe a suspeita de que o concreto na estrutura não esteja se comportando de acordo com o que foi proposto no projeto, isto é, não está de acordo com as especificações de resistência necessárias e a segunda causa é quando a estrutura apresenta alguma manifestação patológica que precisa ser corrigida. Logo, o presente trabalho teve como principal objetivo estabelecer correlações entre os resultados dos métodos de ensaios não destrutivos baseados em propagação de ondas ultrassônica e esclerometria e as propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão), a partir de ensaios realizados em corpos de provas de 10x20cm aos 28 dias em laboratório com o mesmo material e traço de concreto utilizado no edifício residencial e comercial, localizando na cidade de Umuarama-PR. Fatores que ajudaram na escolha da referida estrutura foi pelo fato de que a construtora executora da obra tem comprometimento com uma política séria e de qualidade onde os seus principais objetivos são contribuir a partir de um processo de melhoria contínua envolvendo recursos humanos, insumos, tecnologia e meio ambiente, visando a satisfação dos clientes, acerca dos requisitos exigidos principalmente pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015), referentes à durabilidade do concreto. A construtora, além de possuir os atributos dos fatores citados, recentemente acaba de implementar o Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat-PBQP-H, onde um dos pontos importantes é realizar a rastreabilidade do concreto recebido na obra. Logo, o controle da resistência do concreto é realizado por amostragem total (100%), ou seja, para cada caminhão-betoneira utilizado em um ou mais elemento estrutural é feito o mapeamento do lote que são representadas por exemplares que define a resistência à compressão daquele concreto naquela betonada. Com base nos resultados obtidos diante da inspeção visual e inspeção detalhada conclui-se que, de um modo geral, a supra-estrutura do edifício apresenta-se em bom estado, ou seja, não há comprometimento estrutural atualmente.

Palavras-chave: Concreto, Ultrassom, Esclerometria, Resistência à compressão.

ABSTRACT

In the context of concrete structures, assays to estimate the concrete strength evaluation are occasional, mainly due to two causes: first, when there is a suspicion that the concrete in the structure is not behaving according to what was proposed in design, i.e., it is not in accordance with the required strength and specifications second cause is where the structure has some pathological manifestation that needs to be corrected. Therefore, this study aimed to establish correlations between the results of non-destructive testing methods based on propagation of ultrasonic waves and rebound hammer and mechanical properties of concrete (compressive strength), from tests performed on bodies of evidence 10x20cm 28 days in the laboratory with the same material and concrete mix used in residential and commercial building, locating in the city of Umuarama-PR. Factors that helped in the choice of such structure was the fact that the executing construction company's work is commitment to a serious policy and quality where your main objective is to contribute from a continuous improvement process involving human resources, inputs, technology and environment, aiming at customer satisfaction, mainly on the requirements demanded by NBR 6118 standards (ABNT, 2014) and NBR 12655 (ABNT, 2015), regarding the durability of concrete. The construction, as well as having the attributes of the factors mentioned recently has deployed the Brazilian Program for Quality and Productivity Habitat-PBQP-H, where one of the important points is to perform the traceability of concrete received at work. Therefore, the concrete strength control is performed by the total sample (100%), ie for each truck mixer used in one or more structural element is the mapping of the batch which are represented by exemplary defining the compressive strength that concrete that concreted. Based on the results obtained in case of visual inspection and detailed inspection is concluded that, in general, the superstructure of the building is presented in good condition, that is currently no structural impairment.

Keywords: Concrete, Ultrasound, rebound hammer, Compressive strength.

¹ Engenheiro Civil, Discente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: yuridanilolopes@yahoo.com.br

² Engenheiro Civil, Docente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: vjferrari2@uem.br

³ Engenheiro Civil, Docente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: lvanalli@uem.br



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, os ensaios não destrutivos, ou simplesmente (END), vêm ganhando espaço na indústria da construção civil, seja pelo fato de não causar danos à estrutura que se está ensaiando ou por não provocar perda da capacidade resistente da peça. Estes tipos de ensaios estão sendo cada vez mais empregados na Engenharia de Estruturas, pois permitem a inspeção e diagnósticos de elementos estruturais antes de sua utilização inicial ou, ainda, inspeções contínuas ao longo de sua vida útil.

Os END podem ser feitos em qualquer idade do elemento, podendo avaliar possíveis irregularidades nas estruturas já concretadas. Nas estruturas novas, podem ser utilizados no controle da evolução de sua resistência e outras propriedades relevantes, como corrosão, índice de vazios, permeabilidade e verificação da qualidade. Em estruturas existentes ou antigas, permitem avaliar a integridade e capacidade de resistência às solicitações, podendo ser utilizados nas avaliações das condições prévias em construções futuras ou danos estruturais causados por sinistros diversos. Os END também podem ser utilizados para comprovar a homogeneidade do concreto em lote identificado por mapeamento.

Os métodos não destrutivos são convenientes de acordo com BS 1881:Part- 201, (1986):

- controle tecnológico em pré-moldados ou construções em sito;
- aceitação, ou não, de materiais fornecidos;
- esclarecimento de dúvidas a respeito da mão de obra envolvida em mistura, lançamento, compactação ou cura do concreto, transporte;
- monitoramento do desenvolvimento da resistência visando remoção de fôrmas, duração da cura, aplicação de protensão ou de cargas, remoção de escoramento;
- localização e determinação da extensão de fissuras, vazios e falhas de concretagem;
- determinação da posição, diâmetro ou condições das armaduras;
- determinação da uniformidade do concreto;
- aumento do nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
- verificar a deterioração do concreto resultante de sobrecarga, fadiga, fogo, ataque do meio ambiente;
- avaliação do potencial de durabilidade do concreto;
- monitoramento de mudanças das propriedades do concreto ao longo do tempo;
- fornecimento de informações para que se verifique se é possível mudar a utilização de uma estrutura.

Sua aplicação oferece vantagens significativas devido à velocidade de execução, custo e ausência de danos à estrutura, em relação aos ensaios que requerem a remoção de amostras para um posterior exame. Através da utilização de uma maior quantidade de ensaios, possibilitando uma investigação mais abrangente da estrutura em estudo.

Nesse contexto, dentre os diversos métodos de END utilizados para avaliações da resistência do concreto, os que mais se destacam, muito pela sua larga difusão, são os métodos da esclerometria e o de ultrassom. O método de ultrassom basicamente se caracteriza pela facilidade na execução, portabilidade e fácil manuseio. Ele consiste em determinar medições de velocidades de pulsos ultrassônicos, medições das extensões dos trajetos, profundidades das fissuras, avaliações de uniformidades, estimação do módulo de elasticidade dinâmico de amostras (com transdutores de ondas shear) e estimar a resistência à compressão usando apenas a velocidades de pulsos.

O método de esclerometria por ser um aparelho portátil, simples, de baixo custo e pode viabilizar uma grande quantidade de dados rapidamente. Consiste em submeter à superfície da estrutura de concreto um impacto de maneira padronizada utilizando uma determinada massa com certa energia, medindo-se o valor do ricochete (índice esclerométrico). Parte desta energia é absorvida no impacto e está relacionada à dureza superficial da peça (ACI 228.1R, 2003). A resistência é estimada por meio de curvas de calibração relacionando o índice esclerométrico com a resistência à compressão do concreto.

2. OBJETIVO DA PESQUISA

A presente pesquisa enquadra-se na linha de tecnologia dos materiais estruturais, contribuindo especificamente para a área de avaliação e diagnóstico de estruturas de concreto, uma vez que visa obter correlações entre os resultados dos ensaios não destrutivos supra citados (ultrassom e esclerometria) e as propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão), a partir de ensaios realizados em corpos de provas de 10x20cm aos 28 dias em laboratório com o mesmo material e traço de concreto utilizado no edifício residencial e comercial, localizando na cidade de Umuarama-PR.

3. METODOLOGIA

Todo o programa experimental foi realizado durante uma criteriosa avaliação a qual passou a estrutura de concreto armado do edifício em andamento, cujo o elemento estrutural de concreto armado foi o objeto de pesquisa, com exceção dos ensaios de resistência à compressão em corpos de prova que foram realizados no laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Estadual de Maringá-UEM/Campus Umuarama-PR e no laboratório da Universidade Paranaense-UNIPAR.

Realizou-se uma inspeção preliminar que consistiu em um exame visual abrangendo toda a estrutura procurando-se caracterizar todas as anomalias como nichos, vazios e fissuras nos elementos estruturais de concreto armado analisados, as quais podem prejudicar o comportamento estrutural dependendo da sua localização e dimensão, assim como realizar um número pequeno de ensaios que permitam ser suficiente para definir uma reparação ou solução do problema.

A segunda fase constituiu-se, inspeção detalhada que consistiu em elaborar um plano de trabalho a partir da informação proveniente da inspeção prévia e da documentação existente sobre a construção da estrutura, projeto, plano de controle, resultados de ensaios e outros, como indicado na Figura 1.



Figura 1 - Correspondência entre inspeção prévia e inspeção detalhada
Fonte: Carmen Andrade, (1992)

3.1. Características gerais do edifício em andamento

A obra do edifício iniciou-se no ano de 2014 é composto por 22 pavimentos, sendo:

- 2 Pavimentos sub-solo, os pavimentos é composto pela garagem de veículos, hall social interno, elevador e caixa de escadarias;
- Pavimento térreo, é composto pelo acesso social externo, hall social interno, elevador, caixa de escadarias e acesso para garagens;
- 1º Pavimento, é composto pelo acesso hall social interno, elevador, caixa de escadarias, espaço gourmet, cozinha, instalações sanitárias, fitness, sala de festas, sala de jogos, playground, espelho d'água, piscinas adulto e infantil e mini quadra poliesportiva, além de contém um apartamento iguais entre si.
- Os demais andares, serão dezoito pavimentos tipos iguais entre si, com quatro apartamentos por andares, cada apto com uma área privativa a ser construída de 112,76m² contendo em planta 02 dormitórios, uma suíte mais closet, bwc suíte com 02 duchas, bwc social, wc multiuso, cozinha, área de serviço e varanda gourmet com churrasqueira, acesso social hall interno, elevadores, caixa de escadarias e área total de 197,04m², conforme ilustra a figura 2.



Figura 2 - Planta tipo

Na Figura 3 mostra-se a perspectiva e a fase em que encontrar o edifício



Figura 3 - Vista da perspectiva do edifício

3.2. Materiais para a produção do concreto armado

Todos os materiais, tais como agregado miúdo (areia fina e média artificial), agregado graúdo utilizados nesta pesquisa seguiram as especificações da ABNT. Estes se encontravam nas mesmas condições em que são empregados usualmente na construção civil. Para a confecção dos corpos de prova utilizados nos ensaios laboratoriais, foi firmada parceria com a concreteira que fornece o concreto ao edifício em estudo, localizada na cidade de Umuarama-PR.

3.3. Dosagem do concreto

O traço do concreto convencional cedido pela concreteira local, ambos aplicados nos elementos estruturais de concreto armado do edifício em andamento nos quais apresenta-se três tipos: sendo o primeiro de fck 20MPa e slump 10 ± 2 cm e fator água/cimento (a/c) de 0,725 para as fundações e estacas de cortina de contenção, segue anexo quantitativo dos materiais para um metro cúbico de concreto:

- Areia natural = $0,454\text{m}^3$
- Areia Artificial = $0,310\text{m}^3$
- Brita 01 (basalto) = $0,740\text{m}^3$
- Cimento Votorantim – CP II F-40 = 182kg
- Aditivo Mastermix BF 38 Polifuncional = 1,365 litros (1% sobre o peso do cimento – o máximo recomendado)
- Água = 150 litros

O segundo traço de 30 MPa e slump 16 ± 3 cm e fator água/cimento (a/c) de 0,694 é destinado aos blocos de fundação, vigas e lajes:

- Areia natural = $0,447\text{m}^3$
- Areia Artificial = $0,306\text{m}^3$
- Brita 1/2 (basalto) = $0,628\text{m}^3$
- Cimento Votorantim – CP II F-40 = 287kg
- Aditivo Mastermix BF 38 Polifuncional = 1,148 litros (1% sobre o peso do cimento – o máximo recomendado)
- Água = 185 litros

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

O terceiro traço de 35MPa e slump 16 ± 3 cm e fator água/cimento (a/c) de 0,558 é destinado aos pilares:

- Areia natural = $0,431\text{m}^3$
- Areia Artificial = $0,294\text{m}^3$
- Brita 1/2 (basalto) = $0,639\text{m}^3$
- Cimento Votorantim – CP II F-40 = 314kg
- Aditivo Mastermix BF 38 Polifuncional = 1,256 litros (1% sobre o peso do cimento – o máximo recomendado)
- Água = 200 litros

Devido à realização da velocidade de propagação da onda ultrassônica, os corpos de prova foram lixados de forma a obter uma superfície suficientemente plana. Para a realização da leitura da velocidade ultrassônica, não foi realizado o faceamento dos corpos de prova visto que esse processo pode alterar o valor final da medição de trajeto da velocidade de propagação da onda sonora.



Figura 4 – Leitura da velocidade ultrassônica no corpo de prova

Com relação ao ensaio para determinação da resistência à compressão, a superfície plana dos corpos de prova também é importante, a fim de evitar concentrações de tensão que conduza à redução aparente da resistência do concreto (SOBRAL, 1983).

Para obter o topo plano dos corpos de prova, fez-se o faceamento, como mostra a (Figura 5), para a realização dos ensaios de determinação da resistência à compressão do concreto.



Figura 5 – Faceamento do corpos de prova

Os ensaios à compressão foram realizados em uma prensa hidráulica Contenco com capacidade de carga de 100 Toneladas, resultados expresso em Mega Pascal (MPa).



Figura 6 – Prensa hidráulica da Contenco

3.6. Leituras da velocidade dos pulsos ultrassônicos em idades iniciais

Para o monitoramento da VPU em idades iniciais de concretos de diferentes misturas empregado nos elementos estruturais do edifício que encontra-se em andamento, adotaram-se procedimentos empregados por Irrigaray (2012) com as devidas modificações apresentadas.

O dispositivo utilizado possui dimensões de um cubo de aresta de 20 cm. Apresenta estrutura externa em madeira compensada de 10 mm, revestido internamente por vidro de 3mm em duas faces garantindo uma perfeita planicidade da superfície. As outras duas faces revestidas com borracha de 5 mm. Nas faces revestidas com vidro, foram feitos dois furos circulares de 50 mm de diâmetro na madeira compensada, a uma distância de 10 cm da base. Sobre esses dois furos, foram acoplados flanges de 50 mm, coladas na madeira, servindo de guia para os transdutores do ultrassom. O protótipo empregado para a leitura das misturas de concreto nas primeiras idades possui um sistema de parafusos que permite moldar e desmoldar facilmente. A Figura 7 apresenta o protótipo montado, com uma vista frontal, lateral e outra vista superior.



Figura 7 – Protótipo para leituras com ultrassom no concreto fresco.

Para detecção do monitoramento dos concretos com a utilização do ultrassom, colocou-se o concreto no protótipo, e, após o adensamento, o dispositivo foi coberto com filme de plástico para não perder água de hidratação por evaporação, e, logo em seguida, foi deixado o ultrassom em leitura contínua por aproximadamente 24 horas.



Figura 8 – Leitura com ultrassom no protótipo

3.7. Rastreabilidade do concreto

Como forma de garantir a formação dos lotes e tornar possível a rastreabilidade do concreto fornecido pela concreteira foram mapeadas as regiões onde foram lançados os concretos de cada caminhão, indicando-as em planta específica para cada andar. A seguir a Figura 9 ilustra o mapeamento da concretagem de um dos pavimentos dos edifício em andamento.

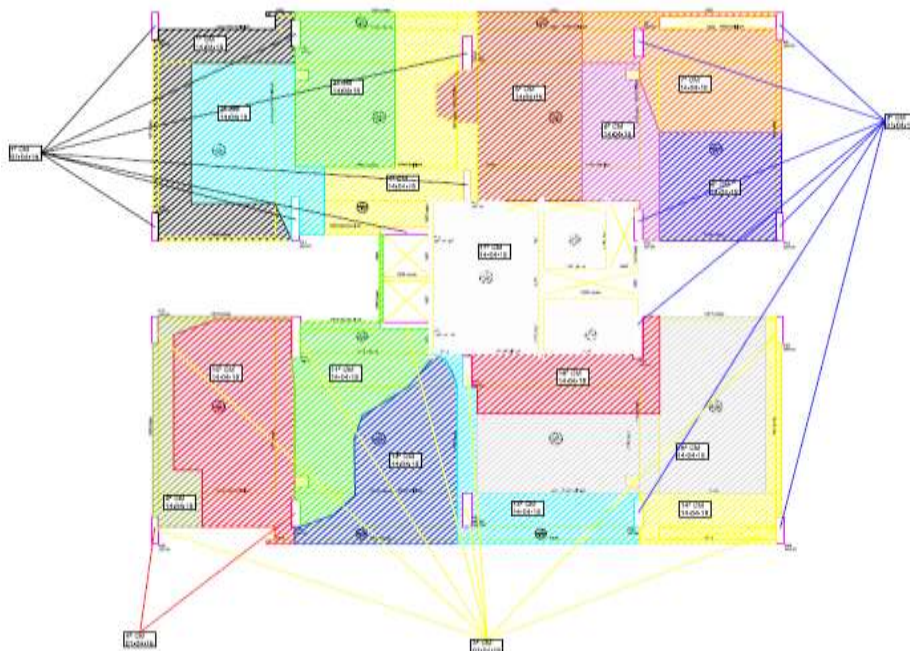


Figura 9 – Mapeamento da concretagem identificando os elementos estruturais do edifício em andamento

4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados do estudo obtidos no programa experimental, envolvendo a estrutura de concreto armado em andamento (Edifício residencial).

Etapa (laboratorial): Para as construções das curvas de correlações e análises dos resultados de esclerometria, VPU, resistência à compressão, foram utilizados concretos com resistências entre 20, 30 e 35MPa usualmente empregados na obra do edifício. Com esses ensaios foi possível calibrar os equipamentos para melhor aferição das resistências *in loco*.

Neste contexto, é importante observar que para a obtenção de resultados confiáveis, uma sintonia entre emprego de metodologia adequadas e correta interpretações de resultados é necessária.

4.1. Composição dos concretos ensaiados

Para a Concretagem de 12 corpos de prova de 10x20cm + cubo de aresta de 20cm (0,03m³ de concreto) a Tabela 1 mostra os diferentes traços de concreto utilizados e a quantidade de materiais.

Tabela 1 – Composição de traços para 0,03 m³ de concreto

Materiais	20 Mpa (Slump10±2cm)	30 Mpa (Slump16±3cm)	35 Mpa (Slump16±3cm)
Areia natural (kg)	21,99	21,65	20,88
Areia artificial (kg)	18,15	17,91	17,21
Brita 01 (kg)	35,74	30,33	30,86
Cimento (kg)	5,46	8,61	9,42
Aditivo (ml)	40,95	34,44	37,68
Água (litros)	-	-	-

4.2. Velocidade de pulsos ultrassônicos no concreto fresco

A Figura 10 apresenta as leituras de VPU ao longo do tempo nas diferentes composições de traços de concreto, obtidas em idades iniciais com o concreto no estado fresco nas primeiras 24 horas.

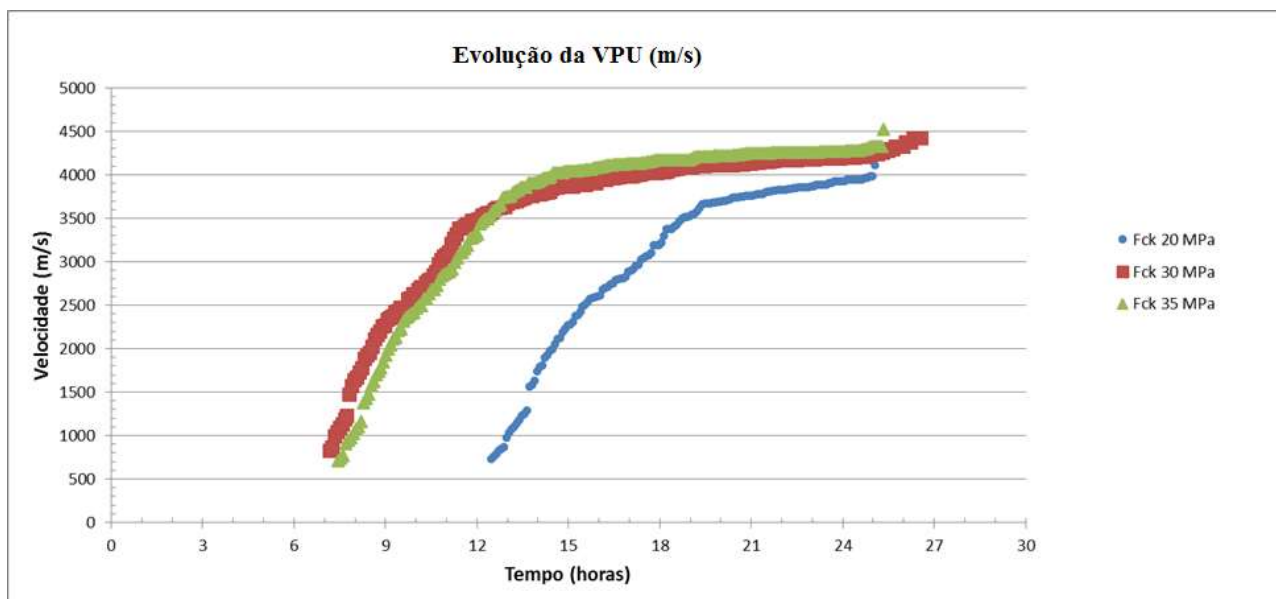


Figura 10 – VPU em idades iniciais nos concretos ao longo do tempo

Analisando-se o comportamento da evolução da velocidade dos concretos ao longo do tempo, percebe-se no gráfico que os concretos com fck 30 e 35MPa apresentaram resultados bem similares, já o concreto com fck 20MPa apresenta uma curvatura diferente dos demais.

4.3. Determinação da velocidade dos pulsos ultrassônicos

Para a determinação da VPU nos corpos de prova foram efetuadas as médias de três leituras para cada idade analisada. As leituras foram feitas nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias. A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios de velocidades dos pulsos ultrassônicos.

Tabela 2 – Resultados de velocidade dos pulsos ultrassônicos dos concretos ao longo do tempo

Fck - 20MPa - Início: 10h15 - 16/09/2015					Fck - 30MPa - Início: 09h30 - 02/09/2015			Fck - 35 MPa - Início: 09h00 - 17/09/2015				
Corpos de prova	Dias	Data	Tempo (μ s)	Velocidade (m/s)	Data	Tempo (μ s)	Velocidade (m/s)	Data	Tempo (μ s)	Velocidade (m/s)		
1	3	18/set	45,5	4396	04/set	42,5	4706	19/set	42,5	4706		
2			45,5	4399		42,6	4695		42,3	4728		
3			45,2	4425		42,6	4695		42,6	4695		
média			45,4	4406	média		42,6	4699	média		42,5	4710
1	7	22/set	43,7	4577	08/set	41,3	4843	23/set	41,6	4808		
2			45,5	4399		41,4	4831		41,8	4785		
3			44,9	4458		41,3	4843		41,4	4831		
média			44,7	4478	média		41,3	4839	média		41,6	4808
1	14	29/set	44,8	4461	15/set	41,1	4866	30/set	41,7	4796		
2			43,7	4573		41,2	4854		40,5	4938		
3			44,1	4532		41,4	4831		40,5	4938		
média			44,2	4522	média		41,2	4850	média		40,9	4891
1	28	13/out	40,4	4946	29/set	40,9	4890	14/out	39,0	5128		
2			40,9	4890		40,9	4890		38,4	5213		
3			40,9	4894		40,9	4890		37,9	5282		
média			40,7	4910	média		40,9	4890	média		38,4	5208

Nota-se na Figura 11 a presença de uma mudança brusca de velocidade do pulso ultrassônica e curvatura nos concretos ensaiados ao longo do tempo.

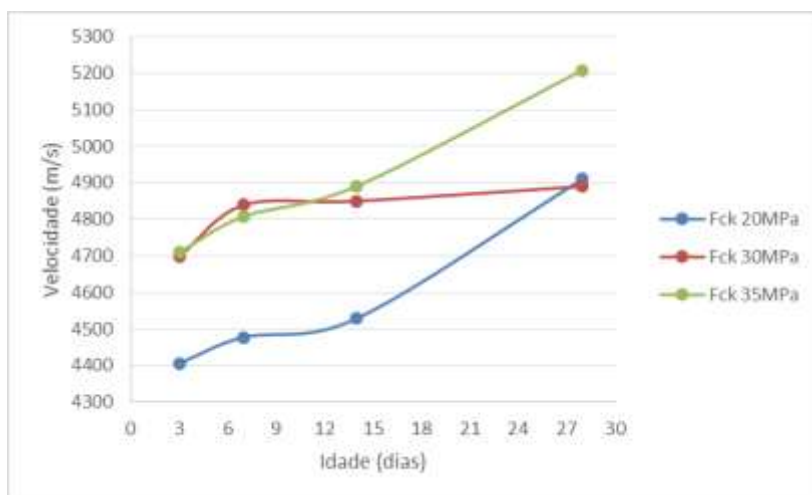


Figura 11 – Velocidade dos pulsos ultrassônicos ao longo do tempo

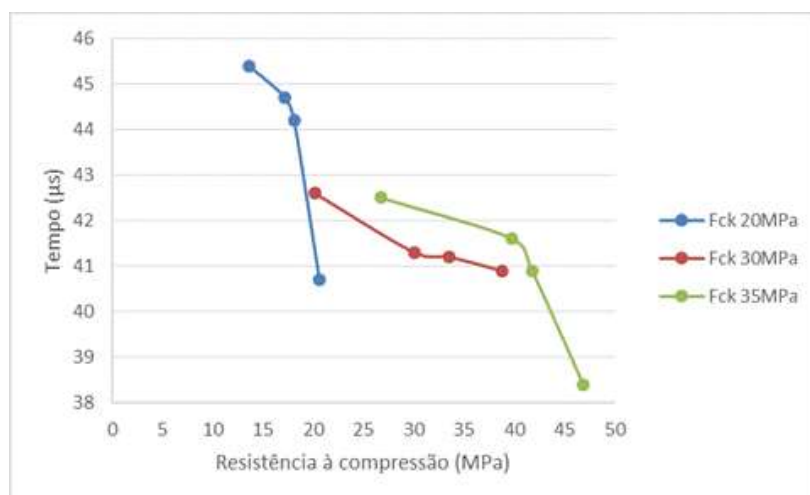


Figura 12 – Tempo de percolação ao longo do tempo

A Figura 12 pela análise do tempo (μ s) de percolação que a onda ultrassônica leva, ao sair do transdutor transmissor, para alcançar o transdutor receptor, ou seja, à distância, as medições de trajeto da velocidade de propagação de onda sonora apresentam diminuição contínua ao longo do tempo.

4.4. Correlações entre a resistência à compressão e velocidade dos pulsos ultrassônicos

A curva de correlação foi obtida das médias dos resultados da velocidade e da resistência realizada nos corpos de prova, diferentes tipos de regressões foram testadas: (i) exponencial, (ii) linear, (iii) logarítmica, (iv) polinômio de 2º grau e (v) potência. O critério adotado na escolha do tipo de curva foi de comparação dos coeficientes de determinação (r^2). A curva que apresentou o maior valor de r^2 é a que mais se ajustou aos resultados obtidos foram a de regressão polinomial, exponencial e logarítmica.

A Tabela 3 disponibiliza os resultados dos ensaios de velocidade de pulso ultrassônico e da resistência à compressão no diferentes traços de concreto, obtida através da leitura em corpos de prova.

Tabela 3 – Resultados de VPU e resistência à compressão do concreto

Fck - 20MPa - Início: 10h15 - 16/09/2015				Fck - 30 MPa - Início: 09h30 - 02/09/2015			Fck - 35 MPa - Início: 09h00 - 17/09/2015		
Dias	Data	Velocidade (m/s)	Compressão (MPa)	Data	Velocidade (m/s)	Compressão (MPa)	Data	Velocidade (m/s)	Compressão (MPa)
3	18/set	4406	13,60	04/set	4699	20,13	19/set	4710	26,77
7	22/set	4478	17,17	08/set	4839	30,07	23/set	4808	39,78
14	29/set	4522	18,08	15/set	4850	33,47	30/set	4891	41,77
28	13/out	4910	20,63	29/set	4890	38,81	14/out	5208	46,87

Nota-se ainda, nas Tabelas 4 a 6 as equações obtidas da correlação entre os valores de velocidade ultrassônica e a resistência à compressão do concreto, encontradas com outros tipos de curvas de regressão testadas.

As Figuras 13 a 15 apresentam-se os coeficientes de determinações de correlação (r) e o (r^2).

Tabela 4 – Equações e coeficientes de determinação para as correlações entre velocidade e a resistência à compressão do concreto de 20MPa.

Fck-20MPa		
TIPO-DE-CURVA	EQUAÇÃO	R-quadrado
EXPONENCIAL	$y = -0,8926e^{0,0006x}$	$R^2 = 0,6987$
LINEAR	$y = -0,0112x - 34,146$	$R^2 = 0,7581$
LOGARÍTMICA	$y = 52,862\ln(x) - 428,18$	$R^2 = 0,7669$
POLINOMINAL	$y = -6E-05x^2 + 0,605x - 1419,5$	$R^2 = 0,986$
POTÊNCIA	$y = 1E-10x^{3,0373}$	$R^2 = 0,7082$

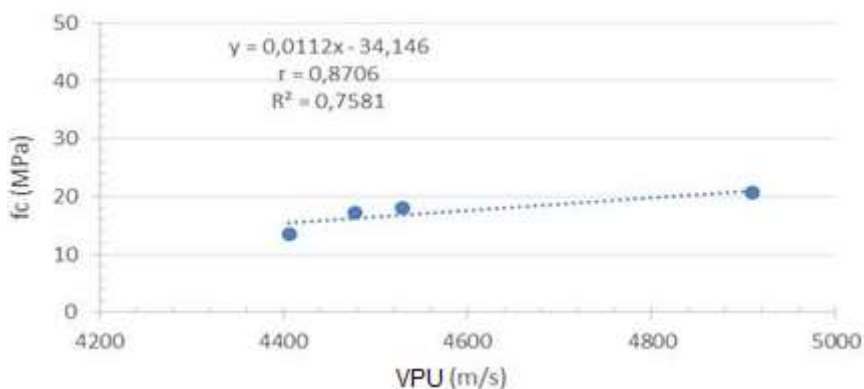


Figura 13 – Correlações entre velocidade de pulso ultrassônico e resistência à compressão – Fck 20MPa

Tabela 5 – Equações e coeficientes de determinação para as correlações entre velocidade e a resistência à compressão do concreto de 30MPa.

Fck 30MPa		
TIPO DE CURVA	EQUAÇÃO	R-quadrado
EXPONENCIAL	$y = 3E-06e^{0,0033x}$	$R^2 = 0,982$
LINEAR	$y = 0,0922x - 413,69$	$R^2 = 0,9528$
LOGARÍTMICA	$y = 440,83\ln(x) - 3707,8$	$R^2 = 0,9511$
POLINOMINAL	$y = 0,0004x^2 - 3,9656x + 9295,3$	$R^2 = 0,9906$
POTÊNCIA	$y = 3E-58x^{16,01}$	$R^2 = 0,9811$

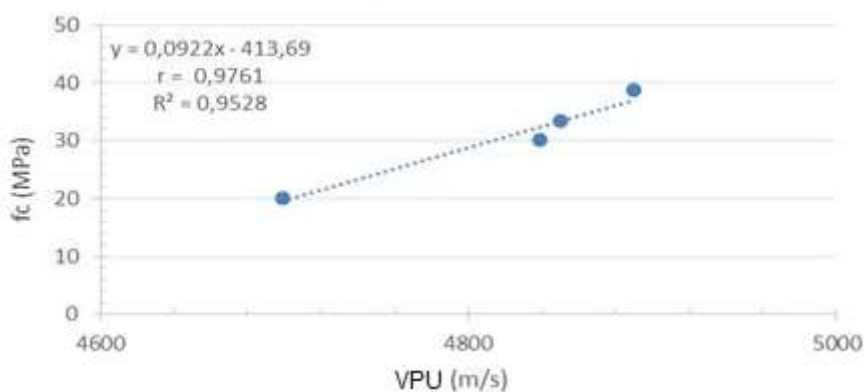


Figura 14 – Correlações entre velocidade de pulso ultrassônico e resistência à compressão – Fck 30MPa

Tabela 6 – Equações e coeficientes de determinação para as correlações entre velocidade e a resistência à compressão do concreto de 35MPa.

Fck 35MPa		
TIPO DE CURVA	EQUAÇÃO	R-quadrado
EXPONENCIAL	$y = 0,4502e^{0,0009x}$	$R^2 = 0,6416$
LINEAR	$y = 0,0334x - 124,91$	$R^2 = 0,7074$
LOGARÍTMICA	$y = 167,24\ln(x) - 1382,2$	$R^2 = 0,7186$
POLINOMIAL	$y = -0,0002x^2 + 1,5596x - 3915,5$	$R^2 = 0,9591$
POTÊNCIA	$y = 7E-16x^{4,537}$	$R^2 = 0,6534$

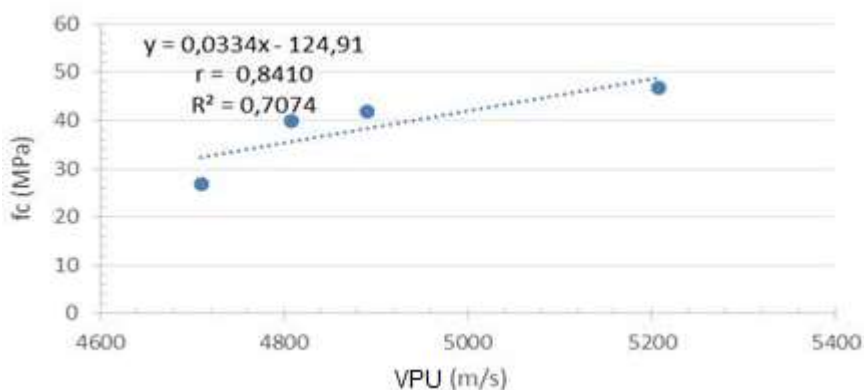


Figura 15 – Correlações entre velocidade de pulso ultrassônico e resistência à compressão – Fck 35MPa

Todas as correlações apresentaram linhas de tendência polinomiais de segunda ordem com valores de R-quadrado superiores a 0,95 e R-múltiplo superiores a 0,84. Diante desse valor, conclui-se que as resistências estimadas através do método de ultrassom aproximaram dos valores obtidos pelo ensaio à compressão, sendo que aos 3,7, 14 e 28 dias o valor estimado pelo VPU foi o mais próximo do obtido no laboratório.

5.1.6 Determinação do índice esclerométrico

Os resultados foram obtidos através da leitura da régua graduada do instrumento após o impacto gerado dentre os corpos de prova cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura ensaiados nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias. Os impactos foram aplicados em locais onde evitasse fatores que pudessem influenciar os resultados, dessa forma foram escolhidos locais sem imperfeições. Com os valores obtidos calculou-se a média. Foram descartados os valores individuais que estavam afastados em mais de 10% do valor médio obtido e calculado novamente a média. Em cima desta média foi aplicado o fator de correção, obtendo assim o valor de rebote (R), conhecido como I.E corrigido, conforme apresentados na Tabelas 7 a 9.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Tabela 7 – Resultados dos índices esclerométricos – Fck 20MPa

Aferição		Pontos	Elemento Estrutural FCK 20 MPA							
Pontos	Leitura		3 Dias		7 Dias		14 Dias		28 Dias	
1	80	1	10		12		14		22	
2	80	2	10		12		14		23	
3	80	3	10		11		15		21	
4	80	4	10		12		16		20	
5	80	5	10		11		16		22	
6	80	6	10		12		18		23	
7	80	7	10		11		17		22	
8	80	8	10		12		16		22	
9	80	9	10		13		18		24	
10	80	10	10		13		17		22	
Soma	800	11	10		10		13		22	
I.E. (Fabricante)	80	12	10		11		15		22	
Fator de correção	1	13	10		10		16		21	
		14	10		12		15		22	
		15	10		10		16		20	
		16	10		12		14		20	
Média I			10,00	11,00 9,00	11,50	12,65 10,35	15,63	17,19 14,06	21,75	23,93 19,58
Média II			10,00		11,64		15,90		21,60	
I.E corrigido (xFC)			10,00		11,64		15,90		21,60	
Resistência (Mpa)			13,60		17,20		18,10		20,63	

Tabela 8 – Resultados dos índices esclerométricos – Fck 30MPa

Aferição		Pontos	Elemento Estrutural FCK 30 MPA							
Pontos	Leitura		3 Dias		7 Dias		14 Dias		28 Dias	
1	80	1	12		23		25		36	
2	80	2	13		18		27		38	
3	80	3	14		23		24		40	
4	80	4	14		18		23		42	
5	80	5	19		26		22		38	
6	80	6	14		20		28		38	
7	80	7	18		26		24		40	
8	80	8	13		20		25		40	
9	80	9	20		22		28		40	
10	80	10	13		21		30		40	
Soma	800	11	16		23		24		36	
I.E. (Fabricante)	80	12	21		26		25		38	
Fator de correção	1	13	14		20		30		40	
		14	16		20		28		36	
		15	20		22		30		40	
		16	18		18		30		38	
Média I			15,94	17,53 14,34	21,63	23,79 19,46	26,44	29,08 23,79	38,75	42,63 34,88
Média II			16,00		21,40		25,80		38,75	
I.E corrigido (xFC)			16,00		21,40		25,80		38,75	
Resistência (Mpa)			20,13		30,06		33,47		38,81	

Tabela 9 – Resultados dos índices esclerométricos – Fck 35Mpa

Aferição		Pontos	Elemento Estrutural FCK 35 MPA							
Pontos	Leitura		3 Dias		7 Dias		14 Dias		28 Dias	
1	80	1	12		14		30		42	
2	80	2	15		20		34		42	
3	80	3	14		18		24		40	
4	80	4	15		24		33		42	
5	80	5	12		19		36		40	
6	80	6	16		14		32		42	
7	80	7	12		22		30		38	
8	80	8	13		20		32		38	
9	80	9	12		18		35		40	
10	80	10	12		20		32		42	
Soma	800	11	16		18		32		38	
I.E. (Fabricante)	80	12	12		21		32		36	
Fator de correção	1	13	12		18		30		38	
		14	14		16		32		40	
		15	14		18		34		38	
		16	16		20		32		40	
Média I			13,56	14,92 12,21	18,63	20,49 16,76	31,88	35,06 28,69	39,75	43,73 35,78
Média II			13,75		19,00		32,14		39,75	
I.E corrigido (xFC)			13,75		19,00		32,14		39,75	
Resistência (Mpa)			26,77		39,78		41,77		46,87	

5.1.7 Correlações entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão

De posse dos dados dos índices esclerométricos médios e da resistência à compressão média dos corpos de prova obtida a partir dos corpos de prova rompidos, elaborou-se a curva de correlação para os três traços de concreto estudados, onde, diferentes tipos de regressões foram testadas: potência, exponencial e polinômio de 2º grau. O critério adotado na escolha do tipo de curva foi de comparação dos coeficientes de determinação (r^2). As curvas que apresentaram os maiores valores de r^2 foram a de regressão polinomial e logarítmica.

As tabelas 10 a 12 apresentam as equações obtidas da correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto, encontradas com outros tipos de curvas de regressão, bem como os respectivos valores do (r^2).

Na Figuras 16 a 18 apresentam-se os coeficientes de determinações (r^2) e o de correlação (r), bem como a equação de regressão aplicável à situação de análise apresentada, ou seja, a que apresenta o coeficiente de correlação mais próximo de 1.

Tabela 10 – Equações e coeficientes de determinação para as correlações entre índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto de 20MPa.

Fck 20MPa		
TIPO DE CURVA	EQUAÇÃO	R-quadrado
EXPONENCIAL	$y = 11,021e^{0,0301x}$	$R^2 = 0,8012$
LINEAR	$y = 0,517x + 9,7387$	$R^2 = 0,8468$
LOGARÍTMICA	$y = 7,9911\ln(x) - 3,786$	$R^2 = 0,8827$
POLINOMINAL	$y = -0,0367x^2 + 1,6837x + 1,255$	$R^2 = 0,8877$
POTÊNCIA	$y = 4,9744x^{0,4681}$	$R^2 = 0,8473$

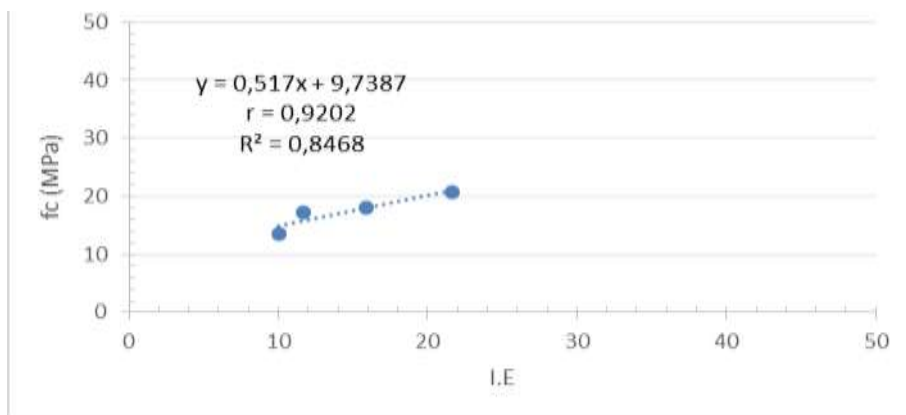


Figura 16 – Correlações entre o índice esclerométrico e resistência à compressão de 20MPa.

Tabela 11 – Equações e coeficientes de determinação para as correlações entre índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto de 30MPa.

Fck 30MPa		
TIPO DE CURVA	EQUAÇÃO	R-quadrado
EXPONENCIAL	$y = 15,524e^{0,0256x}$	$R^2 = 0,7782$
LINEAR	$y = 0,7473x + 11,572$	$R^2 = 0,851$
LOGARÍTMICA	$y = 20,498\ln(x) - 34,684$	$R^2 = 0,9331$
POLINOMINAL	$y = -0,0461x^2 + 3,3257x - 20,959$	$R^2 = 0,9917$
POTÊNCIA	$y = 3,0904x^{0,7111}$	$R^2 = 0,8782$

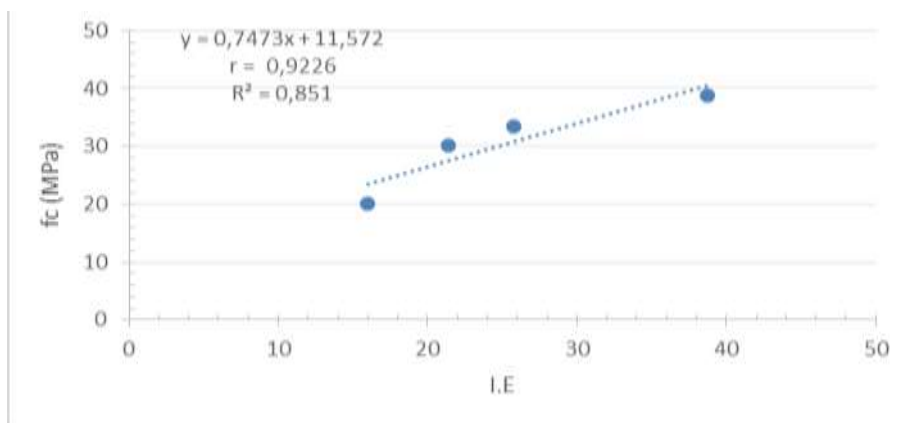


Figura 17 – Correlações entre o índice esclerométrico e resistência à compressão de 30MPa.

Tabela 12 – Equações e coeficientes de determinação para as correlações entre índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto de 35MPa.

Fck 35MPa		
TIPO DE CURVA	EQUAÇÃO	R-quadrado
EXPONENCIAL	$y = 24,061e^{0,0175x}$	$R^2 = 0,7307$
LINEAR	$y = 0,6335x + 22,224$	$R^2 = 0,778$
LOGARÍTMICA	$y = 16,193\ln(x) - 12,688$	$R^2 = 0,8413$
POLINOMIAL	$y = -0,0305x^2 + 2,262x + 3,7546$	$R^2 = 0,8456$
POTÊNCIA	$y = 9,0538x^{0,4511}$	$R^2 = 0,8068$

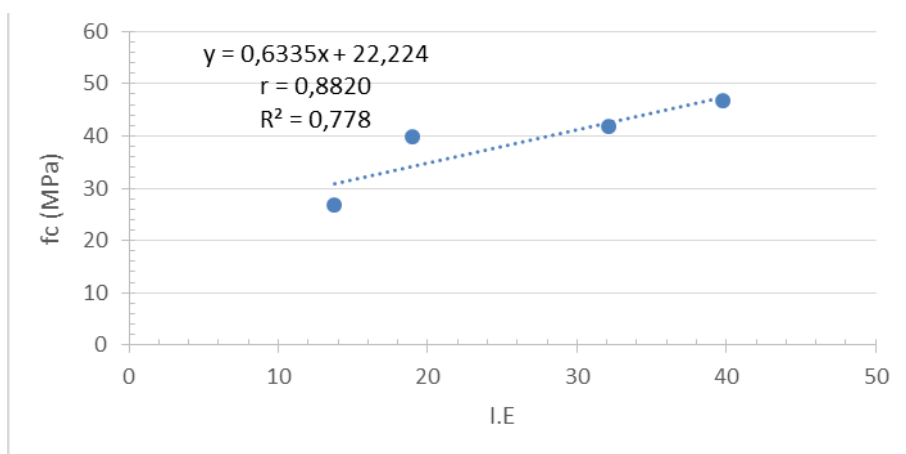


Figura 18 – Correlações entre o índice esclerométrico e resistência à compressão de 35MPa.

Todas as correlações apresentaram linhas de tendência polinomiais de segunda ordem com valores de R-quadrado superiores a 0,84 e R-múltiplo superiores a 0,88. Diante desse valor, conclui-se que as resistências estimadas através do índice esclerométrico aproximaram dos valores obtidos pelo ensaio à compressão, sendo que aos 3,7, 14 e 28 dias o valor estimado pelo ultrassom foi o mais próximo do obtido no laboratório.

. CONCLUSAO

Com os resultados alcançados neste trabalho, são destacadas as seguintes conclusões:

- As curvas obtidas podem ser empregadas para estimar a resistência do concreto de outros elementos da estrutura do edifício.
- Não foi possível estabelecer correlação entre o ensaio de ultrassom realizado diretamente na estrutura com o resultado do ensaio de compressão de corpos de prova de concreto obtidos no laboratório. Isso principalmente pela influência da extensão do trajeto e a distância percorrida entre os centros de cada transdutor no elemento



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



estrutura de concreto e também pela impossibilidade de realizar nos pontos escolhidos ensaio no modo de transmissão direta.

- O método de ultrassonografia apresentou um nível de confiabilidade superior na identificação de heterogeneidade nas estruturas de concreto frente a técnica da esclerometria.
- Pode-se monitorar a evolução da velocidade ultrassônica nas primeiras 24 horas do concreto fresco utilizado no edifício.
- Por fim, é importante frisar que como o ensaio de esclerometria leva em conta somente a dureza superficial, os valores de resistência encontrados serviram apenas como orientação e não como resultados a ser utilizado em verificação estrutural.

No geral, nota-se que os métodos de ensaios não destrutivos podem ser utilizados para o diagnóstico de estruturas de concreto no que concerne a detecção de falhas estruturais. Especificamente, uma metodologia adotada para a inspeção da estrutura de concreto armado de um importante empreendimento foi detalhada, sobretudo comparando com as prescrições normativas atuais vigentes no Brasil.

Dessa forma, a grande vantagem que os métodos de ensaios não destrutivos juntamente com o controle tecnológico proporcionam aos demais profissionais de engenharia é fornecer elementos, para fazer a rastreabilidade da estrutura e assim detectar se existem falhas, nichos, vazios, fissuras e onde estão localizados. Além do mais, é possível realizar tudo isso sem causar danos as peças ou elementos estruturais.

Conclui-se que com base nos resultados obtidos diante da inspeção visual e inspeção detalhada, de um modo geral, a supra-estrutura do edifício apresenta-se em bom estado, ou seja, não há comprometimento estrutural atualmente.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7584, 2012. **Concreto Endurecido: Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão**. Rio de Janeiro.

_____. NBR 12655, 2015. **Concreto: Preparo Controle e Recebimento**. Rio de Janeiro.

_____. NBR 5738, 2015. **Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro.

_____. NBR 5739, 2007. **Ensaio de Compressão de corpos de Prova Cilíndricos de Concreto**. Rio de Janeiro.

_____. NBR 6118, 2014. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro.

_____. NBR 8802, 2013. **Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica**. Rio de Janeiro.

ACI COMMITTEE 228. 1R. **In-Place Methods to Estimate Concrete Strength**, American Concrete Institute, ACI 228.1R, 2003.

_____. BS 1881: Part 201, 1986. **Guide to the use of nondestructive methods of test for hardened concrete**. London.

IRRIGARAY, M. A. P. **Estimativa da resistência do concreto à compressão por meio da velocidade de pulsos ultrassônicos na pasta do concreto**. [s.l.] Universidade Federal de Santa Catarina, 2012

SOBRAL, H. S. **Resistência mecânica e deformações do concreto**. São Paulo: ABCP, 1983. 77 p. (ET-56)



ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE GLOBAL DE UMA EDIFICAÇÃO HISTÓRICA DE ALVENARIA DE TIJOLOS MACIÇOS PELO MÉTODO ULTRASSÔNICO

A. ALVES

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
andre.eng.civ@hotmail.com

S. SANTOS

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
david-santos@live.com

F. BRANDÃO

Aluno de Graduação
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
eng.franciscobrandao@hotmail.com

E. MESQUITA

Doutorando
CONSTRUCT-LESE, FEUP
Porto, Portugal
emesquita@feup.pt

A. DIOGENES

Professora M.S.c
LAER, Engenharia Civil, UVA
Sobral, Brasil
aldeciragd@yahoo.com.br

RESUMO

Devido às incertezas em relação a segurança estrutural envolvendo edificações históricas, são necessários os estudos de fiabilidade estrutural, que consistem de várias etapas, dentre elas as caracterizações dos materiais, que devem, preferivelmente, ser realizadas de formas não invasivas. Neste âmbito se encontram os ensaios não destrutivos (END). Estes métodos causam pouco ou nenhum dano à peça analisada. Dentre os END mais utilizados atualmente, podemos citar o ensaio de velocidade de pulso ultrassônico, que pode ser utilizado para diversos fins dentro da construção civil. De forma direta ou indireta, é possível calcular/majorar propriedades como o módulo de elasticidade, e, através desta, calcular também a própria resistência do material. Este tipo de abordagem é especialmente usado para avaliação de prédios históricos, como a Igreja de Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos, localizada na cidade de Aracati. Esta igreja foi edificada em 1775, sendo considerado um prédio de alto valor documental devido sua importância histórica. Na cheia de 1974, esta igreja sofreu grandes danos com o precipitado alojamento de inúmeras famílias desabrigadas pela enchente, voltando a funcionar novamente somente em 1982. Desta forma, de modo a analisar as características mecânicas das alvenarias da citada edificação, o ensaio de velocidade de pulso ultrassônico foi aplicado com transmissão indireta de pulsos em varias partes da alvenaria. Através dos valores de velocidade de onda ultrassônica obtidos neste estudo foi possível estimar o módulo de elasticidade da estrutura analisada.

Palavras-chave: módulo de elasticidade dinâmico, ultrassom, ensaios não destrutivos, patrimônio histórico.

ABSTRACT

Due to uncertainties regarding the structural safety involving historic buildings, the structural reliability analysis are needed. Among those kind of analysis there is the characterizations of materials, which should preferably be conducted in non-destructive ways. In this context it can be mentioned the non-destructive testing (NDT), which cause little or no damage to the piece analyzed. Among the END most widely used, it can be pointed out the ultrasonic pulse velocity test, which can be used for various purposes in construction. Directly or indirectly, it can calculate properties such as modulus of elasticity, and through this also calculate the strength of the material itself. This kind of approach is especially used for evaluation of historic buildings, such as the Church of Our Lady of the Rosary of Black Men, located in the city of Aracati, Ceará, Brazil. This church was built in 1775 and it is considered a high historical value building. In the flood of 1974, this church suffered extensive damage with the precipitate housing by many families made homeless by the flood, and this situation remained until 1982. Thus, in order to analyze the mechanical characteristics of the walls of that building, ultrasonic velocity test was applied with indirect transmission of pulses in some parts of the masonry. Through the ultrasonic wave velocity values obtained in this study it was possible to estimate the Young's modulus of the analyzed structure.

Keywords: Young's dynamic modulus, ultrasound, non-destructive testing, heritage constructions.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Os ensaios não destrutivos (END) têm um papel de grande destaque no âmbito da construção civil, em especial para a caracterização tanto de estruturas antigas (avaliação da integridade estrutural) quanto de estruturas novas (controle de qualidade)[1]. Dentre as principais vantagens dos END estão o custo reduzido, a facilidade de aplicação e o fato de não causar ou causar pouca avaria à estrutura analisada, não alterando assim o desempenho desta. Em virtude dessa característica dos END, é possível o reensaio da mesma peça de uma estrutura, viabilizando o seu constante monitoramento e consequente comparativo de seu estado de conservação ao longo do tempo.

São vários os tipos de END, baseados nos mais variados princípios físicos, o que, conseqüentemente, produz diferentes conjuntos de informação para análise. Quando utilizados na avaliação de uma estrutura, os END são mais comumente aplicados para identificar detalhes específicos ao invés do problema geral que está sendo analisado. Assim, dependendo do parâmetro que se deseja analisar, tem-se um diferente ensaio à disposição[2].

Uma vez que se está analisando as propriedades de uma estrutura, alguns parâmetros, se conhecidos, facilitam este processo, além de serem essenciais para a fidedignidade deste. Esses parâmetros a serem verificados variam de acordo com o tipo de material utilizado. Em alvenaria de tijolo, por exemplo, os principais fatores são: (i) a sua geometria; (ii) as características da sua textura, se feita por fiadas únicas ou múltiplas, (iii) o tipo de conexão entre as fiadas, (iv) se as articulações estão vazias ou preenchidas com argamassa, (v) as características físicas, químicas e mecânicas características dos componentes (pedras, argamassa); (vi) as características da alvenaria como um material compósito [3]. Portanto, a medida que dados primários da estrutura não estão disponíveis, a aplicação de alguns END fica limitada ou tem grau de confiabilidade reduzido.

Dentre os END mais utilizados, pode-se citar o ensaio de velocidade de pulso ultrassônico. Esse teste consiste na medição do tempo que uma onda mecânica demora para atravessar certo material. Suas vantagens são o custo e tempo relativamente baixos[2]. Este método é utilizado para, entre outros fins, analisar as propriedades elásticas de diferentes tipos de materiais.

Qixian e Bungey[4] analisaram o módulo de elasticidade de 3 tipos de concreto com diferentes proporções de materiais e diferentes tipos de agregado através de métodos sônicos. Os autores verificaram que as variações das propriedades do concreto, oriundas da variação do tipo e quantidade de materiais, das quais era sabido que causariam alteração no módulo de elasticidade também causaram alterações nos resultados dos ensaios sônicos de forma direta.

Em relação a alvenarias, o método de velocidade de pulso ultrassônico é o mais comum teste para avaliação destas [5], sendo útil para a sua qualificação através da morfologia da secção de parede; para detectar a presença de espaços vazios e falhas e para encontrar padrões de fissura e danos[6].

Miranda *et al*[7] analisaram uma parede (em alvenaria de pedra) de uma edificação do início do século XX na cidade do porto, Portugal. Esta parede estava com sua demolição planejada, assim ela foi removida, recortada em seis partes e transportada ao laboratório para análise. Métodos sônicos foram aplicados às amostras à medida que estas eram comprimidas verticalmente. O módulo de elasticidade foi calculado através de um método direto (aplicação de carga) e um indireto (método sônico). Os valores do módulo de elasticidade encontrados através dos dois métodos foram bastante similares.

Em outro estudo Miranda *et al*[8] analisaram a sensibilidade de métodos sônicos através da análise de doze painéis de alvenaria de pedra (seis irregulares e seis perfeitamente regulares). Foram feitos testes sônicas horizontais e verticais além de testes diretos (mecânicos) do módulo de elasticidade. Uma vez que os painéis tinha apenas uma camada vertical, e várias camadas horizontais, foi possível analisar os painéis em duas situações: pedras isoladas e o conjunto “pedra + junção”. Através da análise dos resultados os autores perceberam que o módulo de elasticidade médio dos painéis regulares foi praticamente o mesmo encontrado através do método sônico e do método mecânico. A mesma situação ocorreu com os painéis irregulares.

Pode-se citar também o trabalho de Totoev e Nichols[9] onde foi analisado o módulo de elasticidade dos materiais constituintes de sete diferentes tipos de tijolos através de métodos mecânicos e sônicos. Através da análise dos resultados, os autores perceberam que os métodos sônicos apresentaram resultados plausíveis quando comparados ao resultado obtido através do método mecânico.

Assim, tendo em vista as vantagens de aplicação dos métodos sônicos para avaliação de alvenarias, no presente trabalho, a técnica de determinação da velocidade ultrassônica foi aplicada as alvenarias de tijolo maciço de uma edificação de interesse histórico localizada no estado do Ceará, de modo a determinar as suas características mecânicas, tendo como principal objetivo o cálculo do módulo de elasticidade global da edificação.

2. ESTRUTURA ANALISADA

A igreja de nossa senhora do rosário dos homens pretos (vide Figura 50) foi edificada pela irmandade de nossa senhora do rosário dos homens pretos em 1775, e recuperada no final do século passado até 1930. Na cheia de 1974, sofreu grandes danos com o precipitado alojamento de inúmeras famílias desabrigadas pela enchente, voltando a funcionar novamente somente em 1982.



Figura 50 – Igreja de Nossa Senhora do Rosário dos Pretos em Aracati, estado do Ceará

A igreja tem uma área construída de aproximadamente 600 m². A parte mais alta da cobertura e a torre têm alturas de 9,9 m e 22,9 m respectivamente. O piso da igreja é composto de ladrilho hidráulico sobre tijoleira (mais antiga). As paredes de alvenaria em tijolo cerâmico maciço suportam uma cobertura com tesouras de madeira com caibros e terças de carnaúba e um telhado cerâmico. Nas naves laterais há lajes pré-moldadas sob a estrutura de madeira original (apoiada sobre a alvenaria).

3. METODOLOGIA

De modo a alcançar o objetivo proposto, definiu-se que o modo de avaliação da estrutura seria através do ensaio velocidade de pulso ultrassônico. Foi utilizado no presente estudo um aparelho de pulso ultrassônico PROCEQ® modelo TICO. Os transdutores utilizados tem frequência aproximada de 54 kHz. Em seguida, fez-se necessário a decisão do tipo de transmissão de pulso que seria utilizado nos ensaios. Este parâmetro é definido pela posição do transdutor receptor (R) em relação ao transdutor transmissor (T) do aparelho como pode ser visto na Figura 51.

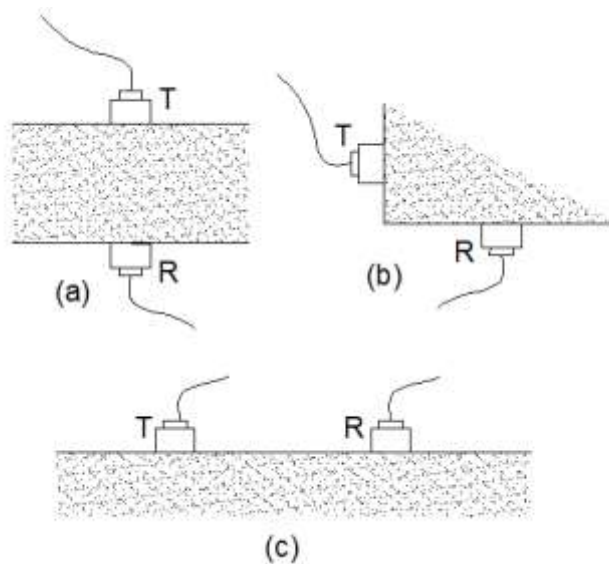


Figura 51 - Diferentes configurações de transmissão de pulso ultrassônico: (a) transmissão direta; (b) transmissão semidireta; (c) transmissão indireta

O tipo de transmissão influencia alguns parâmetros do ensaio, como o tipo de onda a ser analisada, e, conseqüentemente o modo de análise dos resultados[8]. Uma vez que para algumas das alvenarias a serem avaliadas não seria possível realizar a transmissão direta de pulsos, utilizou a transmissão indireta de pulsos, posicionando os dois transdutores (transmissor e receptor) na mesma face.

Após estudo prévio da geometria e arquitetura da edificação, definiu-se o modelo de trabalho, avaliando pontos estratégicos da arquitetura. Os elementos analisados foram os seguintes:

- Metade da fachada principal;
- Fachada esquerda;
- Fachada de fundo da edificação;
- Paredes da nave principal (ortogonais às fachadas laterais);
- Paredes da nave principal (paralelas às fachadas laterais);
- Dois (2) pilares do lado direito da nave principal e dois (2) pilares do lado esquerdo da nave principal

As posições direita e esquerda são relativas a um observador posicionado de frente a fachada principal da edificação. Estes elementos podem ser verificados nas Figura 52 e Figura 53.

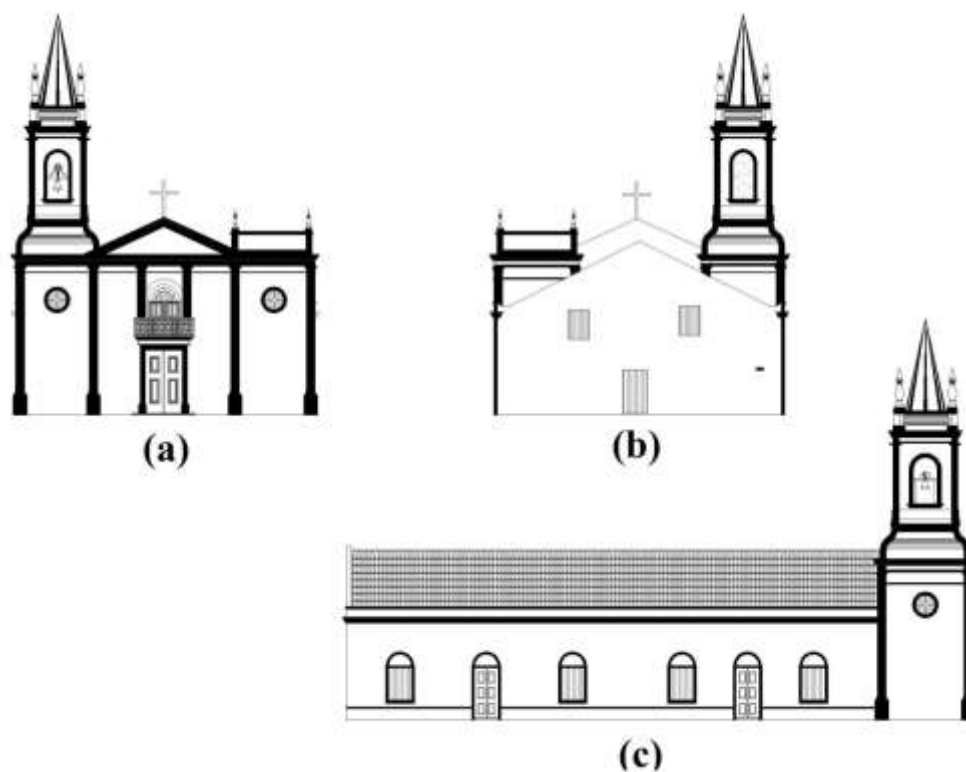


Figura 52 – Cortes das fachadas analisadas da edificação: (a) fachada principal; (b) fachada fundo; (c) fachada esquerda.
Fonte: IPHAN[10]

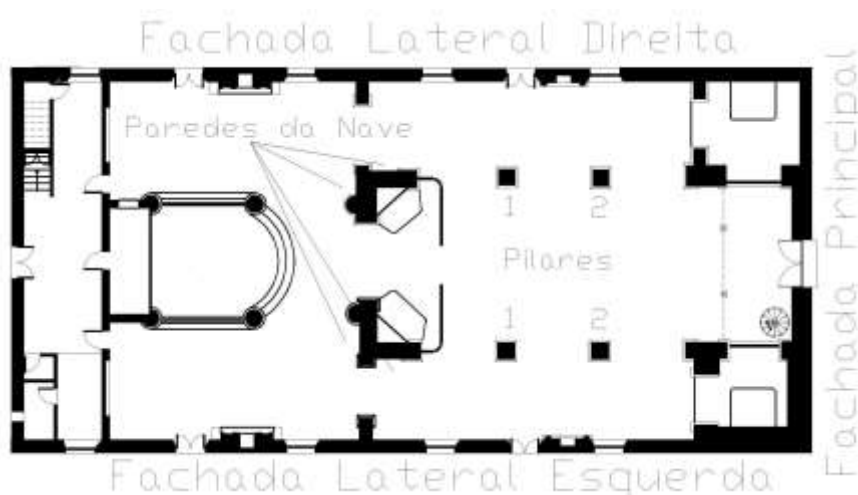


Figura 53 – Planta baixa do térreo da edificação. Fonte: IPHAN[10]

O processo de análise desses elementos foi dividido em duas fases:

Fase 1 – Avaliação linear/horizontal em uma cota (Y - altura)
1,5m para pilares e 1,3m para demais elementos

Fase 2 – Avaliação linear/horizontal em três cotas (Y - altura)
0,5m, 1,5m e 2,5m para pilares e 0,3m, 1,3m e 2,3m para demais elementos

Para cada cota foram definidos “quadrantes de avaliação”, que são medidas lineares e horizontais que demarcam a região a ser avaliada. Para cada elemento (pilares; paredes etc) a quantidade de quadrantes era definida tomando como base as dimensões dos próprios elementos. Em cada quadrante, a avaliação ultrassônica foi feita obedecendo ao modelo descrito na Figura 54.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

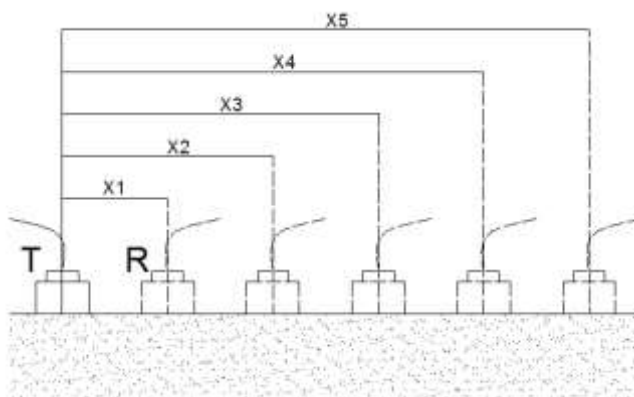


Figura 54 – Formação dos quadrantes de avaliação

Os valores de X foram definidos de tal forma a sempre formarem uma progressão aritmética de razão X1, mantendo o mesmo padrão em todos os elementos analisados, sempre que possível. Por padrão, essa razão foi fixada em 10 cm.

4. RESULTADOS

Os resultados aqui apresentados são referentes apenas à Fase 1 descrita na metodologia. As velocidades foram plotadas nos gráficos das figuras Figura 55, Figura 56 e Figura 57. Cada conjunto de pontos na mesma linha vertical representa um “quadrante de avaliação”, cada ponto é descrito pela legenda e representa a distância entre o transdutor transmissor e o transdutor receptor em metros. Para melhor compressão, cada conjunto de pontos usará uma nomenclatura especial de três caracteres. O primeiro caractere representa a figura (1ª, 2ª ou 3ª); o segundo representa o gráfico da figura (a, b, c ou d) e o terceiro caractere representa o conjunto de pontos na mesma linha vertical (1º, 2º, ... nº).

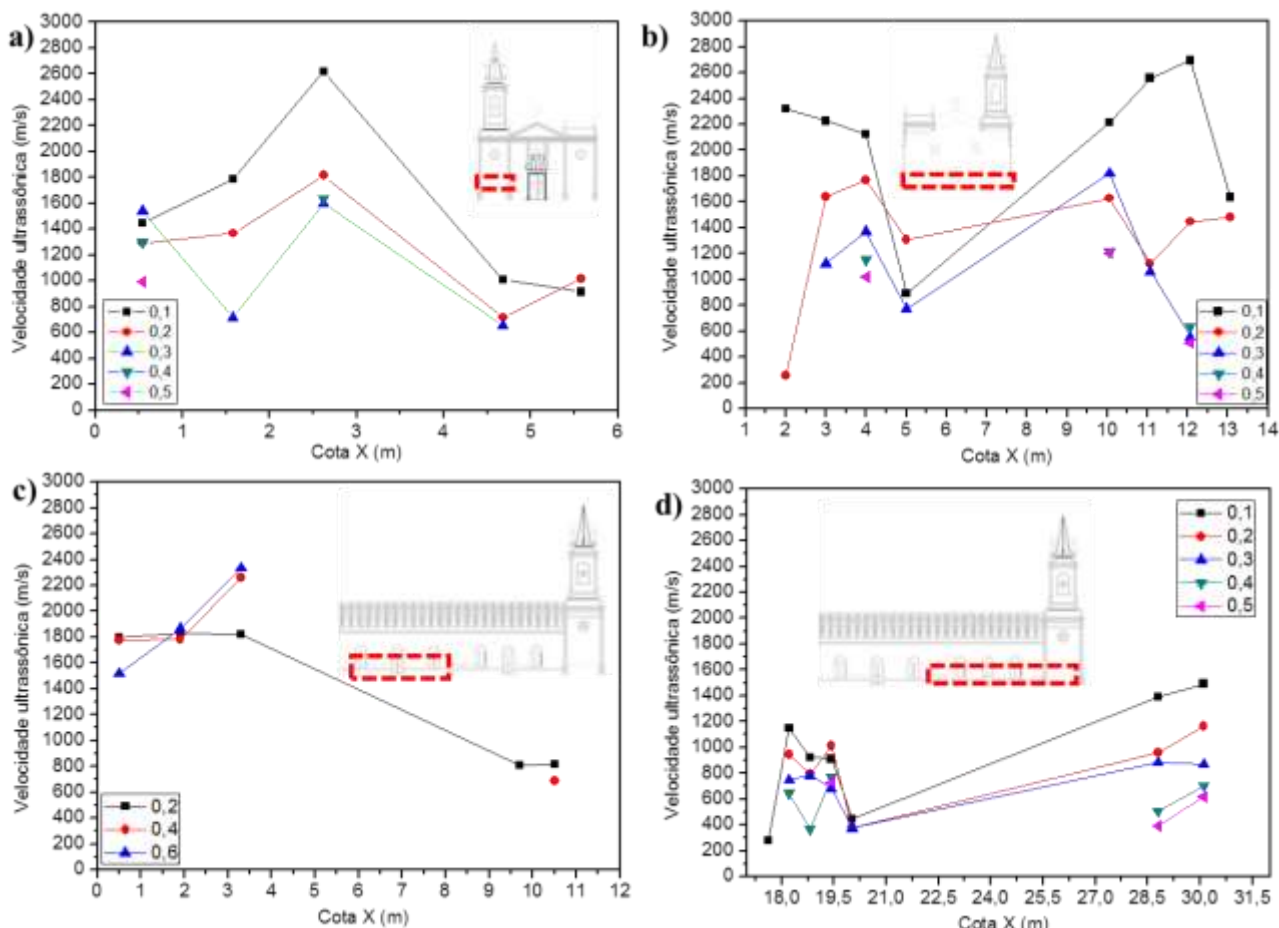


Figura 55 – velocidades ultrassônicas dos elementos externos da edificação

Onde: (a) fachada frente; (b) fachada fundo; (c) (d) fachada lateral esquerda.

A média das velocidades ultrassônicas foi de 1319 m/s, 1420 m/s e 1031 m/s na fachada principal, fachada fundo e fachada lateral esquerda respectivamente.

Nos resultados dos gráficos da Figura 55 verifica-se que, de forma geral, as velocidades registradas no primeiro ponto (X1) de cada quadrante é ligeiramente maior que as velocidades registradas no ponto X2, que por sua vez foi maior que no ponto X3 e assim sucessivamente. Isto pode ser devido a dispersão da onda no próprio tijolo ou mesmo nas juntas da alvenaria.

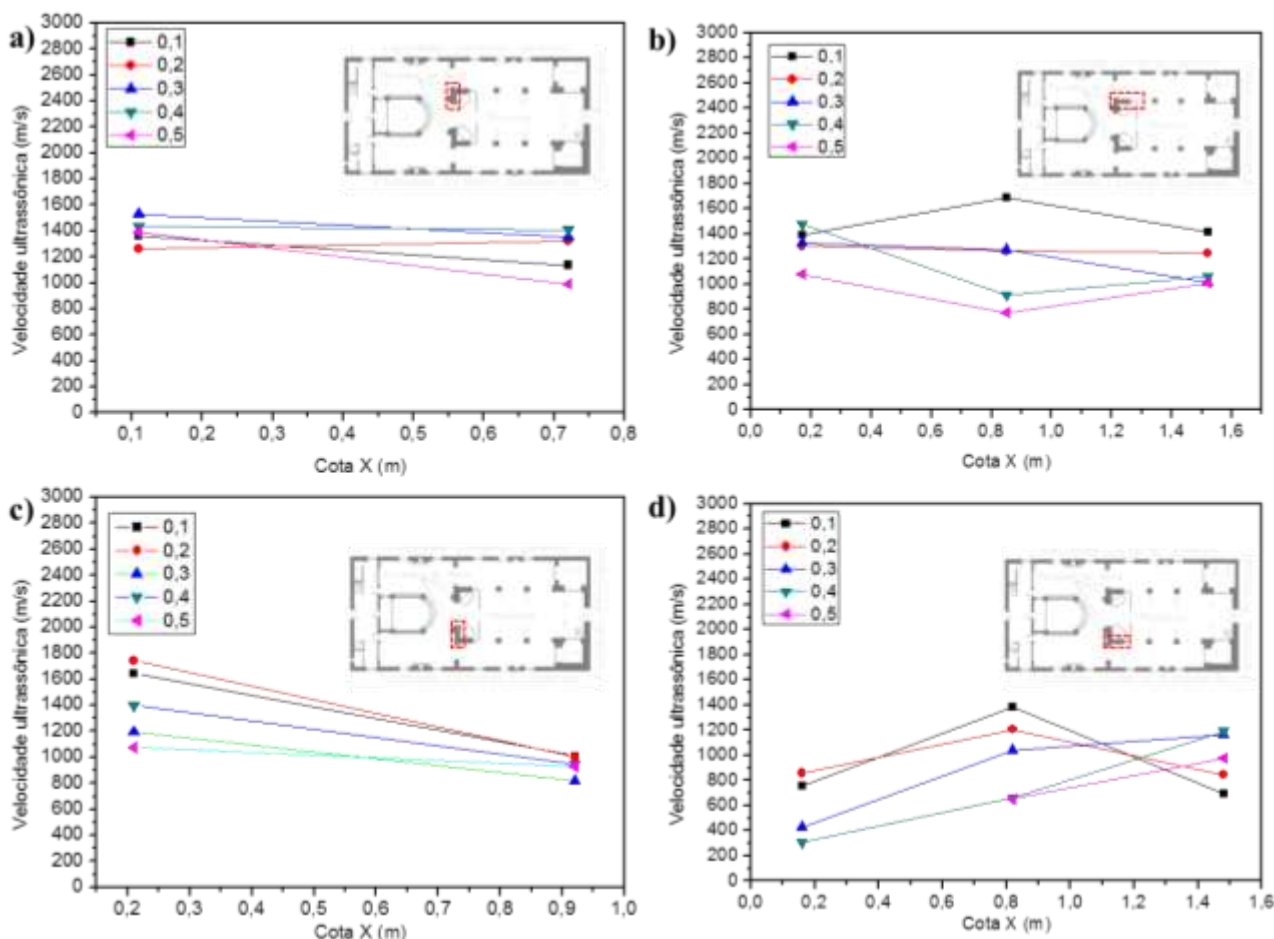


Figura 56 – velocidades ultrassônicas dos elementos internos da edificação

Onde: (a) parede direita da nave principal (ortogonal às fachadas laterais); (b) parede direita da nave principal (paralela às fachadas laterais); (c) parede esquerda da nave principal (ortogonal às fachadas laterais); (d) parede esquerda da nave principal (paralela às fachadas laterais).

A média das velocidades ultrassônicas foi de 1319 m/s, 1217 m/s, 1177 m/s e 869 m/s na parede direita ortogonal, parede direita paralela, parede esquerda ortogonal e parede esquerda paralela, respectivamente.

Ressalta-se que em certos quadrantes de avaliação alguns pontos não apresentaram resultados, ou seja, a onda transmitida por um transdutor não foi recebida pelo outro, dissipando-se no material. Isto pode ter ocorrido devido a reflexão da onda ao encontrar uma transição de material (juntas da alvenaria). Ao atingir a interface entre dois materiais distintos a onda pode ser refletida ou refratada. Ondas refletidas permanecem no material, mas se propagam numa direção diferente, com base no ângulo que elas atingem a interface de transição. Ondas refratadas propagam-se no material adjacente, mas com ângulo e velocidade diferente com base nas propriedades do novo material e o ângulo no

qual a onda foi introduzida na superfície do novo material. [11] Conseqüentemente, estes pontos não são considerados para o cálculo do módulo de elasticidade.

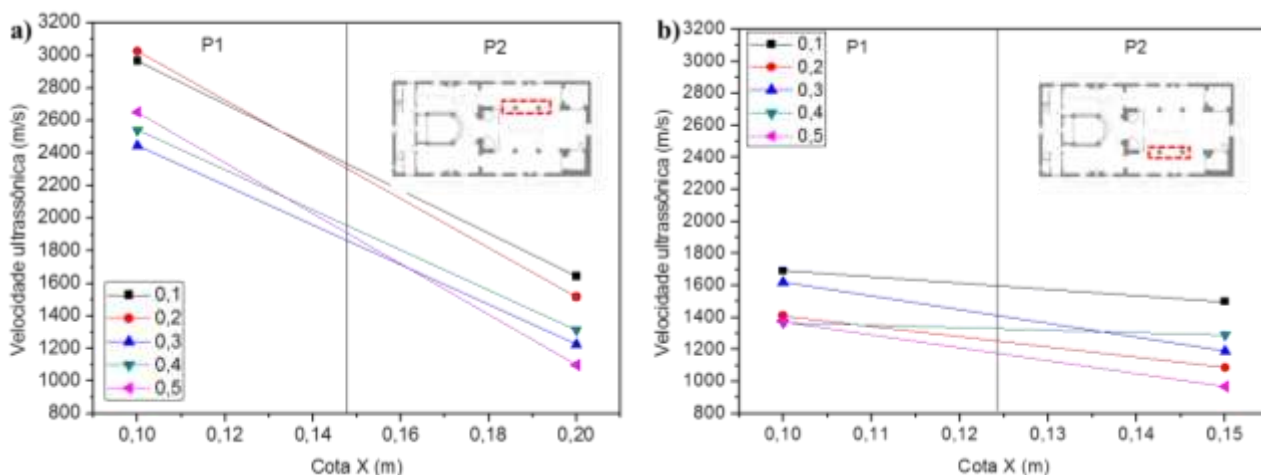


Figura 57 – velocidades ultrassônicas dos elementos internos da edificação

Onde: (a) pilares 1 e 2 – direita; (b) pilares 1 e 2 – esquerda.

A média das velocidades ultrassônicas foi de 2727 m/s, 1360 m/s, 1493 m/s e 1208 m/s no pilar direito 1, pilar direito 2, pilar esquerdo 1 e pilar esquerdo 2, respectivamente.

Todas as velocidades ultrassônicas foram agrupadas de modo a plotar a curva gaussiana na Figura 58. Através desse gráfico é possível ver a dispersão dos resultados obtidos. A média das velocidades ultrassônicas é de 1253 m/s.

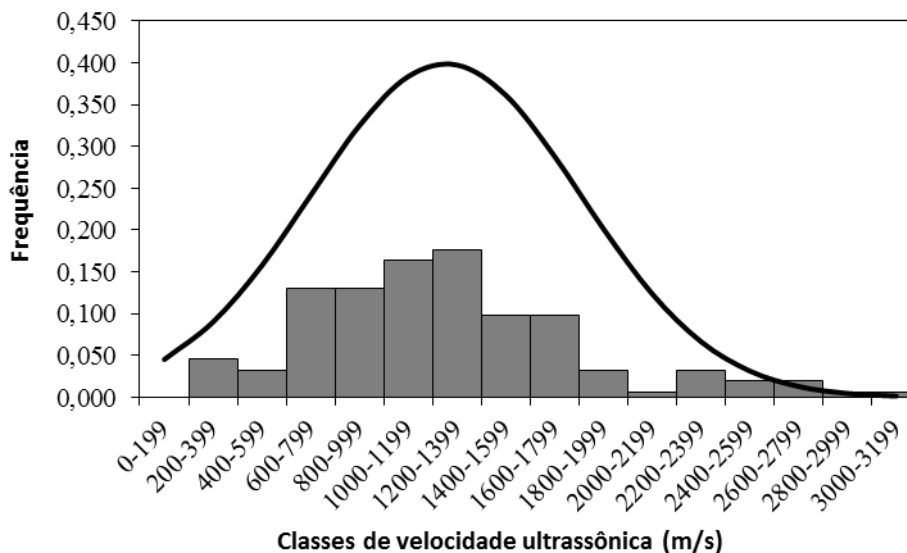


Figura 58 – curva de distribuição gaussiana das velocidades ultrassônicas (m/s)

A partir das velocidades ultrassônicas, foi possível calcular o módulo de elasticidade global da estrutura. As equações (1) e (2) apresentam a relação entre o módulo de elasticidade e a velocidades de ondas P e ondas R em meios homogêneos, elásticos e semi-infinitos, com um módulo de elasticidade E, um coeficiente de Poisson ν e massa específica ρ [8]:

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \tag{1}$$

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$V_R = \frac{0,87+1,12v}{1+v} * \sqrt{\frac{E}{\rho} * \frac{1}{2(1+v)}} \quad (2)$$

A relação entre V_P e V_R é dada pela equação (3):

$$\frac{V_P}{V_R} = \sqrt{\frac{2(1-v)}{(1-2v)} * \frac{(1+v)^2}{(0,87+1,12v)^2}} \quad (3)$$

As propriedades mecânicas obtidas usando estas equações são chamadas dinâmicas, porque elas são baseadas em pequenas deformações e em taxas de carregamento rápido; seus valores são frequentemente mais elevados do que as estáticas. Devido a não disponibilidade de uma relação que satisfaça materiais heterogêneos estas mesmas equações (1), (2) e (3), são aplicadas na análise da alvenaria de tijolo. A transmissão direta de pulsos é aconselhável para avaliar velocidades de onda P; ondas P se propagam principalmente ao longo da direção do impacto, causando deslocamentos longitudinais e, por conseguinte, as principais acelerações de partículas são medidas no lado oposto do impacto. A transmissão indireta de pulsos é a mais usada para acessar as velocidades das ondas R, porque este tipo de onda difunde ao longo da superfície de impacto. [8]

Logo, para o cálculo do módulo de elasticidade, a equação 2 foi utilizada. Todos os dados, após o cálculo, foram agrupados em classes e plotados no gráfico da curva gaussiana (vide Figura 59). O coeficiente de Poisson utilizado neste cálculo (0,2) foi o mesmo utilizado por Delgado[12] em seu estudo com alvenaria de tijolos maciços.

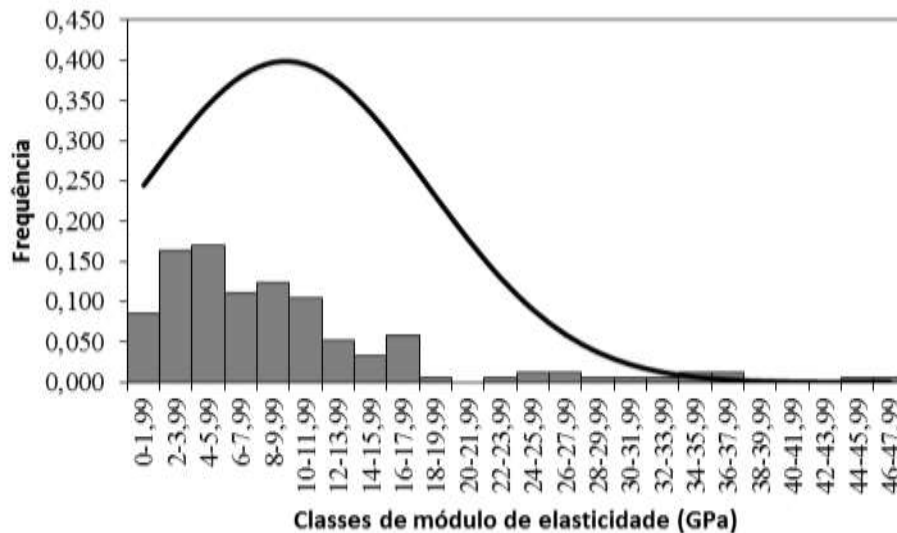


Figura 59 – curva de distribuição gaussiana das velocidades ultrassônicas (m/s)

No total, 153 amostras foram registradas, sendo 15 destas amostras (9,8%) pertencem às classes 18-19,99 a 46-47,99. Estes valores não foram considerados na média final do módulo de elasticidade da edificação, assim, o gráfico da Figura 60 apresenta os resultados com a exclusão destes valores.

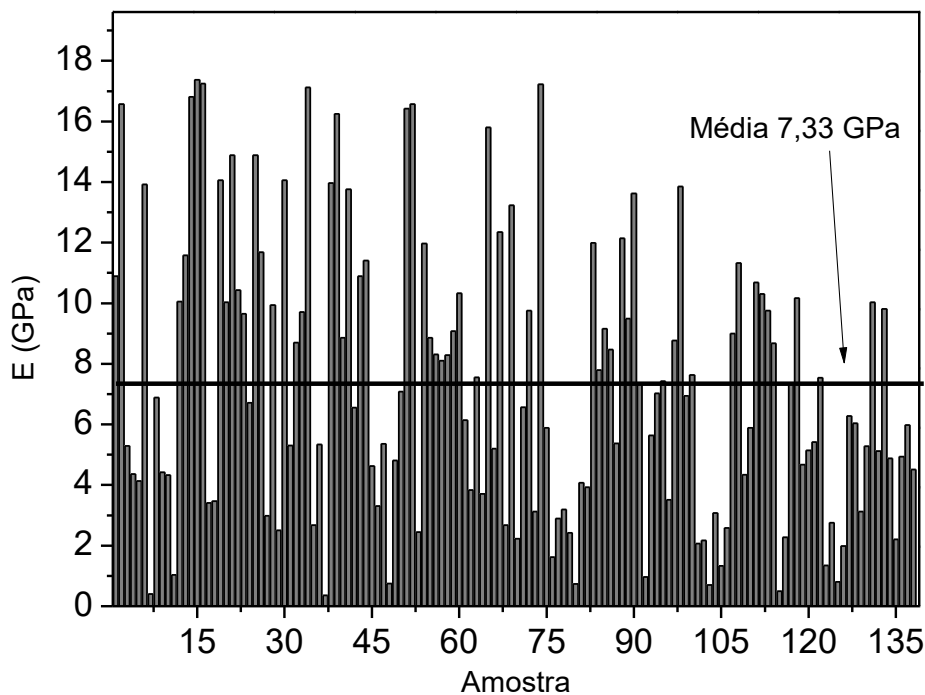


Figura 60 – módulo de elasticidade calculado

A média de todos os dados obtidos é de 7,33 GPa, valor este que será, pela presente análise, considerado como o módulo de elasticidade global da edificação.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio de velocidade de pulso ultrassônico foi aplicado em alvenarias de tijolo cerâmico em vários pontos de uma edificação de interesse histórico. Estas análises foram feitas em pontos estratégicos das fachadas e em pontos internos da edificação.

As médias das velocidades ultrassônicas de cada elemento individualmente foi próxima da média geral (1253 m/s), diferindo em aproximadamente 200 m/s para os casos mais extremos. Porém, duas médias tiveram resultados com maior variação em relação à média geral. Estes dois elementos foram parede esquerda da nave principal (paralela às fachadas laterais) (869 m/s) e a pilar direita 1 (2727 m/s). Para o caso de baixa VPU, supõe-se que houve descolamento interno do reboco, o que criou uma junta de ar facilitando a dispersão da onda. Para o caso da VPU alta, atribui-se à uma possível não-documentada aplicação de reforço, uma vez que todas as outras pilares apresentaram resultados semelhantes (1360 m/s, 1493 m/s e 1208 m/s).

O módulo de elasticidade global encontrado da edificação foi de 7,33 GPa. Este valor mostra-se bastante razoável quando comparado aos valores relativos a alvenarias de tijolo cerâmico (não necessariamente calculados pelo mesmo método) encontrados em [13], [14], [15], [16], [17] e [18].

6. AGRADECIMENTOS

Esequiel Mesquita agradece à Fundação CAPES pelo suporte financeiro no âmbito do Programa de Doutorado Pleno no Exterior, processo número 10023/13-5. Todos os autores agradecem ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) e à Prefeitura Municipal de Aracati, através da Secretaria Municipal de Turismo pelo apoio necessário à realização deste trabalho.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



7. REFERÊNCIAS

- [1] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. Vienna, 2002.
- [2] D. M. McCann and M. C. Forde, “Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures,” *NDT E Int.*, vol. 34, no. 2, pp. 71–84, 2001.
- [3] L. Binda, a. Saisi, and C. Tiraboschi, “Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 14, no. 4, pp. 199–233, 2000.
- [4] L. Qixian and J. H. Bungey, “Using compression wave ultrasonic transducers to measure the velocity of surface waves and hence determine dynamic modulus of elasticity for concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 10, no. 4, pp. 237–242, 1996.
- [5] CIB Comission, *Guide for the Structural Rehabilitation of Heritage Buildings*. .
- [6] L. Binda, A. Saisi, and L. Zanzi, “Sonic tomography and flat-jack tests as complementary investigation procedures for the stone pillars of the temple of S. Nicolò l’Arena (Italy),” *NDT E Int.*, vol. 36, no. 4, pp. 215–227, 2003.
- [7] L. F. Miranda, J. Rio, J. Miranda Guedes, and A. Costa, “Sonic Impact Method - A new technique for characterization of stone masonry walls,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 36, pp. 27–35, 2012.
- [8] L. Miranda, L. Cantini, J. Guedes, and A. Costa, “Assessment of mechanical properties of full-scale masonry panels through sonic methods. Comparison with mechanical destructive tests,” *Struct. Control Heal. Monit.*, 2015.
- [9] Y. Z. Totoev and J. M. Nichols, “A Comparative Experimental Study of the Modulus of Elasticity of Bricks and Masonry,” in *11th International Brick and Block Masonry*, 1997.
- [10] Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional, “Inventário Nacional de Bens Brquitetônicos – IBA.” Sobral, 2005.
- [11] F. Luis and M. Francisco, “Direct Sonic and Ultrasonic Wave Velocity in Masonry under Compressive Stress,” *Int. Mason. Conf. 2014*, pp. 1–12, 2014.
- [12] J. L. Delgado, “Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria Engenharia Civil,” 2013.
- [13] F. M. C. P. Fernandes, “Evaluation of two novel NDT techniques: microdrilling of clay bricks and Ground Penetrating Radar in masonry,” *Univ. do Minho*, 2006.
- [14] L. Binda and T. Folli, “SURVEY AND INVESTIGATION FOR THE DIAGNOSIS OF DAMAGED MASONRY STRUCTURES: THE ‘TORRAZZO’ OF CREMONA,” *Vol. 1*, pp. 237–257, 2000.
- [15] I. Papayianni and M. Stefanidou, “Characteristics of bricks of Byzantine period,” *12 th Int. Brick/Block Mason. Conf. Proc.*, vol. 3, pp. 1729–1736, 2000.
- [16] L. Barbi, S. Briccoli Bati, G. Ranocchiali, and F. Santos, “Mechanical properties of ancient bricks: Statistical analysis of data,” *Proc. 7th Int. Semin. Struct. Mason. Dev. Ctries.*, 2002.
- [17] P. B. Lourenço, G. Vasconcelos, and L. Ramos, “Diagnóstico sobre as condições de estabilidade do claustro do séc XVIII - Mosteiro de Salzedas,” *Rep. LEC*, vol. 31, p. 2000, 2000.
- [18] S. Bati and G. Ranocchiali, “A critical review of experimental techniques for brick material,” *Proc., 10th Int. Brick Block Mason. Conf.*, pp. 1247–1255, 1994.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459





**ESTUDO COMPARATIVO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO
ATRAVÉS DE ENSAIOS DESTRUTIVOS E NÃO-DESTRUTIVOS**

A.GADELHA DE MEDEIROS

Prof.^o. Me

UFERSA

RN; Brasil

alisson.gadelha@ufersa.edu.br

E. CÁSSIA DE FREITAS

Prof.^o

IFRN

RN; Brasil

evilane_cassia@globocom.com

L.CAVALCANTE DE ARAÚJO MELLO

Engenheira Civil

UFRN

RN; Brasil

larissa.engciv@yahoo.com.br

M.V.VIEIRA DE ALMEIDA

Prof.^o. Dr.^a

UFRN

RN; Brasil

vitoria@ct.ufrn.br

RESUMO

No âmbito da Engenharia Civil brasileira, as estruturas de concreto são as mais difundidas, principalmente quando comparadas às estruturas metálicas. Este fato reforça a necessidade do estudo de sua durabilidade, no sentido de minimizar o aparecimento de eventuais manifestações patológicas as quais poderão estar sujeitas. Para tanto, a realização de ensaios tecnológicos tornam-se fundamentais na obtenção de suas características, propriedades e aspectos de durabilidade, que remetem a qualidade e a resistência da estrutura. É importante ressaltar que, a qualidade do concreto depende dos materiais utilizados em sua dosagem, das propriedades no estado fresco, da maneira de seu lançado nas fôrmas, bem como das condições em que é submetido após concretagem. Para essas medições, os ensaios aplicados podem ser destrutivos e não-destrutivos. Diante deste contexto, este artigo tem como objetivo realizar análises em concreto com resistência característica de 20MPa, a partir da comparação de resultados de ensaios destrutivos (extração de testemunho e compressão axial) e não-destrutivos (esclerometria e ultrassom). A análise da resistência foi realizada aos 28 dias de idade, e os resultados corroboraram que a resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados foi superior ao ultrassom, sendo estes superiores aos encontrados nos ensaios de extração de testemunho e esclerometria, para o segundo, obteve-se resistência mais aproximada do ensaio de extração de testemunho. Outrossim, foi possível observar que a homogeneidade do concreto interfere nos resultados de esclerometria, e as medidas de ultrassônicas estimaram qualidade satisfatória do concreto, no que se refere a resistência requerida.

Palavras-chave: durabilidade, ensaios tecnológicos, qualidade do concreto, resistência.

ABSTRACT

In the scope of Brazilian Civil Engineering, the concrete structures are widespread, mainly when compared with the metallic structures. This fact strengthens the necessity of the study of its durability, in the direction to minimize the appearance of eventual pathological manifestations which may be subject. To this end, conducting technological tests become crucial in obtaining their characteristics, properties and aspects of durability, properties and aspects of durability, referring to quality and resistance of the structure. It is important to stand out that the quality of the concrete depends on the used materials in its dosage, of the properties in the cool state, in the launched way of it's in the forms, as well as them conditions where concreting is submitted after. For these measurements, the applied assays can be destructive and nondestructive. Ahead of this context, this article has objective to carry through analyses in concrete with characteristic resistance of 20MPa, from the comparison of results of destructive testings (extraction of testimony and axial compression) and nondestructive (testing hammer and ultrasound). The analysis of the resistance was carried through to the 28 days of age, and the results had corroborated that the compressive strength molded of the bodies-of-proof was superior to ultrasound, these being superior than those found in the extraction of testimony and testing hammer, to the second, there was obtained closest resistance of the assay of extraction of testimony. Moreover, was possible to observe that, the homogeneity of the concrete intervenes with the testing hammer results, and the measures of ultrasonic had esteem satisfactory quality of the concrete, being considered the required resistance.

Keywords: durability, technological tests, quality of the concrete, resistance.

1. INTRODUÇÃO

O cimento da civilização romana era constituído de cinza vulcânica e cal, permitindo a formação de grandes blocos de pedra, até que surgiu o cimento Portland, tornando possível a confecção do concreto, material pétreo moldável. No



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



entanto, apenas na década de 20, foi possível utilizar o concreto em grandes estruturas com segurança e economia devido a inserção do aço nas zonas de tração [1].

Em razão do uso bastante difundido das estruturas de concreto no Brasil, há a necessidade do conhecimento do controle tecnológico de uma de suas mais importantes propriedades, a resistência. Nesta perspectiva, o estudo dessa propriedade vem se intensificando de maneira significativa desde a extração da matéria-prima até análises de aplicação em obra, visto que essa propriedade se relaciona com a qualidade do concreto.

O controle tecnológico do concreto tem como enfoque a avaliação de suas propriedades no estado endurecido. Dentre essas, a resistência à compressão do concreto é a de maior importância. Com isso, a fim de conhecer tal propriedade, são utilizados ensaios destrutivos e não-destrutivos. Estes ensaios resultam em fatores que são influenciados pela resistência à compressão e podem ser correlacionados com a durabilidade do material, ou seja, com a expectativa de tempo de uso adequado de um material sob determinadas condições de solicitações de cargas e ambientais, consequentemente, com a segurança da estrutura. Diante da importância da resistência à compressão na interpretação dos resultados dos ensaios, a análise dessa propriedade é de fundamental importância no conhecimento da qualidade do compósito em estudo.

Para a determinação da resistência à compressão do concreto é fundamental a caracterização de fatores influentes, como adensamento e condições de cura, curva granulométrica, aditivos, adições, condições de umidade e geometria do corpo-de-prova, sendo a principal delas a relação água/cimento.

2. CONCRETO

Definido como um material compósito, o concreto consiste, essencialmente, de um meio aglomerante no qual estão aglutinadas partículas ou fragmentos de agregado. No concreto de cimento hidráulico, o aglomerante é formado de uma mistura de cimento hidráulico e água [2].

Em relação à microestrutura do concreto, três fases são de grande importância: agregado, matriz da pasta de cimento e uma interface bem definida entre estas, denominada interface pasta agregado ou Zona de Transição (ZT). Esta zona é uma pequena região, com espessura de 10µm a 50µm, em volta do agregado gráudo que, geralmente, apresenta-se mais fraca em relação a outros dois componentes, o agregado e a pasta de cimento hidratada, do concreto. Em virtude disso, o comportamento mecânico do concreto é bastante influenciado por tal região [2];[3].

O concreto pode ser analisado em duas condições: no estado fresco e endurecido. Uma das características do concreto no estado fresco é a trabalhabilidade que se trata da capacidade do concreto ser misturado, transportado, lançado e vibrado, sem mudança de homogeneidade [4]. Sendo a trabalhabilidade bastante influenciada pela consistência e pela coesão. A primeira indica a capacidade do concreto de resistir deformações sob a ação da sua própria massa e é medida através do ensaio de abatimento de tronco de cone, enquanto a coesão indica a capacidade de retenção de água e retenção dos agregados gráudos na pasta, sendo uma propriedade medida qualitativamente [5].

O concreto no seu estado endurecido pode estar submetido a esforços de compressão, tração ou cisalhamento. A resistência à tração é em média de 10% da resistência à compressão. Sob tração, basta uma energia considerada baixa para o início e o desenvolvimento de fissuras na matriz. A ruptura frágil é contribuída pela progressão rápida e pela interligação do sistema de fissuração, que consiste em fissuras pré-existentes na zona de transição e novas fissuras formadas na matriz [2].

2.1. Resistência à compressão do concreto

Existem fatores influentes na resistência mecânica do concreto de acordo com [2];[3], tais como: as propriedades dos componentes (cimento, agregados, aditivos e adições minerais), proporcionamento dos componentes (relação água/cimento e relação agregado/cimento) e condições de cura e idade dos corpos-de-prova.

O tipo de cimento, o que inclui as suas propriedades físicas e químicas, interfere significativamente na resistência do concreto. [6] afirmam que o processo de hidratação, o qual acarreta ganho de resistência, nos concretos se inicia pela superfície das partículas, com uma redução progressiva do tamanho da partícula do cimento e com isso são formados os produtos hidratados. Assim sendo, quanto mais fino for o cimento, maior será a velocidade de reação com consequente ganho de resistência a menores idades.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A permeabilidade pode ser entendida como o fluxo de um fluido em consequência de um gradiente de pressão, sendo caracterizada pela facilidade com que um fluido atravessa um sólido poroso sob uma diferença de pressão [7]. Para [8], uma menor permeabilidade pode ser conseguida com uma relação água-cimento baixa e execução cuidadosa. A permeabilidade se relaciona diretamente com a porosidade da pasta. Quanto menos porosa for, menos permeável será o concreto. A porosidade da pasta depende da relação água-cimento e do seu grau de hidratação.

A porosidade ainda influencia no grau de absorção do concreto, sendo este o processo pelo qual o concreto retém água nos poros e condutos capilares. Tal processo pode ser medido secando uma amostra até sua massa ficar constante para depois haver a imersão dela, em água, e com isso é determinado o acréscimo de massa expressa em porcentagem da massa seca. Grande parte dos concretos de boa qualidade possui absorção abaixo de 10% [3].

Em relação à influência dos agregados, raramente os naturais do concreto são fator determinante da resistência e das propriedades elásticas do concreto por serem densos e resistentes. Apesar dos agregados, isoladamente, não terem grande influência na resistência, quando se trata da relação agregado/cimento há uma interferência significativa [2].

[9] cita que a distribuição granulométrica do agregado graúdo, mantendo constante a dimensão máxima e a relação água/cimento, quando alterada, pode influenciar a resistência do concreto devido à alteração da consistência e da exsudação da mistura. Por isso, busca-se uma distribuição granulométrica densa, resultando em concretos mais trabalháveis e econômicos, além de possibilitar uma estrutura interna do concreto mais fechada, com menos vazios, e uma maior dificuldade de penetração dos agentes agressivos.

As reações químicas de hidratação dos compostos presentes na pasta de cimento ocorrem graças a cura do concreto. Portanto, a prática da cura é de fundamental importância para a boa qualidade do produto final. Essas reações são importantes para o ganho de resistência mecânica por parte do concreto e para a garantia da sua vida útil. Além disso, a manutenção da umidade do concreto por este método evita a formação de fissuras na superfície do material provocadas pelos efeitos de retração, o que ajuda a garantir sua durabilidade [10].

Mesmo havendo o ganho de resistência com o tempo, [1] sugere valores relativos e aproximados de resistências, 50%, 70%, 92% e 100% da resistência de projeto, para as idades de 3, 7, 14 e 28 dias, respectivamente.

3. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO

3.1. Ensaios destrutivos

A forma convencional de analisar a qualidade do concreto é através da moldagem e ruptura dos corpos-de-prova (CPs), afim de assegurar a resistência à compressão projetada. Também podem ser feitas outras análises do concreto como resistência a tração, a curva de tensão-deformação, módulo de deformação e coeficiente de Poisson [11].

O ensaio em CPs de concreto cilíndricos é normatizado pela ABNT NBR 5739 (2007) [12]. Esta norma prescreve um método de ensaio pelo qual devem ser submetidos à compressão dos CPs cilíndricos de concreto, moldados conforme a ABNT NBR 5738 (2015) [13].

Quando há indicação de fissuração interna ou zonas de concreto mais fraco, é necessário realizar ensaios diretos de resistência em testemunhos extraídos da estrutura usando coroa rotativa de diamante [14].

Para [4], a extração e rompimento de testemunhos é o método mais usado na determinação da resistência à compressão da própria estrutura nas situações de dúvidas sobre o controle de aceitação, homogeneidade ou deterioração do concreto. A resistência dos testemunhos geralmente é menor que a dos corpos-de-prova padronizados. Esta diminuição não é motivada somente pelas diferenças das condições de cura e adensamento em relação aos CPs padronizados, mas também aos danos gerados no processo de extração.

3.2. Ensaios não-destrutivos

[15] definem os ensaios não-destrutivos (ENDs) como aqueles que não causam danos à estrutura ensaiada, pois não provocam perda na capacidade resistiva. Estes ensaios podem ser feitos em qualquer idade do elemento. Nos elementos novos, esses ensaios são feitos para o controle da evolução de sua resistência e outras propriedades relevantes em



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



estruturas de concreto como, corrosão, índice de vazios e permeabilidade. Já nas estruturas existentes visam avaliar a sua integridade e capacidade resistiva a novas cargas.

Dentre os END, há o ultrassom que consiste na medição, por meio eletrônico, do tempo de propagação de ondas ultrassônicas através do concreto, entre o emissor e o receptor. O comprimento percorrido entre os transdutores dividido pelo tempo de propagação, resulta na velocidade média de propagação da onda [16]. A velocidade do ultrassom dá muitas indicações sobre as propriedades mecânicas do material, dentre vários exemplos, a sua rigidez, seu estado de tensão, o seu nível de danos químicos ou danos mecânicos e idade. Ainda sendo possível visualizar grande descontinuidades associadas a um contraste significativo no concreto, incluindo fissuras [17].

A velocidade da onda depende principalmente dos seguintes fatores: coeficiente de Poisson, módulo de deformação, massa específica e também da presença ou não de armadura. O ensaio é de operação fácil e baixo custo. A ligação entre o transdutor do aparelho e a superfície do concreto é um dos pontos críticos do método. Um outro problema que pode influenciar nos resultados é a presença de fissuras, vazios ou descontinuidades no concreto [15];[18].

Nas medições por ultrassom, pode-se analisar o sinal através de ondas longitudinais, transversais e na superfície da massa do concreto – onde se manifesta uma onda superficial de grande energia denominada de onda de Rayleigh [19].

[20] relatam que tanto a densidade como o módulo de elasticidade estão correlacionados com a velocidade ultrassônica. Para um concreto não saturado, esta velocidade diminui com o aumento da porosidade.

Outro END é a esclerometria, ensaio baseado no princípio da dependência da reflexão (reco) de uma massa elástica com a dureza da superfície contra a qual a massa colidiu. O funcionamento se dá pelo impulsionamento de uma massa por uma mola que possui determinada quantidade de energia transmitida pela extensão da mola até uma posição estabelecida. Isso é feito pela pressão de uma haste contra uma superfície lisa de concreto firmemente apoiada. Após a liberação, o reuco da massa da haste e a distância percorrida pela massa, expressa como uma porcentagem da extensão inicial da mola, é denominada índice esclerométrico. A haste deve estar sempre normal à superfície do concreto, e a posição relativa do esclerômetro em relação à vertical afeta o índice esclerométrico devido à influência da gravidade na massa móvel [21].

Os valores obtidos não são precisos já que dependem da uniformidade da superfície, da condição de umidade, da carbonatação superficial e da rigidez do elemento estrutural [2]. Além dos fatores já citados, os estudos de [22] apresentam outros fatores também influentes no resultado como o tipo e teor de cimento e os agregados utilizados.

De acordo com [21], o ensaio com o esclerômetro Schmidt é válido como uma medida da uniformidade e qualidade relativa do concreto em uma estrutura ou da produção de uma quantidade de elementos similares pré-moldados, mas não como um ensaio de aceitação.

4. MATERIAIS E METÓDOS

O concreto foi dosado em central, possuindo o traço (cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água) em massa de 1 : 2,48 : 2,67 : 0,65, com uso do aditivo plastificante MIRA RT 67 e cimento do tipo CPIIZ-32 da marca Cimpor. O abatimento do concreto foi de 18 cm.

Afim de compreender melhor a utilização do traço adotado pela empresa que forneceu o concreto, realizou-se a caracterização dos agregados e estes se apresentaram com uma distribuição uniforme.

Para o estudo do concreto foram moldados 5 corpos-de-prova (0,10x0,20m) e um bloco de concreto com dimensões de 1,0m de comprimento, 0,50m de largura e 0,40m de altura para o f_{ck} de 20MPa.

No bloco do experimento, conforme a ABNT NBR 7680 (2015) [23], foram extraídos 5 CPs com diâmetro de 75mm. O ensaio de extração de testemunho foi do tipo úmido e os CPs extraídos (T) foram cortados com serra diamantada para que a sua altura ficasse aproximadamente igual ao dobro do diâmetro. O ensaio de resistência a compressão axial, aos 28 dias, foi aplicado em 4 CPs de cada tipo, moldados e extraídos. Os ensaios complementares ao estudo, de absorção de água, índice de vazios, massa específica do concreto, foram feitos em 1 CP de cada tipo, um moldado e um extraído, seguindo as orientações da [24].

No bloco, após a regularização da superfície, com disco de *carborundum*, definiu-se, de acordo com a norma [25], os pontos a serem efetuados os ensaios de ultrassom (Figura 1). Foram escolhidos seis pontos em cada face, espaçados 0,15m entre si, com medição de forma indireta em cada face do bloco.



Figura 1: Ensaio de ultrassom.

A partir dos resultados obtidos foi determinado, através da Equação (1) proposta por [26], o módulo de elasticidade a partir da velocidade média (V^2) da propagação do pulso ultrassônico e da massa específica (ρ) obtida com o testemunho extraído.

$$E_d \text{ (GPa)} = (\rho V^2) / 10^6 \quad \text{Equação (1)}$$

[27] conclui que a resistência do concreto (f_c) para concretos normais cujo módulo de deformação compreendidos entre 20 e 47 GPa pode ser calculada, quando se tem o módulo de elasticidade dinâmico (E_d), através da Equação (2).

$$f_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 3,5 \times 10^{-9} \times E_d - 10^{-3} \times E_d + 20 \quad \text{Equação (2)}$$

Após a regularização já citada e seguindo as orientações de [28], no ensaio de esclerometria houve a elaboração de quatro malhas de 0,20x0,20m, sendo três na face maior e uma na face menor. Na maior, as malhas (M) ficaram distantes, verticalmente e horizontalmente, 0,10m das bordas. Já para na menor, a malha ficou distante horizontalmente 0,15m e verticalmente, 0,10m. A execução de tal ensaio pode ser observada na Figura 2.



Figura 2: Ensaio de esclerometria.

A Tabela 1 mostra de forma resumida a nomenclatura dos corpos-de-prova e os seus respectivos ensaios.

Tabela 1: Resultado do ensaio de compressão axial dos corpos-de-prova

Corpo-de-prova	Tipo	Ensaio
CP1 ao CP4	Moldado	Compressão axial
CP5	Moldado	Absorção e massa específica
T1 ao T4	Extraído	Compressão axial
T5	Extraído	Absorção e massa específica
Bloco	Moldado	Esclerometria e ultrassom

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E ANÁLISE COMPARATIVA

5.1. Resistência à compressão dos CPs e extração de testemunho

A Tabela 2 apresenta os valores da resistência dos CPs moldados com resistência média de 34,35MPa. Já a Tabela 3 mostra os resultados das resistências dos testemunhos T, onde houve correção devido a proporção H/D ser diferente de 1, segundo [12].

Tabela 2: Resultado do ensaio de compressão axial dos corpos-de-prova

Nº do CP	Carga (Kgf)	Resist. Compressão (MPa)
CP1	26700	34,01
CP2	25900	32,99
CP3	29100	37,07
CP4	27400	34,9

Tabela 3: Resistências dos testemunhos extraídos

CPs extraídos (T)	Diâmetro (D) (cm)	Altura (H) (cm)	H/D	Área (cm ²)	Carga (Kgf)	Resist. Direta (MPa)	Fator de correção	Resist. corrigida (MPa)
T1	7,3	14,3	1,96	41,83	10000	23,9	0,9968	23,83
T2	7,3	14,0	1,92	41,83	12600	30,12	0,9936	29,93
T3	7,3	14,2	1,95	41,83	10000	23,9	0,996	23,81
T4	7,3	14,2	1,95	41,83	10300	24,62	0,996	24,52

Na Figura 3 são mostrados os valores de resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados (CPs-20) e extraídos (T), observa-se que a resistência destes foi menor do que a resistência dos testemunhos de concreto.

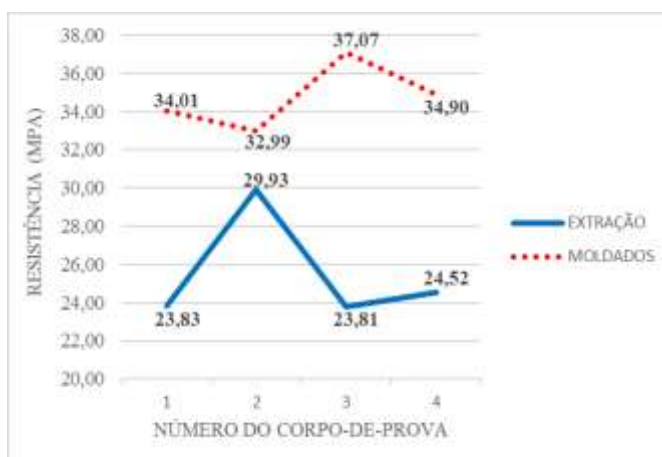


Figura 3: Gráfico comparativo entre as resistências dos corpos-de-prova moldados e extraídos

O valor da resistência média dos testemunhos corresponde a 74,29% da resistência média dos CPs. Com o auxílio dos valores de índice de vazios e massa específica das amostras, conforme apresentado na Tabela 4, assegura-se que o testemunho possui maior vazios em sua estrutura, diminuindo a sua resistência.

Tabela 4: Resultado dos ensaios complementares

CP Moldado		CP Extraído	
Ensaio	Resultado	Ensaio	Resultado
Absorção por imersão (%)	5,32	Absorção por imersão (%)	6,67
Absorção após fervura (%)	5,56	Absorção após fervura (%)	6,95
Índice de vazios (%)	13,00	Índice de vazios (%)	15,86
Massa especifica da amostra seca (g/cm ³)	2,34	Massa especifica da amostra seca (g/cm ³)	2,28
Massa especifica da amostra saturada (g/cm ³)	2,47	Massa especifica da amostra saturada (g/cm ³)	2,44
Massa especifica real (g/cm ³)	2,45	Massa especifica real (g/cm ³)	2,51

Pode-se atribuir os resultados de resistência e absorção ao processos de adensamento do bloco e/ou de extração, sendo o concreto de natureza frágil, resulta em fissuras e conseqüentemente reduz a resistência à compressão do concreto.

5.2. Resistência à compressão dos CPs e ultrassom

A Tabela 5 apresenta os valores da velocidade de ultrassom no bloco. Para a análise da resistência a compressão do concreto a partir desde ensaio, optou-se pela exclusão pontos P7 e P8, devido os valores não serem satisfatórios e resultar em má interpretação dos resultados. Com isso, a velocidade média obtida foi de 3676m/s e, de acordo com as Equações (1) e (2), respectivamente, chegou-se ao módulo de elasticidade de 34,45GPa e resistência estimada em 27,09MPa.

Tabela 5: Resultados do ensaio de ultrassom

Face	Ponto	t1	t2	Velocidade (m/s)	E (GPa)	Resist.compressão (MPa)
Face maior	P1	32,1	74,7	3521	31,61	23,37
	P2	31,7	74,4	3513	31,47	23,19
	P3	31,6	71,7	3741	35,69	28,89
	P4	32,1	71,4	3817	37,15	31,16
Face menor	P5	29,7	69,8	3731	35,50	28,60
	P6	30,7	70,9	3731	35,50	28,60
	P7	34,1	81,9	3138	25,11	16,96
	P8	32,7	82,9	2988	22,77	15,37

A forma indireta do ensaio de ultrassom deve ser levada em consideração, pois caso as medidas fossem diretas na seção transversal da peça, bem como ao longo de seu comprimento, as propagações ocorreriam de forma diferente. Isso ocorre em virtude de que as velocidades transversais são mais lentas em relação às velocidades longitudinais, condicionadas aos diferentes tipos de esforços (cortante e tração-compressão) serem coincidentes ou não com a direção de propagação da velocidade ultrassônica [19].

A Figura 4 ilustra a comparação entre este valor estimado com a resistência média dos CPs de acordo com o ensaio de resistência à compressão axial.

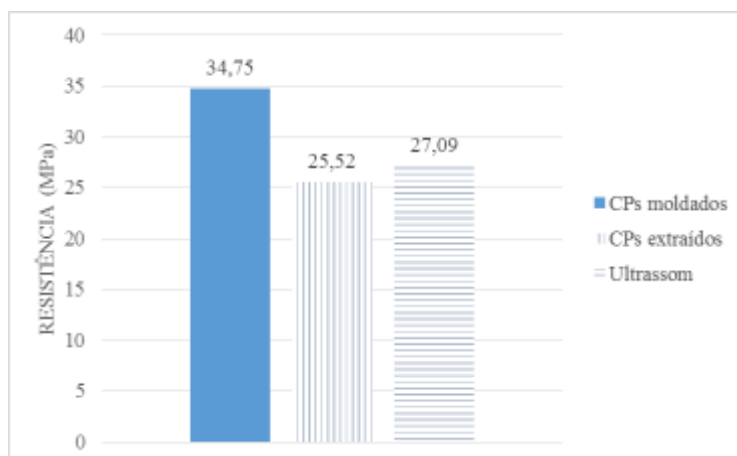


Figura 4: Gráfico comparativo das resistências dos CPs com ensaio de ultrassom

Verifica-se através da Figura 4 que a resistência encontrada pelo ensaio de ultrassom é 77,96% da resistência obtida pelos CPs moldados. A resistência dos CPs extraídos é 94,20% do encontrado no ensaio de ultrassom. Segundo [29], é admissível 20% de erro para estimativa da resistência do concreto, portanto, como a resistência de projeto é de 20MPa, tornou-se bastante satisfatória a resistência obtida através do ensaio de ultrassom.

Aliado ao ensaio de absorção de água e índice de vazios, o de ultrassom auxilia na determinação da qualidade do concreto, possibilitando o entendimento quanto aos processos de adensamento e cura, assim como sua correta execução. Por isso houve a correlação entre os dois. Nota-se que os valores encontrados nos ensaios de absorção de água e índice de vazios estão condizentes com a velocidade média de 3676 m/s da onda propagada no bloco, compatível com um concreto pouco poroso.

A Tabela 6 mostra a relação entre a velocidade da onda e a qualidade do concreto proposta por [30]. Como o valor de velocidade de propagação da onda encontrado, 3676m/s, está compreendido no intervalo de $3500 < V < 4500$, o concreto é classificado como “Bom”.

Tabela 6: Relação das ondas sonoras com a qualidade do concreto

Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Bom
$3000 < V < 3500$	Aceitável
$2000 < V < 3000$	Ruim
$V < 2000$	Muito ruim

Fonte: Modificado [30]

5.3. Resistência à compressão dos CPs e esclerometria

Observa-se através da Figura 5 que a média dos CPs moldados foi maior que a resistência média obtida no ensaio de esclerometria. A porcentagem entre a média destas resistências é de 54,96%, sendo o valor da resistência do último mais próximo da resistência dos testemunhos, numa razão de 73,98%.

A média dos índices de reflexão pode ser relacionada com a qualidade e homogeneidade do concreto a partir dos coeficientes de variação. Na amostra ensaiada, os coeficientes de variação obtidos através da razão entre o desvio padrão e a média dos valores de cada malha foram de 4,88 a 5,50%. Esse resultado indica que o concreto analisado é homogêneo e de boa qualidade, visto que o intervalo encontrado para os referidos coeficientes encontra-se entre os limites fixados por [31] (entre 2% e 15%) para classificar o concreto com tais qualidades.

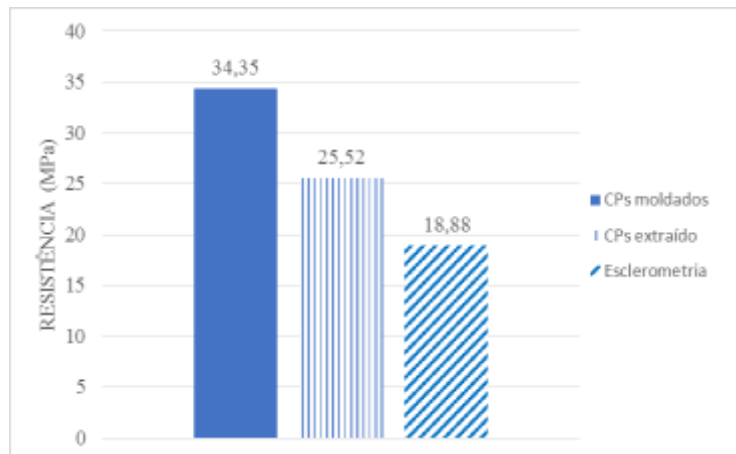


Figura 5: Gráfico comparativo entre resistência à compressão dos CPs moldados e a resistência obtida através do ensaio de esclerometria realizada no bloco.

6. CONCLUSÕES

Diante do estudo realizado com o concreto cuja resistência de projeto é de 20MPa, obteve-se as seguintes conclusões:

- Os ensaios realizados no concreto possibilitaram se identificar as diferenças entre os valores de resistência à compressão encontrados, assim como, se obter informações a respeito da qualidade do concreto em estudo;
- Os resultados obtidos com o ensaio de compressão axial de CPs moldados e extraídos apresentaram uma discrepância de 25,71%, mostrando que os CPs moldados tiveram resistência média maior que os extraídos. Tal resultado é comprovado ao ser comparado com o índice de vazios dos CPs; aquele moldado obteve menor índice que o extraído, portanto, há uma tendência a possuir menores zonas de fragilidade, apresentando assim maiores resistências à compressão;
- Por ser um ensaio de dureza superficial, logo é relacionado ao estado da superfície do concreto a ser ensaiado, houve uma diferença de resistência entre os CPs moldados e a esclerometria de 45,04% e entre os CPs extraídos e esclerometria de 26,01%. Portanto, em ambos os casos a resistência encontrada no ensaio de esclerometria foi menor que àquelas dos CPs;
- O resultado do ensaio de ultrassom se aproximou mais dos testemunhos, 6,15% maior. Em relação ao de esclerometria e CPs moldados foi 43,48% maior que o primeiro e 22,04% menor que o segundo;
- O ensaio de ultrassom mostrou que o concreto é de boa qualidade, comprovando a tendência de concretos com menor relação água/cimento apresentarem qualidade. Tanto a qualidade do concreto quanto a propagação de ondas neste puderam ser comprovadas com os ensaios de absorção de água e índice de vazios que indicaram não serem concretos tão porosos;
- O ensaio de esclerometria indicou, através dos seus coeficientes de variação de 4,88 a 5,50%, um concreto homogêneo e de boa qualidade;
- Houve coerência entre os ensaios de esclerometria e ultrassom no que se diz respeito à qualidade do concreto, o primeiro confirmou a conclusão obtida pelo segundo ensaio, o concreto é de boa qualidade;
- Dentre os ensaios analisados, o que mais se aproximou da resistência real da estrutura (bloco) foi de ultrassom. A pequena diferença entre este ensaio e o de extração de testemunho pode ser devido ao efeito do broqueamento, criando microfissuras que deixam o concreto mais frágil. O valor do ensaio de esclerometria divergiu muito em razão de ser um ensaio bastante superficial e depender de diversos fatores;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- Por fim conclui-se que não foi possível elaborar equações de correlação para dos resultados encontrados nos diferentes ensaios realizados no concreto devido à divergência entre os valores de resistência obtidos e ao tamanho do espaço amostral em análise.

7. REFERÊNCIAS

- [1] GIAMUSSO, S. E. *Manual do Concreto*. São Paulo: Pini, 1992. 162p.
- [2] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2008. 674p.
- [3] NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. São Paulo: Pini, 1997. 828p.
- [4] ALVES, J. D. *Manual de tecnologia do concreto*. 3. ed. rev. Goiânia: Ed. UFG, 1993. 194p.
- [5] PALACIOS, M.P.G. *Emprego de Ensaios Não Destrutivos e de Extração de Testemunhos na Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto*. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília (DF), 2012. 165p.
- [6] ANDRADE, J.J.O; TUTIKIAN, B.F. In: *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011. v. 1. 1712p.
- [7] SANTOS, L. *Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto*. Dissertação (Mestrado em estruturas), Departamento de Estruturas, Universidade de Brasília, Brasília (DF), 2006. 161p.
- [8] VILASBOAS, J. M. L. *Durabilidade das edificações de concreto armado em Salvador: uma contribuição para a implantação da NBR 6118:2003*. Dissertação de Mestrado Profissional em Gerenciamento e Tecnologia Ambiental no Processo Produtivo, Salvador (BA), 2004. 229p.
- [9] LEAL, A.C.F.S. *Investigação experimental do módulo de elasticidade nos concretos produzidos em Brasília*. 2012. 151f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília (DF), 2012. 151p.
- [10] GOMES, V. L. L. et al, "Influência do processo de cura em concreto convencional em seis idades." In: Congresso de Pesquisa e Inovação da Rede Norte e Nordeste de Educação Tecnológica, VII. Palmas, 2012. p.8.
- [11] FIGUEIREDO, E. P. In: *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2005. v.1. 787p.
- [12] ABNT NBR 5739, *Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007. 13p.
- [13] ABNT NBR 5738, *Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, 2015. 12p.
- [14] ASTM C42. "Standard Test Method For Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete". USA: American Society for Testing and Materials, 1991. 6p.
- [15] MOTA, R. O.; JUNIOR, P. F.; SOUZA, R. A. "Avaliação da resistência à compressão do concreto através da velocidade de propagação da onda ultra-sônica". UEG. Goiás,(s.d.). 6p.
- [16] EVANGELISTA, Ana C. J. *Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos*. Tese (Doutorado em Ciências na Construção Civil) Coordenação de Programa de Pós-Graduação em Engenharia-COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002. 219p.
- [17] PLANES, T.; LAROSE, E. "A review of ultrasonic Coda Wave Interferometry in concrete". *Cemend and Concrete Research*, Vol. 53. 2013. pp. 248 – 255.
- [18] BREYSSE. D. "Nondestructive evaluation of concrete strenght: Na historical reviw and a new perspective by combinig NDT methods." *Construction and Building Materials*. Vol. 33. 2012. pp. 139 – 163.
- [19] MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. *Hormigón armado*. 15ª ed., Barcelona: GG, 2011. 629p.
- [20] BENOIS, A.; GRINI, A. "Estimation of concrete's porosity by ultrasounds". *Physics Procedia*, Vol. 21. 2011. pp. 53 – 58.
- [21] NEVILLE, A.M.; BROOKS, J.J. *Tecnologia no concreto*. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. 452p.
- [22] SAHUINCO, M.H.C. *Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto*. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2011. 170p.
- [23] ABNT NBR 7680, *Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2015. 27p.
- [24] ABNT NBR 9778, *Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por imersão – Índice de vazios e massa específica*. Rio de Janeiro, 2009.4p.
- [25] ABNT NBR 8802, *Concreto Endurecido – Determinação da velocidade de Propagação de Onda Ultra-S*. Rio de Janeiro, 2013. 8p.
- [26] BARLUENGA, G.; HERNÁNDEZ-OLIVARES, F. "Self-levelling cement mortar containing grounded slate from quarrying waste." *Construction and Building Materials*, Vol. 24. 2010. pp. 1601 – 1602.
- [27] CÁNOVAS, M. F. *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo: Pini, 1988. 522p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [28] ABNT NBR 7584, *Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão*. Rio de Janeiro, 2012. 10p.
- [29] BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G.; GRANTHAM, M. G. *Testing of concrete in structures*. 4 ed. New York: Champan e Hall, 2006. 310p.
- [30] QASRAWI, H. Y. “Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted.” *Cement and Concrete Research*, Vol. 30. 2000. pp. 739 – 746.
- [31] BRITISH STANDARD. BS 1881: Part 202. *Testing concrete: Recommendations for surfasse hardness testing by rebound hammer*. London: British Standards Institution, 1986. 8p.



ESTUDO DA CONTRIBUIÇÃO DA ADIÇÃO DE SERRAGEM DE *CEDRELA ODORATA* NAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO CONCRETO

A. D. FONTENELE

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
afontenele38@gmail.com

E. F. M. JÚNIOR

Acadêmico em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
elias_mutantebc@hotmail.com

A. G. DIOGENES

Professora Mestre
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
aldeciragd@yahoo.com.br

A. S. MOURÃO

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
andrezzasmourao@gmail.com

L. C. A. MAGALHÃES

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
livia9774@gmail.com

C. M. M. PASCHOAL

Professora Doutora
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
cinthiam.paschoal@gmail.com

RESUMO

O presente estudo destaca a incorporação do pó do Cedro (*Cedrela odorata*) no concreto visando aumentar a durabilidade das estruturas através da ação do preenchimento dos poros, além de ajudar na destinação adequada deste resíduo da indústria madeireira. Para isso, foram confeccionadas três séries de concreto: com adição de 3%, 5% e 10% da serragem, os quais foram comparados com concretos referenciais de pesquisas anteriores. Foram escolhidos diferentes percentuais do material a fim de analisar qual a quantidade mais adequada para beneficiar as propriedades do concreto e assim melhorar sua vida útil. O ensaio de resistividade elétrica foi realizado pelo método de Wenner também conhecido como método dos quatro eletrodos (ASTM G57, 2012)[1], nas idades de 7 e 91 dias. Os demais ensaios realizados seguiram suas respectivas normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas, foram eles: compressão axial (NBR 5739 (ABNT, 2010))[2], velocidade de propagação da onda ultrassônica (NBR 8802 (ABNT, 2013))[3], absorção de água por imersão (NBR 9778 (ABNT, 2005))[4]. Esses ensaios foram realizados nas idades de 7, 28 e 91 dias. Também foi avaliada a perda ao fogo (NBR NM 18 (ABNT, 2012))[5] do pó do Cedro e do pó dos concretos com as diferentes adições. Os resultados mostraram que a incorporação da serragem de *Cedrela odorata* influencia positivamente nas propriedades físicas e mecânicas do concreto no estado endurecido. Dentre as porcentagens, destaca-se a de 5% que apresentou os maiores valores de resistividade elétrica e resistência à compressão e menores percentuais de absorção de água e perda ao fogo. Isso mostra que o concreto com uma adição adequada desse pó além de suportar maiores esforços, dificulta a presença de água, meio pelo qual agentes agressivos penetram no interior do concreto. Dessa forma, a utilização desta adição no concreto pode favorecer a durabilidade das estruturas.
Palavras-chave: concreto, durabilidade, pó de Cedro.

ABSTRACT

The present study highlights the powder incorporation of Cedar (*Cedrela odorata*) in the concrete in order to increase the durability of the structures through the action of the filling in the pores, as well as help in the proper disposal of this waste from the timber industry. For this purpose, were made three series of concrete: with addition of 3%, 5% and 10% of sawdust, which were compared to concretes referenciais from previous searches. Different percentages of the material were chosen in order to analyze how much better suited to benefit from the properties of concrete and improve your life. The electrical resistivity test was conducted by the Wenner method also known as the four electrodes method (ASTM G57, 2012)[1], in the ages of 7 and 91 days. Other tests followed their respective technical standards Brazilian Association of technical standards: axial compression (NBR 5739 (ABNT, 2010))[2], speed of propagation of ultrasonic wave (NBR 8802 (ABNT, 2013))[3], water absorption by immersion (NBR 9778 (ABNT, 2005))[4]. These trials were conducted in the ages of 7, 28 and 91 days. It was also evaluated the loss to fire (NBR NM 18 (ABNT, 2012))[5] Cedar powder and powder of concretes with different additions. The results showed that the incorporation of sawdust of *Cedrela odorata* influences positively on the physical and mechanical properties of concrete in the hardened State.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Among the percentages, of 5% that presented the highest values of electrical resistivity and resistance to compression and smaller percentages of water absorption and loss to fire. This shows that the concrete with a proper addition of this powder in addition to support greater efforts, makes the presence of water, means by which aggressive agents penetrate inside the concrete. In this way, the use of this addition in concrete can promote the durability of structures.

Key words: concrete, durability, powder of Cedar.

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento e o aperfeiçoamento de técnicas de construção, ao longo dos anos, contribuíram positivamente para a evolução da Engenharia Civil. Dentre os avanços desta área destaca-se a introdução do concreto, material que promoveu uma grande melhoria nas obras devido a sua durabilidade, resistência, facilidade de produção, entre outras vantagens, tornando seu uso indispensável no ramo da construção civil. Porém, embora o concreto apresente muitos pontos positivos, sua vida útil é comprometida por fatores que estão associados ao seu desgaste natural e as limitações de suas propriedades físicas e mecânicas.

O aparecimento de problemas em estruturas de concreto está intensamente ligado a características como: permeabilidade, propriedade que o concreto apresenta em se deixar penetrar por substâncias como água, íons de cloreto e CO₂, e resistência mecânica, capacidade do concreto em suportar esforços externos. Concretos com grandes índices de vazios apresentam consequentemente maior permeabilidade, o que irá comprometer sua durabilidade, principalmente em estruturas de concreto armado. Por outro lado, concretos com baixos valores de resistência mecânica terão facilidade em apresentar deformações plásticas. Segundo estudos de Menossi (2004) [6] e Fernandez (2008) [7] materiais finos colaboram em uma melhor aglomeração das partículas do concreto, servindo como aliada na coesão da mistura e na diminuição dos poros, o que consequentemente poderá evitar o aparecimento de manifestações patológicas nas estruturas.

Neste trabalho, foi utilizado o pó de *Cedrela odorata*, resíduo das indústrias madeireiras encontrado em quantidades significativas na região norte do Ceará, como uma adição na fabricação do concreto. Sabe-se que pó de serragem está entre os subprodutos gerados por esta indústria e não possui uma destinação adequada, pois, apresenta um baixo valor comercial, e devido a isso, muitas madeireiras despejam este resíduo em aterros, como forma de descarte. Desta forma, sua utilização na confecção de concretos torna-se uma alternativa viável, tanto do ponto de vista técnico como ambiental.

Segundo Rizzini (1978) [8], a *Cedrela odorata* tem sua distribuição em matas de terra firme, que vão do norte do México até o Brasil. A espécie é explorada comercialmente como madeira e difundida no mercado nacional e internacional. No Brasil ocorre na Floresta Atlântica, na Amazônia e mesmo na Caatinga. Já de acordo com Lorenzi (2002) [9]:

[...] esta madeira é uma das melhores do país, com ótima utilização para laminados, móveis, lambris, compensados e para tabuado em geral. É explorada comercialmente, por sua madeira possuir boa resistência mecânica e ser moderadamente resistente ao ataque de pragas, [...].

É de conhecimento que a madeira pode reter água em seu interior, sendo, portanto um material higroscópico, desta forma pode servir como uma aliada na diminuição da permeabilidade do concreto. Arruda *et al.* (2012) [10] e Garcez *et al.* (2013) [11] falam sobre a substituição do agregado miúdo (areia), pelo pó de madeira no preparo do concreto. Porém, estas análises não apresentaram bons resultados no que diz respeito à resistência mecânica do material. Segundo Garcez *et al.* quanto maior o percentual de serragem em substituição a areia, menor o limite de resistência do concreto, tanto no ensaio de compressão axial quanto na tração por compressão diametral. Diante dos resultados já encontrados, a incorporação do pó da madeira *Cedrela odorata* pode ser tornar mais vantajosa como adição ao concreto.

O estudo do efeito da adição do pó da *Cedrela odorata* nos concretos foi realizado através dos seguintes ensaios: compressão axial (NBR 5739 (ABNT, 2010)), velocidade de propagação da onda ultrassônica (NBR 8802 (ABNT, 2007)), absorção de água por imersão (NBR 9778 (ABNT, 2005)), resistividade elétrica (ASTM G57, 2012) e perda ao fogo (NBR NM 18 (ABNT, 2012)). Os dados obtidos pelos experimentos foram comparados com o concreto referencial (CREF), com a finalidade de avaliar as vantagens desta adição.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a elaboração deste trabalho foi adotado um programa experimental contendo diferentes ensaios buscando comparar as características físicas e mecânicas dos concretos com adição do pó de *Cedrela odorata* (CCED) e sem adição, os referenciais (CREF).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção do Centro de Ciências Exatas e Tecnologias, CCET, da Universidade Estadual Vale do Acaraú, UVA, situada na cidade de Sobral-CE.

2.1 Caracterização dos materiais

2.1.1 Cimento

Para o presente trabalho o cimento utilizado foi o CP II Z 32 RS (CP - Cimento Portland; II - Composto; Classe 32- Resistência de 32 MPa; RS - Resistência a Sulfatos), um dos mais utilizados na região Norte do Ceará. Algumas especificações do fabricante estão contidas nas Tabelas 1 e 2:

Tabela 1 - Teor de cada composto do CP II Z 32 RS utilizado (Fonte: Fabricante, 2015).

Teor de composto, %, CP II Z 32 RS								
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CaSO ₄	CaO liv	MgO	Perda ao fogo
Valor médio	42	58	6	18	3,9	0,8	4	1,9

Tabela 2 - Características do CP II Z 32 RS utilizado (Fonte: Fabricante, 2015).

Características			
ITEM	RESULTADO	ITEM	RESULTADO
Perda ao fogo – PF	5,66%	Óxido de Cálcio	1,45%
Óxido de Magnésio – MgO	3,04%	Área específica (Blaine)	4587 cm ² /g
Anidrido Sulfúrico - SO ₃	2,90%	Massa específica	3,015 g/cm ³
Resíduo Insolúvel – RI	12,00%	Expansibilidade de Le Chatelier -	0,2 mm
Equivalente Alcalino em Na ₂ O	1,05%	Livre – CaO	-

2.1.2 Agregados

O agregado graúdo utilizado foi o de origem basáltica (encontrado em todo Brasil), que apresenta massa específica igual a 2,71 g/cm³ e tem absorção de 0,61%, tendo sua classificação quanto ao diâmetro máximo de 9,5 mm. Já o agregado miúdo utilizado apresentou módulo de finura de 2,67 estando inserido na faixa de zona ótima de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 – Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo. (Fonte: NBR 7211 (ABNT, 2005)).

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa retida acumulada			
	Limites inferiores		Limites superiores	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona utilizável	Zona ótima
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
600 µm	15	35	55	70
300 µm	50	65	85	95
150 µm	85	90	95	100

NOTA 1 O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90.

NOTA 2 O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20.

NOTA 3 O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.

A Figura 1 descreve a curva granulométrica do agregado graúdo (a) e miúdo (b).

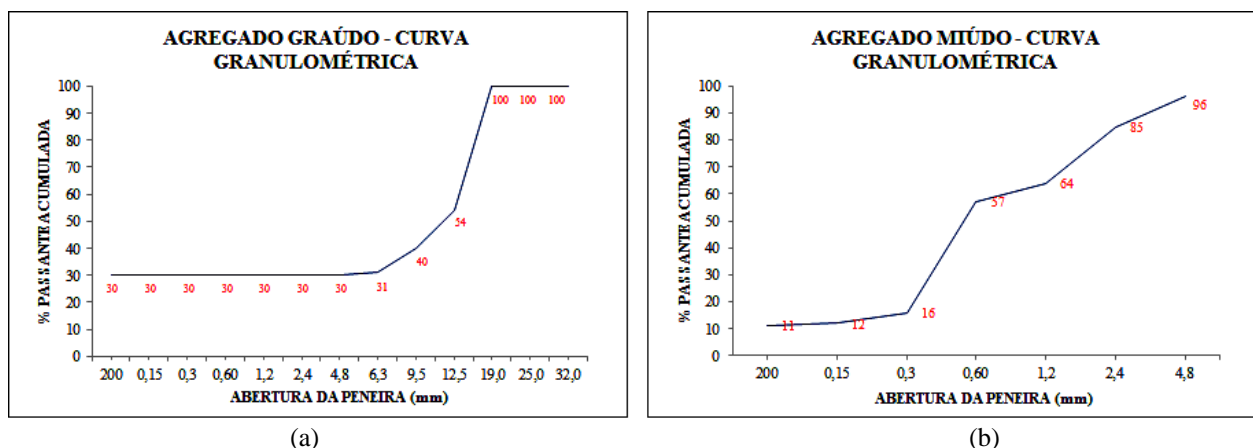


Figura 1: Curva granulométrica (a) do agregado graúdo; e (b) do agregado miúdo. (Fonte: Própria, 2016.)

2.1.3 Água

Para confecção do concreto foi utilizada a água da rede pública de abastecimento da cidade de Sobral.

2.1.4 Aditivo Plastificante

Foi utilizado um aditivo superplastificante líquido Sika ViscoCrete 6500, de pega normal de terceira geração, compatível com a maioria dos cimentos. Com densidade de 1,09 g/cm³, adicionado em 0,6% em relação ao peso do aglomerante.

2.1.5 Pó de *Cedrela odorata*

O pó de *Cedrela odorata*, por ser um material caracterizado como fino, pode auxiliar na diminuição dos poros do concreto, meio pelo qual agentes agressivos penetram nas estruturas, danificando-as. Além disso, por ser um excelente absorvedor de água, sua presença no concreto poderá diminuir a permeabilidade deste material e conseqüentemente auxiliar na sua durabilidade e evitar o aparecimento de manifestações patológicas em edificações que façam seu uso.

O pó de *Cedrela odorata* foi proveniente de madeiras localizadas na região da Serra Ibiapaba-Ceará, as quais apresentavam uma considerável quantidade da serragem. O pó foi passante pela peneira #16 ABNT de 1,20 mm (Figura2).



Figura 2: Amostra do pó de *Cedrela odorata* passante na peneira #16 ABNT (Fonte: Própria, 2015.)

2.2 Traços

Para analisar as propriedades do concreto foi adotado o traço referencial apresentado na Tabela 4, tendo como base pesquisas realizadas anteriormente.

Tabela 4 - Traço referencial. (Fonte: Própria, 2015.)

	Cimento	Areia	Brita	Água	Aditivo
Traço 0%	1	1,023	1,93	0,006	0,5

As misturas empregadas continham uma adição de 3%, 5% e 10% de serragem de *Cedrela odorata* em relação à massa do cimento, a fim de verificar a melhor proporção do material. A Tabela 5 a seguir mostra a quantidade em massa dos componentes para cada traço.

Tabela 5 - Quantidade dos componentes do concreto, em massa, para cada traço. (Fonte: Própria, 2015.)

	Traço 1	Traço 2	Traço 3
Cimento	764 kg/m ³	764 kg/m ³	764 kg/m ³
Areia	782 kg/m ³	782 kg/m ³	782 kg/m ³
Brita	1475 kg/m ³	1475 kg/m ³	1475 kg/m ³
Água	382 kg/m ³	382 kg/m ³	382 kg/m ³
Aditivo	0,6%*	0,6%*	0,6%*
Serragem	3%*	5%*	10%*

* Percentual em relação à quantidade de cimento

2.3 Moldagem dos corpos de prova

Foram confeccionados trinta corpos de prova cilíndricos de 10x20cm, sendo dez para cada porcentagem de adição e três prismáticos de 10x10x17cm para os ensaios de resistividade elétrica (Figura 3(a)). Logo após a produção dos concretos foi feito o ensaio de consistência do concreto, *slump test*, normalizado pela NBR NM 67 (ABNT, 1998) [12], o momento do teste para a mistura com adição de 10% do pó de *Cedrela odorata* pode ser visto na Figura 3(b). A confecção de todos os corpos de prova seguiram as recomendações da ABNT NBR 5738:2003 [13], estes foram adensados manualmente com haste de aço conforme indicado na mesma norma. Após as primeiras 24h, os corpos de prova foram desmoldados, devidamente identificados quanto à porcentagem recebida de serragem (Figura 3(c)), e submetidos à cura úmida, sendo mantidos submersos em solução saturada de hidróxido de sódio até o momento dos ensaios nas idades de 7, 28 e 91 dias.



Figura 3: (a) Corpos de prova cilíndricos e prismáticos adensados manualmente; (b) Ensaio de consistência do concreto; e (c) Corpos de prova cilíndricos e prismáticos desmoldados e identificados de acordo com a porcentagem da adição. (Fonte: Própria, 2015.)

2.4 Ensaios realizados

2.4.1 Ensaio de resistência à compressão axial

A resistência à compressão axial é considerada uma das principais características do concreto no estado endurecido, servindo como referência no dimensionamento de estruturas de concreto armado.

Para este ensaio, no presente trabalho, dois corpos de prova de cada traço foram submetidos a ensaios de resistência à compressão axial com idades de 7, 28 e 91 dias. Os ensaios foram realizados segundo a norma ABNT NBR 5739:2007, utilizando neoprene para regularizar os corpos de provas e uma prensa analógica com acionamento manual para aplicação das tensões (Figura 4).



Figura 4: Momento do ensaio de compressão axial dos corpos de prova com diferentes adições. (Fonte: Própria, 2015.)

2.4.2 Ensaio da velocidade do pulso ultrassônico

Com a finalidade de verificar a homogeneidade do concreto e, conseqüentemente, a quantidade de poros e a qualidade do concreto, é utilizado o ensaio da velocidade do pulso ultrassônico com transmissão direta de onda.

Para a realização teste ensaio, foi utilizado um aparelho denominado Ultrassom, da marca Proceid, modelo Tico, com transdutores de 54 kHz. Nas faces planas dos corpos de prova foram colocados os transdutores com vaselina sólida, a fim de garantir o contato na interface sem a presença de ar. O momento do ensaio pode ser visto na Figura 5.



Figura 5: Realização do ensaio de ultrassom. (Fonte: Própria, 2015.)

Foi registrado o tempo de propagação da onda em μs , a partir do qual se calculou a velocidade de propagação através da fórmula:

$$V = L/t \quad (\text{Equação 1})$$

onde:

V: velocidade de propagação do pulso ultrassônico em m/s;

L: distância entre os transdutores ultrassônicos;

t: tempo de percurso do pulso em μs .

2.4.3 Ensaio de absorção de água por imersão

O ensaio de absorção de água por imersão é normatizado pela ABNT NBR 9778:2005 e tem como objetivo determinar a absorção de água em concretos. A entrada de água no concreto após a confecção é indesejada, já que esta é um dos principais agentes patológicos em estruturas de concreto armado.

Para a realização deste ensaio foram colocados três corpos de prova de cada mistura na estufa a uma temperatura de 110°C por 72h (Figura 6(a)). Após este período, foram pesados e imersos em água à temperatura ambiente durante mais 72h (Figura 6(b)). Posteriormente, permaneceram em um recipiente, onde a temperatura da água foi elevada gradativamente até atingir o ponto de ebulição, sendo mantido por um período de 5h, durante o qual, o volume de água foi conservado praticamente constante (Figura 6(c)). E, logo depois do seu resfriamento, eles foram novamente pesados (Figura 6(d)). A Figura 6 apresenta os procedimentos deste ensaio.

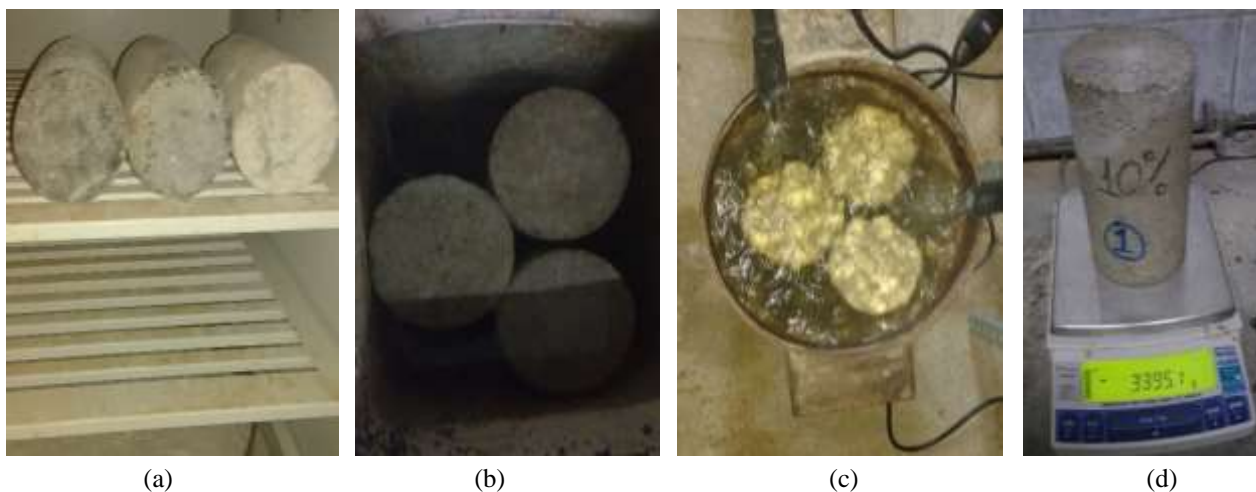


Figura 6: Procedimentos do ensaio de absorção de água por imersão. (Fonte: Própria, 2015.)

Foram registradas as pesagens dos corpos de prova secos em estufa e após a imersão e fervura, logo depois se calculou o índice de absorção através da equação abaixo:

$$A = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \times 100\% \quad (\text{Equação 2})$$

onde:

A: absorção de água (porcentagem);

M_{sat} : massa da amostra saturada em água após imersão e fervura;

M_s : massa da amostra seca em estufa.

2.4.4 Ensaio de resistividade elétrica

Para um maior entendimento de como diferentes adições no concreto podem auxiliar na diminuição de poros é utilizado o ensaio de resistividade elétrica, pois esta está relacionada aos principais estágios da vida útil de uma estrutura, principalmente as de concreto armado. Uma vez que a resistividade elétrica indica como se encontram os processos corrosivos, para valores baixos de resistividade o concreto apresenta fácil mobilidade iônica e conseqüentemente maior chance à corrosão, já para valores altos de resistividade elétrica o concreto mostra-se com baixa mobilidade iônica e menor probabilidade de ocorrência da corrosão.

O estudo da resistividade elétrica do concreto foi realizado através do método de quatro eletrodos (ASTM G57, 2012), adaptado do solo para o concreto. Utilizou-se o equipamento RESIPOD, fabricado pela PROCEQ S.A [14], cujo modelo apresenta espaçamento 50 mm entre as quatro sondas. Este aparelho é de fácil manuseio e pode ser utilizado para medições *in loco*. Segundo o fabricante, para seu princípio de medição: “É aplicada uma corrente as duas sondas nas extremidades e a diferença potencial é medida entre as duas sondas internas. A corrente é carregada por íons no líquido do poro da estrutura”.

Para iniciar as medições foi preciso fazer a calibragem do equipamento mergulhando os eletrodos em água, por várias vezes, a fim de obter uma aderência melhor com o concreto (Figura 7(a)). Ao posicionar o aparelho sob o CP, as sondas se ajustam à superfície do concreto e o resultado da resistividade é mostrado no visor do equipamento (Figura 7(b)). O

aparelho utiliza uma frequência de 40 Hz e opera com uma corrente nominal de 200µA que varia a depender dos valores de resistividade obtidos. As idades utilizadas neste ensaio foram 7 e 91 dias.

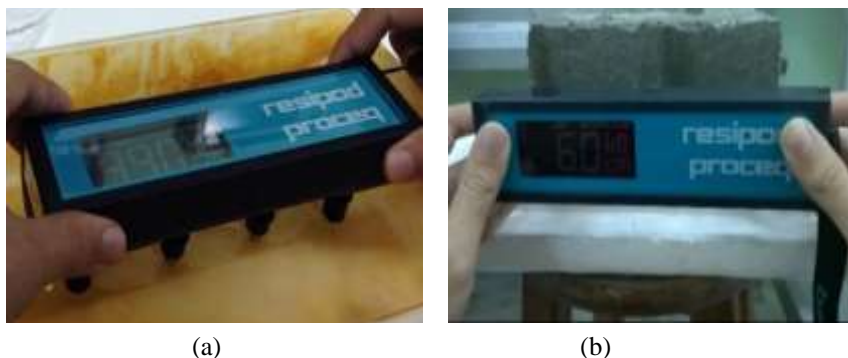


Figura 7: (a) Calibragem do equipamento; (b) Momento da medição da resistividade elétrica. (Fonte: Própria, 2015.)

O equipamento utiliza a Equação (3) para obter a resistividade elétrica:

$$\text{Resistividade } (\rho) = 2\pi a \frac{V}{I} \quad (\text{Equação 3})$$

onde: **a** é a distância entre as sondas; **V** é o potencial medido; e **I** é a corrente aplicada.

2.4.5 Ensaio de determinação de perda ao fogo

Após os ensaios de resistência à compressão aos 28 dias, foram coletados fragmentos de cada série de concreto, que secaram ao ar durante 7 dias, antes de serem pulverizados em um almofariz. As amostras de cada série e o pó de *Cedrela odorata* foram devidamente identificadas e guardadas. As amostras foram pesadas em cadinhos de porcelana previamente tarados, 1,000 g ± 0,0001g de cada amostra (Figura 8), os quais foram submetidos a uma temperatura de aproximadamente 920°C durante 50 minutos, obedecendo a ABNT NBR NM 18:2012. Após este período foram colocados em um dessecador até que esfriassem o suficiente para a nova pesagem.



Figura 8: À esquerda amostras do pó de *Cedrela odorata*; à direita fragmentos de cada série de concreto. (Fonte: Própria, 2015).

A determinação da perda ao fogo se dá pela fórmula:

$$PF = \frac{M_1 - M_2}{M} \times 100 \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

PF: percentual de perda ao fogo;

M₁: massa do conjunto cadinho + amostra antes de calcinar;

M₂: massa do conjunto cadinho + amostra depois de calcinar;

m: massa da amostra inicial;

Os testes foram realizados em triplicata para garantir a confiabilidade dos dados obtidos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência à compressão axial

No ensaio de resistência à compressão axial, o concreto referencial (CREF) apresentou resistência maior que os concretos com adição de 3% e 10% do pó de *Cedrela odorata* (CCED 3% e CCED 10%). Já o concreto com adição de 5% do pó de *Cedrela odorata* (CCED 5%) mostrou resistência à compressão axial maior que o CREF desde as primeiras idades. Foi notado que a partir dos 28 dias os concretos com adições passaram a apresentar resistência praticamente constante, e que o CCED 10% na idade de 91 dias diminuiu sua resistência, provavelmente em decorrência de apresentar a maior porcentagem de material orgânico.

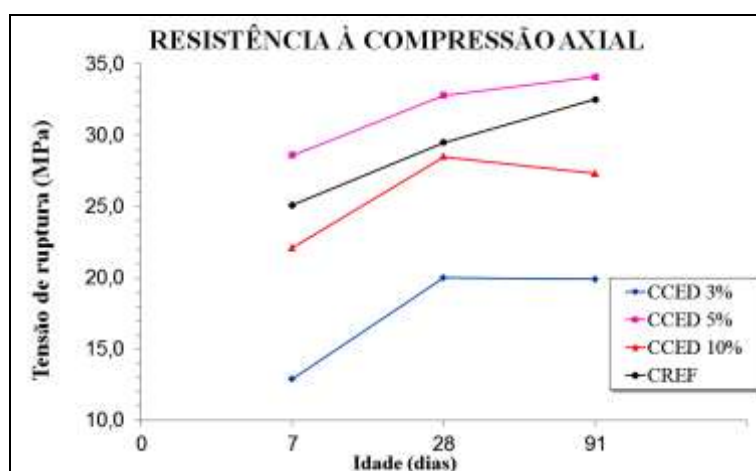


Figura 9: Resistência à compressão dos Concretos Referencial (CREF) e com diferentes percentuais de pó de *Cedrela odorata* (CCED 3%, CCED 5% e CCED 10%). (Fonte: Própria, 2016.)

O CCED 3% apresentou, em todas as idades, ruptura apenas nas bordas inferiores e superiores, diferente dos corpos de provas com as demais porcentagens da serragem, o que vem a justificar seus baixos valores de resistência à compressão axial. Já os CCED 5% e CCED 10% apresentaram ruptura em forma de cone, conforme pode ser visto na Figura 10.

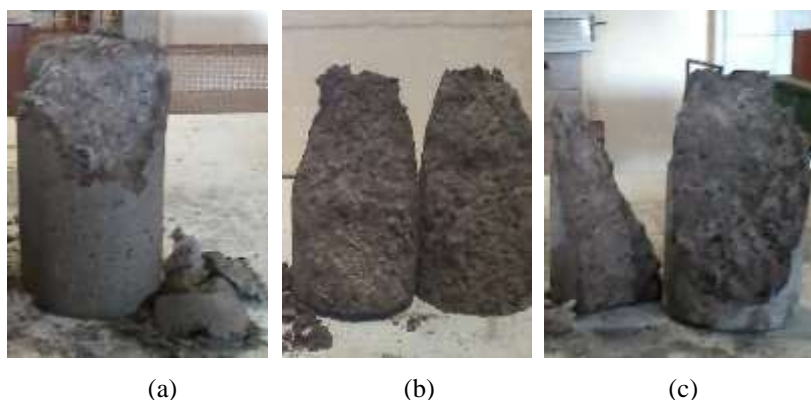


Figura 10: (a) CCED 3%; (b) CCED 5%; (c) CCED 10% ; após o ensaio de resistência à compressão axial na idade de 28 dias. (Fonte: Própria, 2015.)

3.2 Velocidade do pulso ultrassônico

Segundo Lorensi (2000) [15], a velocidade de propagação de uma onda longitudinal ultrassônica num concreto íntegro é sempre superior a 2,5 Km/s, o que se pode confirmar na Tabela 5. Dessa forma todos os concretos analisados neste trabalho são ótima qualidade, uma vez que deste a idade de 7 dias apresentaram velocidade do pulso ultrassônico maiores que 3,3 Km/s. A velocidade da onda ultrassônica no CREF foi superior a dos demais concretos em todas as

idades analisadas. Já com relação aos CCED's o CCED 5% foi o que apresentou maiores velocidades e que mais se aproximou dos valores do CREF. O gráfico da Figura 11 mostra o comportamento da velocidade do pulso ultrassônico com o tempo.

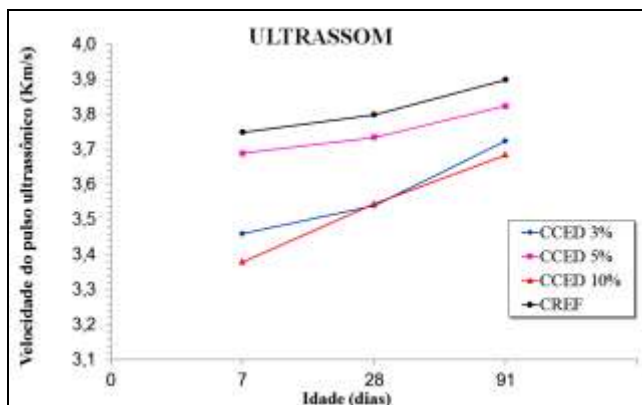


Figura 11: Medida da velocidade do pulso ultrassônico dos Concretos Referencial (CREF) e com diferentes percentuais de pó de *Cedrela odorata* (CCED 3%, CCED 5% e CCED 10%). (Fonte: Própria, 2016.)

Tabela 6 – Classificação do concreto em função da velocidade do pulso ultrassônico. (Fonte: Cánovas, 1998, adaptada.)

Velocidade da onda ultrassônica (Km/s)	Qualidade do concreto
$V > 4,5$	Exelente
$3,5 < V < 4,5$	Ótimo
$3,0 < V < 3,5$	Bom
$2,0 < V < 3,0$	Regular
$V < 2,0$	Ruim

3.3 Absorção de água por imersão

No ensaio de absorção de água por imersão nas primeiras idades, 7 e 28 dias, todos os concretos com a adição do pó de *Cedrela odorata* apresentaram menor absorção do que o CREF. Aos 91 dias, o percentual de absorção do CCED 3% se mostrou maior que o percentual absorvido pelo concreto referencial, enquanto os CCED 5% e CCED 10% continuaram com índices abaixo do CREF. Comparando o intervalo entre 28 e 91 dias é possível observar que CCED 3% e CCED 5% ficam praticamente constantes, já o CCED 10% apresentou um pequeno aumento em seu percentual de absorção. Dentre os CCED's, o CCED 5% apresentou a melhor redução na absorvidade, mostrando a dificuldade que a água e outras substâncias encontram ao penetrar neste meio, o que vem a favorecer a durabilidade de estruturas de concreto.

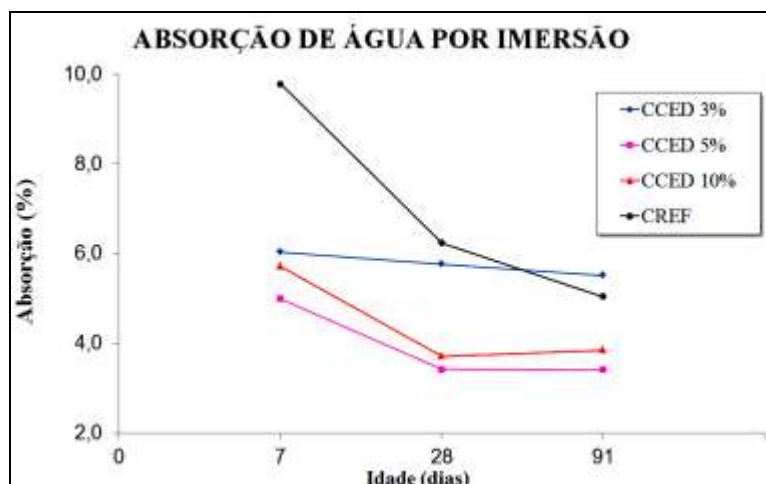


Figura 12: Resultados de absorção de água por imersão dos Concretos Referencial (CREF) e com diferentes percentuais de pó de *Cedrela odorata* (CCED 3%, CCED 5% e CCED 10%). (Fonte: Própria, 2016.)

3.4 Resistividade Elétrica

Os ensaios de resistividade elétrica feitos nos concretos com as diferentes adições (CCED 3%, CCED 5% e CCED 10%), estão apresentados na Figura 13.

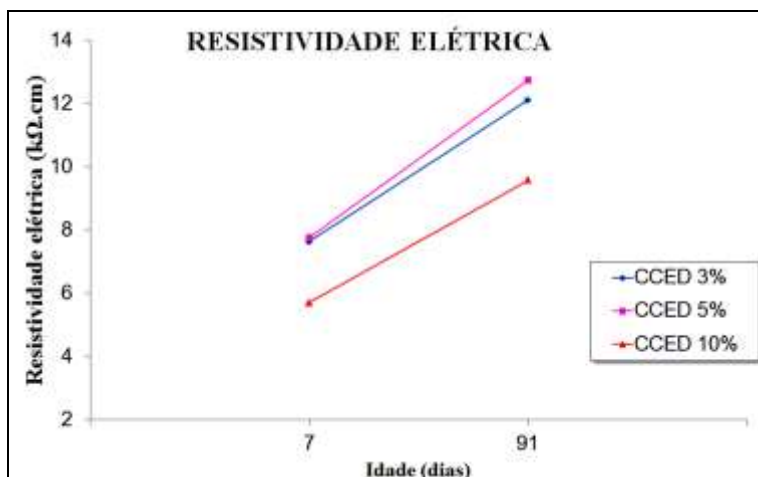


Figura 13: Resistividade elétrica dos Concretos Referencial (CREF) e com diferentes percentuais de pó de *Cedrela odorata* (CCED 3%, CCED 5% e CCED 10%). (Fonte: Própria, 2016.)

A partir da análise dos dados é possível observar que a resistividade elétrica cresce com o tempo. Observou-se também que o CCED 5% apresenta os melhores resultados ao ser comparado com os CPs dos demais percentuais da adição. Isto significa que uma quantidade adequada da adição de pó de *Cedrela odorata* pode trazer melhorias para o concreto, no que diz respeito à diminuição dos poros e qualidade do concreto.

A Tabela 7 apresenta a classificação da resistividade elétrica do concreto estabelecido pelo Comitê Euro-International du Beton (CEB 192, 1988). Enquadrando os resultados encontrados neste estudo com os dados desta tabela pode-se ver que na primeira idade, 7 dias, todos os CCED's apresentavam alta probabilidade de corrosão, já aos 91 dias apenas o CCED 10% se encontrava nesta condição, enquanto os CCED 3% e CCED 5% passaram a ter baixa probabilidade à corrosão.

Tabela 7 - Critérios de avaliação da resistividade elétrica (Fonte: SMITH et al., 2004 apud HOPPE, 2005; adaptada).

Resistividade elétrica do concreto (kΩ.cm)	Indicação de probabilidade de corrosão
< 5	Muito Alta
5 a 10	Alta
10 a 20	Baixa
> 20	Desprezível

TND = teste não destrutivo

Obs.: Critério de avaliação em conformidade com o CEB 192 (1988)

Ao correlacionar os resultados do item 3.2 (Figura 11) com os deste item (Figura 13) são observados que em ambos os ensaios o CCED 5% é o que apresenta estado mais homogêneo, menos índices de poros. A comparação entre estes ensaios pode ser feita, uma vez que eles apresentam praticamente a mesma finalidade: analisar a qualidade do concreto com relação à quantidade de poros presentes neste material.

3.5 Perda ao fogo

A perda ao fogo determina o percentual da massa perdida quando submetido a altas temperaturas. O pó de *Cedrela odorata in natura* apresentou, em média, uma perda ao fogo de 79,61%, como era esperado, já que se trata de um composto orgânico, e como tal, se decompõe na forma de gás carbônico (CO₂) e vapor de água (H₂O). Já os resultados obtidos das amostras retiradas dos corpos de prova estão descritos na Tabela 8.

Tabela 8- Perda ao fogo dos Concretos Referencial (CREF) e com diferentes percentuais de pó de *Cedrela odorata* (CCED 3%, CCED 5% e CCED 10%). (Fonte: Própria, 2016.)

	CREF	CCED 3%	CCED 5%	CCED 10%
Perda ao fogo (%)	10,93	12,25	11,13	11,8



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Os dados mostram que o corpo de prova com adição de 5% de serragem de *Cedrela odorata* apresentou uma menor perda ao fogo, aproximando-se do referencial. Isso indica que, para este percentual, não houve um prejuízo significativo nas propriedades de resistência ao fogo. Esse dado está em conformidade com os resultados dos testes anteriores de que a série de CPs com 5% do pó de serragem foi a que apresentou melhores resultados, quando comparadas com a de 3% e 10%.

4. CONCLUSÃO

Através deste estudo pode-se observar que a adição em porcentagem adequada do pó de *Cedrela odorata* melhora as propriedades físicas e mecânicas do concreto. Os resultados dos ensaios nas diferentes idades mostraram que o concreto com adição de 5% do pó de *Cedrela odorata* apresentou melhor desempenho que os concretos com os demais percentuais da adição, uma vez que apresentou maiores valores de resistência à compressão axial, velocidade do pulso ultrassônico e resistividade elétrica, além de absorver menos água e ter menor perda ao fogo. Com relação ao concreto referencial, observou-se que o CCED 5% também obteve melhor desempenho por suportar maiores esforços e apresentar menor absorção de água. O fato de o CCED 5% ter adquirido menor permeabilidade o torna eficaz para garantir estruturas mais duráveis, já que a impermeabilidade está ligada a durabilidade das estruturas. Podemos considerar este estudo preliminar, tendo em vista que este material é orgânico, e, como continuidade, pretende-se prosseguir o acompanhamento em maiores idades e realizar estudos mais avançados, como ensaios de ciclagem acelerada.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro concedido na forma de bolsa de Iniciação Científica e ao Laboratório de Materiais de Construção da UVA pela infraestrutura disponível para realização dos ensaios.

6. REFERÊNCIAS

- [1] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G57-06(2012), “Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method.” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: “Concreto – Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos.” Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8802: “Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica” Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: “Argamassa e concreto endurecidos. Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.” Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 18: “Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo.” ABNT, 2012.
- [6] MENOSSI, R. T. “Utilização do pó de pedra basáltica em substituição à areia natural do concreto”. Dissertação da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP. Ilha Solteira, 2004.
- [7] FERNANDEZ, I. D. “Blocos e Paver – Produção e Controle de Qualidade”. Ribeirão Preto, 2008.
- [8] RIZZINI, C.T. “Plantas do Brasil - Árvores e madeiras úteis do Brasil - Manual de Dendrologia Brasileira.” São Paulo: Edgard Blücher, 1978. p.178- 179.
- [9] LORENZI, H. “Árvores brasileiras: manual de identificação e cultivo de plantas arbóreas do Brasil.” São Paulo: Nova Odessa, 2002. v.2. 368p.
- [10] ARRUDA, P.P; et al. “UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS DE MADEIRA COMO ELEMENTO CONSTRUTIVO”. XIV ENTAC - Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Juiz de Fora, 2012.
- [11] GARCEZ, M.R; et al. “Avaliação das propriedades físicas e mecânicas de concretos Pré-moldados com adição de serragem em substituição ao Agregado miúdo.” Ciência & Engenharia, v. 22, n. 2, p. 95–104, jul. – dez. 2013.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: “Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.”. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: “Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de corpos-de-prova.”. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [14] PROCEQ S.A Ltda- Suíça.2013. Disponível em: <http://www.proceq.com>. Acesso em: 20 de julho de 2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



- [15] LORENSI, A. “Aplicação de Testes Ultrassônicos para a Avaliação de Estruturas de Concreto Armado Utilizando Elementos de Inteligência Artificial.” Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. 2000.



**ESTUDO DA CORROSÃO NOS PILARES DA ESTRUTURA DE UM GALPÃO
LOCALIZADO EM RECIFE-PE.**

T. O. CHAVES

Engenheiro Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
r.alves104510@hotmail.com

J. L. M. RAMOS

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
j_114@hotmail.com

R. A. BERENGUER

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

F. L. CARNEIRO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
fabiocarneiro14@hotmail.com

E. C. NASCIMENTO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
elivelthoncarlos@yahoo.com.br

E. C. B. MONTEIRO

Dr^a. Professora
Universidade Católica de Pernambuco e
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

A presente pesquisa aborda a inspeção de um galpão situado no município de Recife no Estado de Pernambuco para averiguar o nível do comprometimento estrutural dos pilares desta edificação. O galpão utilizado como estudo de caso é uma estrutura apoticada pré-moldada de concreto armado, possui dois pavimentos com laje pré-moldada nervurada e fundação direta em sapatas isoladas. A Estrutura estuda para fins de classificação da agressividade do meio ambiente o galpão fica próximo ao mar. Na inspeção foram propostos três ensaios técnicos: O Ensaio de Esclerometria, o de Profundidade de Carbonatação e o de Potenciais de Corrosão. O ensaio realizado com o esclerômetro de reflexão, através da estimativa da resistência à compressão com a correlação do índice esclerométrico médio, indicou que os concretos dos pilares possuem uma resistência à compressão inferior que a exigida em norma. O ensaio de profundidade de carbonatação com aspersão do indicador fenolftaleína mostrou que a frente de carbonatação já havia atingido as armaduras dos pilares. No ensaio de Potenciais de Corrosão ficou constatado que em dois dos pilares do galpão já iniciaram o fenômeno de corrosão ativa das armaduras. Os resultados dos ensaios técnicos indicaram a necessidade da recuperação dos pilares da estrutura, portanto esta pesquisa possui recomendações para um correto reparo das peças comprometidas.

Palavras-chave: carbonatação, corrosão, inspeção.

ABSTRACT

This research deals with the inspection of a warehouse located in the city of Recife in Pernambuco State to ascertain the level of structural impairment of the pillars of this building. The shed used as a case study is a precast apoticada structure of reinforced concrete, has two floors with precast slab ribbed and direct foundation in isolated shoes. The structure studies for environmental aggressiveness of classification purposes the shed is near the sea. Inspection were proposed three technical trials: The rebound hammer test, the depth of carbonation and Corrosion Potenciais. The assay performed with the esclerometer reflection through the compressive strength of the estimated correlation with the average rebound hammer index indicated that the concrete pillars have a resistance to compression less than that required in the standard. The test carbonation depth with phenolphthalein indicator sprinkling of showed that carbonation had already reached the armor of the pillars. In Corrosion Potential test was found that in two of the shed



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



pillars have already begun the active corrosion phenomenon of armor. The results of technical tests indicated the need for recovery of the pillar structure, so this research has recommendations for proper repair of the affected parts.

Keywords: carbonation, corrosion, inspection

1. INTRODUÇÃO

A modernização dos procedimentos e técnicas construtivas é um assunto bastante atual e que vem crescendo aceleradamente no ramo da construção de edifícios. A preocupação com a qualidade dos materiais empregados, a geração de entulhos, gestão de projetos entre outros tópicos vão abrindo espaço para conceitos, antes adormecidos no mundo construtivo, como a durabilidade e vida útil das edificações. Estes conceitos, que estão intimamente conectados e que, cada vez mais, vêm sendo cogitados durante a fase de projeto e execução das estruturas de concreto, tornaram-se fator primordial atentar as recomendações dos profissionais da engenharia civil sobre a conservação dos elementos estruturais e a manutenção preventiva dos edifícios.

As causas da deterioração podem ser as mais diversas, desde o envelhecimento natural da estrutura até os acidentes ou ainda a irresponsabilidade de alguns profissionais que optam pela utilização de materiais fora das especificações, na maioria das vezes, alegando razões econômicas.

Dentre todos os elementos estruturais existentes nas edificações, optou-se por estudar o estado de conservação e a durabilidade dos pilares, tendo em vista que esta peça estrutural é bastante importante para a estabilidade global da estrutura. Além de que a corrosão localizada no pilar é uma manifestação patológica muito recorrente em obras de edifícios.

Essa pesquisa tem como objetivos identificar, qualificar e quantificar a corrosão nos pilares pré-moldados de um galpão localizado em Recife-PE. Realizar uma análise dos pilares em questão prevendo a utilização de ensaios técnicos. Além de enquadrar e classificar a edificação, segundo a norma vigente, quanto à classe de agressividade ambiental e quanto ao risco de deterioração da estrutura devido a sua inserção no meio ambiente. As vistorias técnicas foram realizadas pelos Engenheiros do ITEP (Instituto de Tecnologia de Pernambuco) Carlos Wellington Pires Sobrinho e Aroldo Vieira de Melo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Caracterização do Meio Ambiente Segundo a NBR 6118:2014

Segundo [1] para os estudos da durabilidade e conservação das estruturas de concreto é necessário conhecer o meio ambiente onde as mesmas estão inseridas, pois este meio pode fazer com que a estrutura tenha sua vida útil reduzida significativamente. De acordo com o tipo de ambiente onde as edificações estão inseridas são classificadas a ação do meio sobre as estruturas de concreto.

2.1.1 Classes de Agressividade Ambiental

Hoje em dia, a durabilidade das estruturas de concreto deve ser relacionada com os parâmetros contemplados pela norma brasileira [2]. A revisão da norma resultou em uma forma mais coerente de classificação de ambientes e de recomendações de concreto para cada ambiente. A correlação da qualidade do concreto com as diferentes classes de agressividade ambiental foi o grande avanço no âmbito da durabilidade das estruturas de concreto armado.

Segundo [2] as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

Cobrimento nominal é a espessura mínima de concreto entre a superfície da armadura e a periferia da peça de concreto armado. As ferragens da armadura devem estar separadas da atmosfera, meio ambiente agressivo, em todas as direções,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



no mínimo, pelo cobrimento nominal. A função do cobrimento é, justamente, proteger a ferragem do concreto armado da agressividade do ambiente.

De acordo com [2] para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos em norma, para $\Delta c = 10$ mm.

O cobrimento nominal insuficiente facilita a entrada de substâncias agressivas, como: oxigênio, íons cloreto, dióxido de carbono, entre outras. Estas substâncias causam a despassivação, corrosão e deterioração das armaduras reduzindo a vida útil das estruturas. Uma das mais importantes contribuições da [2] é relacionar o cobrimento com a classe de agressividade, tendo em vista aumentar a durabilidade (vida útil) das estruturas de concreto armado.

2.2 Mecanismo da Corrosão das Armaduras

Quando o concreto se combina com o cimento, a água, o agregado, e se necessário com aditivos, seus diversos componentes se hidratam formando um conglomerado sólido. O concreto resulta, portanto, em um sólido compacto e denso, porém poroso. A rede de poros permite que o concreto apresente certa permeabilidade aos líquidos e gases. Mesmo que o cobrimento das armaduras seja uma barreira física, esta é permeável, em certa medida, e permite o acesso de elementos agressivos.

De acordo com [3], a mais generalizada das patologias do concreto é a corrosão das armaduras, principalmente em peças de concreto aparente. A corrosão do aço é a sua transformação em $Fe(OH)_n$, onde pode ser o $Fe(OH)_2$ que é o hidróxido ferroso ou hidróxido de ferro II e também pode ser o $Fe(OH)_3$ que é o hidróxido férrico ou hidróxido de ferro III. Este hidróxido é a ferrugem, material fraco e, pulverulento ou escamado, que não tem aderência ou coesão, e aumenta de volume à medida que se forma até alcançar de oito a dez vezes o volume do aço que lhe deu origem.

O cloro também é encontrado na água do mar, na atmosfera e esgotos industriais, em muitos detergentes, etc. Reações semelhantes as do cloro e cloretos sucedem com o enxofre e sulfato, com amônia e nitrato. Ainda de acordo com [3], a corrosão química pode ocorrer eventualmente sem a penetração de substâncias corrosivas. O aço, ao ar livre, em presença de oxigênio, pode ou não se transformar em ferrugem. Quando bem polido e nas temperaturas ambientes é difícil à corrosão química, a não ser que haja outras substâncias na atmosfera.

A armadura do concreto, nas primeiras idades e nas idades mais avançadas, está em meio alcalino ideal e, portanto o aço está em forma passiva: entretanto, por diversas causas, esta passividade pode desaparecer em pontos localizados, que seria a corrosão localizada ou sob tensão; ou desaparecer completamente, que seria a corrosão generalizada. Para que haja perda da passividade e se inicie a corrosão do aço, é preciso que apareçam causas que possibilitem a criação de correntes elétricas de suficiente diferença de potencial para gerar uma pilha que desencadeie o processo corrosivo.

Quando há corrosão acentuada, o primeiro efeito é o aparecimento de manchas avermelhadas na superfície do concreto. O segundo, e bem mais grave, é consequência da expansão, que pressionando o concreto e, com o tempo, o faz estourar. Outro efeito é o descolamento da armadura.

2.3 Corrosão das Armaduras em Pé de Pilar

A corrosão das armaduras em pé de pilar é uma manifestação patológica encontrada freqüentemente em garagens de edifícios. Devido a falta de cuidados durante a concretagem, ocorrem nesta região, problemas de segregação no concreto formando ninhos de concretagem. Por este motivo a região permanece com uma maior heterogeneidade e permeabilidade aos gases e líquidos. Como o pilar se situa em ambiente urbano, há nas suas proximidades, uma maior concentração de dióxido e monóxido de carbono (CO_2 e CO). Esses gases são altamente agressivos as estruturas, pois possibilitam a reação com elementos alcalinos presentes no concreto ($Ca(OH)_2$, $NaOH$ e KOH), proporcionando a diminuição do pH do concreto de valores em torno de 12,5 para 8, sendo esse fator primordial para a iniciação da corrosão da armadura.

Segundo [3] o potencial de corrosão na base dos pilares é mais eletronegativo do que na região central dos mesmos. A seguir são apresentadas algumas teorias para explicar essa tendência.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- 1) Lançamento do concreto - É consenso que o lançamento do concreto, a partir de uma certa altura, sem cuidados extras, pode conduzir à sua segregação e que isso tende a ocorrer, principalmente, na base dos pilares. O resultado do fenômeno citado é a menor concentração de pasta e, conseqüentemente, maior concentração de agregados nesta região. Isso leva ao surgimento de uma região com concreto mais pobre e outra com concreto mais rico em cimento. A região mais pobre é justamente a base do pilar e é onde existe a tendência de valores de potencial de corrosão mais negativos.
- 2) Grande densidade de armadura - A base dos pilares consiste em uma região onde a densidade de armaduras é mais elevada, já que é neste local que se faz o traspasse das armaduras. Este fato pode dificultar o adensamento do concreto lançado na base dos pilares e também pode ser um fator de influência dos valores de potencial de corrosão.
- 3) Permanência de umidade - Pensando em um pilar exposto ao ambiente, é fácil imaginar que, por gravidade, a água tende a se acumular por mais tempo na base dos pilares. Desse modo, imaginando um pilar úmido, sabe-se que o concreto mais próximo da laje de cobertura seca mais rápido do que o concreto que está próximo da laje de piso. Isso também explica os valores de potencial de corrosão mais negativos na base dos pilares.
- 4) Sinergia entre 1, 2 e 3 - A influência do meio ambiente com o efeito sinérgico dos fatores citados anteriormente também serve para explicar a tendência dos resultados encontrados. Se o concreto da base dos pilares apresenta uma maior tendência a ser mais poroso pela segregação e dificuldade de adensamento devido a alta concentração de armaduras, é fácil concluir que esta será uma região com tendência a sofrer mais com a contaminação por íons cloretos e pelo dióxido de carbono. A conseqüência disso é que estas regiões tendem a sofrer despassivação do aço mais rapidamente. Como já foi defendido, esta é também uma região com tendência a maior permanência de umidade, o que favorece ao desenvolvimento de corrosão de armaduras.

2.4 Ensaios Técnicos em Concreto Armado

2.4.1 Ensaio de Esclerometria

Com o intuito de avaliar a homogeneidade e a resistência estimada do concreto foi realizado o ensaio de esclerometria, segundo a metodologia da norma brasileira [4] "Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão".

Trata-se de um método não-destrutivo que mede a dureza superficial do concreto, fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do concreto endurecido.

Segundo [4] o esclerômetro de reflexão consiste fundamentalmente em uma massa-martelo que, impulsionada por mola, se choca através de uma haste, com ponta em forma de calota esférica, com a área de ensaio. A energia do impacto é, em parte, utilizada na deformação permanente provocada na área do ensaio e, em parte, conservada elasticamente, propiciando, ao fim do impacto, o retorno do martelo.

O índice esclerométrico é o valor obtido através de um impacto do esclerômetro de reflexão sobre uma área de ensaio, fornecido diretamente pelo aparelho, correspondente ao recuo do martelo.

Segundo [4] os métodos esclerométricos devem ser empregados principalmente nas devidas circunstâncias:

- Averiguação da uniformidade da dureza superficial do concreto;
- Casos onde se deseja comparar a qualidade de peças de concreto;
- Estimativa da resistência à compressão do concreto.

2.4.2 Profundidade de Carbonatação

Segundo [1] o composto químico que desencadeia o fenômeno da carbonatação do concreto é bem conhecido, facilmente encontrado nos centros urbanos. Um bom exemplo são os túneis e viadutos. Nestes ambientes, o concreto está exposto à alta concentração de gás carbônico (CO₂). Esse dióxido de carbono penetra nos poros do concreto, dilui-se na umidade presente na estrutura e forma o composto chamado ácido carbônico (H₂CO₃).

Este ácido reage com alguns componentes da pasta de cimento hidratada e resulta em água e carbonato de cálcio (CaCO₃). O composto que reage rapidamente com (H₂CO₃) é o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂). O carbonato de cálcio não deteriora o concreto, porém durante a sua formação consome os álcalis da pasta (ex: Ca(OH)₂ e C-S-H) e reduz o pH. [5]

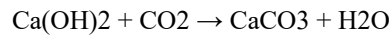


Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Segundo [6] a principal reação que ocorre neste processo é:



Esta reação é possível quando os compostos estão dissolvidos na fase aquosa. A dissolução do Ca(OH)_2 é controlada pela presença do OH^- oriundos da dissolução dos hidróxido de sódio e potássio que normalmente são os primeiros a carbonatar. O hidróxido de cálcio da fase sólida, terá então maior facilidade de diluir-se na fase aquosa, aumentando progressivamente a frente de carbonatação, ou seja a região com pH em torno de 9.

Segundo [1] o concreto normalmente possui pH entre 12,6 e 13,5. Ao se carbonatar, estes números reduzem para valores próximos de 8,5. A carbonatação inicia-se na superfície da estrutura e forma a frente de carbonatação, composta por duas zonas com pH distintas (uma básica e outra neutra). Esta frente avança em direção ao interior do concreto e quando alcança a armadura ocorre a despassivação do aço e este se torna vulnerável.

Após a despassivação, o processo de corrosão será iniciado se ao mesmo tempo houver umidade (eletrólito), diferença de potencial (exemplo: diferença de aeração ou tensões entre dois pontos da barra ou do concreto), agentes agressivos (exemplo: CO_2 ou fuligem) e oxigênio ao redor da armadura.

Segundo [1] os danos causados são vários, como fissuração do concreto, destacamento do revestimento do aço, redução da seção da armadura e perda de aderência desta com o concreto.

A frente de carbonatação pode ser visualizada através de indicadores de pH apropriados, tais como fenolftaleína e timolftaleína. Estes indicadores adquirem colorações vermelho carmim e violeta, respectivamente, para as regiões alcalinas (não carbonatadas) e ficam incolores na zona carbonatada. Quando esta frente com pH baixo atinge a superfície da armadura, a película passivadora é rompida, e o processo de corrosão é iniciado.

Segundo [6] como a carbonatação resulta numa redução de alcalinidade do concreto, saber a medida de profundidade de carbonatação é importante para se controlar o tempo de despassivação da armadura. O método usual é em pulverizar uma superfície recém-fraturada do concreto com fenolftaleína ou timolftaleína, que são soluções indicadoras de pH. A solução de fenolftaleína é composta de 1 g de fenolftaleína dissolvida em 99 g de álcool.

2.4.3 Potenciais de Corrosão

Segundo [3] o emprego do método de avaliar o potencial de corrosão para inspeção em estruturas de concreto armado iniciou-se nos EUA por volta da década de 70, passando a ser muito utilizada tanto neste país como na Europa nos últimos anos. Uma boa utilidade desse método é o mapeamento dos valores de potencial de corrosão, pois tais mapas possibilitam a identificação de zonas comprometidas e com aço despassivado.

O potencial de corrosão pode identificar os locais com as condições termodinâmicas que viabilizam o início do fenômeno de corrosão eletroquímica das armaduras no concreto armado, ainda que esta corrosão não esteja manifestada de forma aparente na superfície da peça de concreto armado.

Segundo [3] esse procedimento, que alia a interpretação de valores de potencial de corrosão com velocidade de corrosão, é atualmente o mais recomendável para o monitoramento da durabilidade das armaduras de estruturas de concreto armado.

Segundo [6] uma vantagem do método de medida de potencial de corrosão é que ele pode ser aplicado tanto para pequenos corpos de prova em laboratório quanto em estruturas de grandes dimensões.

Segundo [3] o método de avaliação do potencial de corrosão compreende o uso de um eletrodo de referência acoplado a um voltímetro de alta impedância. O ensaio geralmente é realizado em corpos-de-prova ou em estruturas de concreto armado para o monitoramento ou avaliação pontual, no caso de uma inspeção em que não se disponha de tempo para o acompanhamento da variação das leituras ao longo do tempo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Dessa forma, é necessário que se tenha um eletrodo de referência (geralmente de cobre/sulfato de cobre) em relação aos quais os potenciais são referenciados. As leituras de potencial de corrosão obtidas fornecem indícios dos riscos de corrosão, como indicado no Tabela 1.

Tabela 1 - Critério de avaliação das medidas de potencial de corrosão [7]

Potencial de corrosão (E _{corr}) relativo ao eletrodo de referência de cobre - sulfato de cobre	Probabilidade de corrosão
< -350 mV	90%
entre -35 e -200mV	Incerta
> -200 mV	10%

Segundo [3] a rigor, o que se tem é o registro, em determinados pontos da estrutura, de uma diferença de potencial (ddp) entre um eletrólito instável (sistema aço/concreto) e outro estável, que é o eletrodo de referência. Quando se aplica o dispositivo, forma-se uma pilha eletroquímica constituída pelas duas partes previamente mencionadas.

Em geral, o que se observa nas medidas de potencial de eletrodo em concreto é um fluxo que vai desde a armadura até o eletrodo de referência, com o fechamento do circuito entre as duas partes ocorrendo de forma iônica através de uma interface altamente condutiva.

Segundo [3] como o potencial do eletrodo de referência de cobre/sulfato de cobre é mais nobre (valores mais positivos) do que o potencial do sistema aço/concreto, normalmente os valores obtidos são negativos independente do estado da armadura.

O eletrodo de referência pode ser movido sobre a superfície do concreto para se desenvolver um mapa de potencial que mostra os possíveis locais de corrosão ativa na estrutura.

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Descrição e Caracterização da Estrutura do Estudo de Caso

Apresente pesquisa aborda a inspeção de um galpão situado no município de Recife no Estado de Pernambuco para averiguar o nível do comprometimento estrutural dos pilares desta edificação. O galpão utilizado como estudo de caso é uma estrutura apertada pré-moldada de concreto armado. O galpão possui dois pavimentos com laje pré-moldada nervurada e fundação direta em sapatas isoladas. O galpão do estudo de caso possui 14 pilares que serão utilizados como espaço amostral.

Os ambientes encontrados no local do estudo de caso e que são abordados neste projeto de pesquisa são o urbano e o marinho.

O meio ambiente onde fica o galpão em estudo, além de ser um ambiente urbano, pode ser classificado como meio ambiente marinho devido à proximidade do mar. Os pilares do galpão em questão estão sofrendo influência da zona de atmosfera marinha. Nesta zona, as estruturas não estão em contato direto com a água do mar, mas os ventos podem carregar uma quantidade razoável de sais, podendo formar depósitos salinos na superfície do concreto. Os sais, como por exemplo, os cloretos, são carregados na forma de partículas sólidas ou como gotas de solução salina, onde interagem com os ciclos de molhagem e secagem da superfície do pilar. A zona de atmosfera marinha tem como principal mecanismo de degradação a corrosão das armaduras pela ação dos íons cloreto.

O galpão do estudo de caso está localizado em um nível de agressividade elevado por estar a uma distância menor que 130 m do mar.

Devido a essas características do ambiente do edifício em estudo, segundo [1] o mesmo se enquadra na classe de agressividade ambiental II e na classe de agressividade ambiental III. A classe de agressividade ambiental II possui ambientes de agressividade moderada e risco pequeno de deterioração da estrutura. Já a classe de agressividade ambiental III possui ambientes de agressividade forte e grande risco de deterioração da estrutura. Portanto adota-se a

classe de agressividade ambiental III por possuírem critérios mais rígidos para garantirem a durabilidade da estrutura. É importante salientar que os agentes agressivos do meio urbano, como CO e o CO₂, não sejam desprezados na análise do estado de conservação da edificação.

Para o edifício que está locado no ambiente de classe de agressividade ambiental III a relação água/cimento em massa do concreto armado deve ser menor ou igual a 0,55 e deve ter a resistência a compressão maior ou igual a 30 Mpa. Os pilares de concreto armado, que são os elementos abordados nesta pesquisa, devem ter 40 mm de cobrimento nominal.

3.2 Inspeção da Estrutura do Estudo de Caso

Na vistoria realizada constatou-se que todos os pilares pré-moldados apresentaram manifestações patológicas visíveis aparentemente de mesma gravidade. Em uma recente reforma foi aplicada uma camada de revestimento sobre os pilares dificultando uma melhor avaliação destas estruturas. Foi constatado ainda que as fissuras apresentadas nesses pilares, fruto do processo de recuperação, fossem possivelmente geradas por retração nessa argamassa de revestimento.

Nas inspeções realizadas foram feitos os seguintes ensaios técnicos: avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, profundidade de carbonatação e potenciais de corrosão. Os dados dos ensaios técnicos foram retirados do Relatório Técnico do ITEP de 27 de novembro de 2012.

3.3 Ensaios Técnicos em Concreto Armado do Estudo de Caso

3.3.1 Ensaio de Esclerometria nos Pilares

O ensaio de esclerometria foi realizado com 9 impactos por área de ensaio. Foi calculada a média aritmética dos 9 valores individuais dos índices esclerométricos correspondentes a uma única área de ensaio. Foi desprezado todo índice esclerométrico individual que estava afastado em mais de 10% do valor médio obtido e foi calculada uma nova média aritmética. O índice esclerométrico médio final deve ser obtido com no mínimo cinco valores individuais. Nenhum dos índices esclerométricos individuais deve diferir em mais do que 10% da média final. Os pilares P7, P9 e P11, tiveram mais de 4 índices esclerométricos afastados em mais de 10% do valor médio obtido assim o ensaio esclerométricos desses pilares foram abandonados.

3.3.2 Profundidade de Carbonatação dos Pilares

Ensaios de profundidade de carbonatação com aspersão de fenolftaleína foram realizados nos pilares do galpão do estudo de caso e comprovaram a despassivação das armações dos pilares pré-moldados. A aspersão de fenolftaleína foi realizada em regiões recém-fraturadas no pé de todos os 14 pilares. Devido à necessidade de aplicar o indicador em uma área recém-fraturada o ensaio de profundidade de carbonatação é considerado um ensaio semi destrutivo.

Em todos os pilares os ensaios mostraram carbonatação (região incolor) alcançando as armaduras. No ensaio de profundidade de carbonatação a coloração vermelho carmim só foi encontrada nas regiões mais internas dos pilares após as armaduras. Assim a frente de carbonatação já ultrapassou as armaduras. A Figura 1 mostra as vistas dos ataques da frente de carbonatação nas ferragens do pilar quatro.



Figura 1 – Vista do ataque da frente de carbonatação na ferragem do pilar P4.

Nos pontos onde foram realizados os ensaios de profundidade de carbonatação foram medidos os cobrimentos nominais das armaduras, que apresentaram medidas em torno de 2,5 cm. A espessura do revestimento nominal está diretamente relacionada com facilidade e com o tempo que a frente de carbonatação alcança a armadura.

3.3.3 Potenciais de Corrosão dos Pilares

Para uma melhor avaliação da corrosão das armaduras dos pilares foram feitos ensaios de potenciais de corrosão em sete dos catorze pilares existentes. Como resultados do ensaio foram gerados os gráficos do potencial de corrosão dos pilares P1, P4, P7, P8, P10, P12 e P14

A Figura 2 mostra o gráfico dos potenciais de corrosão do pilar P4. No pilar P4 existem valores de potenciais de corrosão que variam de -350 mV até -1000 mV, ou seja, com 90% de probabilidade de corrosão do pé do pilar até 45 cm de altura. Ainda no pilar P4 existem valores de potenciais de corrosão que variam de -250 mV a -350 mV, ou seja, com probabilidade de corrosão incerta de 45 cm de altura até 100 cm de altura.

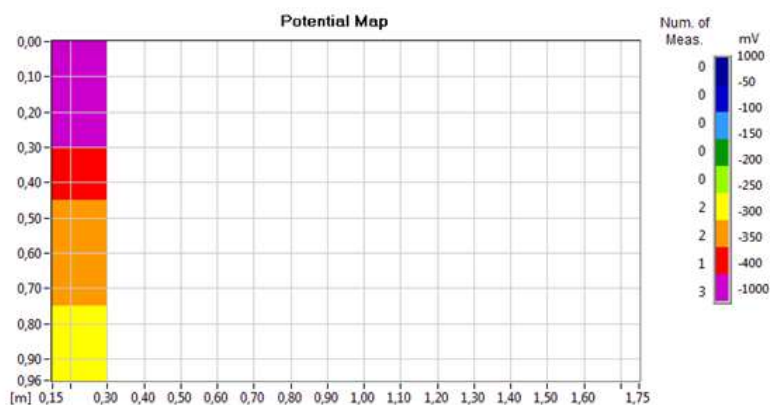


Figura 2 – Gráfico dos potenciais de corrosão do pilar P4.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Segundo [2] os pilares pré-moldados do galpão por estarem inclusos na classe de agressividade ambiental III, meio ambiente marinho, devem possuir resistência à compressão (Fck) maior ou igual a 30 Mpa. No ensaio de esclerometria realizado nos pilares todos os valores da resistência à compressão (Fck) estimados foram inferiores ao estipulado pela norma, ou seja, menor que 30 Mpa. Os pilares de P1 ao P6 apresentaram valores de resistência à compressão (Fck) muito baixos, menores que 15 Mpa. A norma [2] estipula que o valor mínimo da resistência à compressão na situação mais branda, ou seja, com a menor agressividade e o menor risco de deterioração, é de 20 Mpa. O ensaio esclerométrico indicou 6 pilares, do P1 ao P6, com resistência a compressão bem menores que os 20 Mpa estabelecido como resistência mínima do concreto em norma.

Considerando que os valores da resistência à compressão (Fck) encontrados tenham sido da argamassa de revestimento e não do concreto dos pilares, isto trás algumas considerações. Se a argamassa de revestimento tem resistência à compressão (Fck) bem menores que a do elemento, no caso os pilares, ela não pode ser considerada como um reforço estrutural. Para se executar um reforço o material a ser adicionado, incorporado, ao elemento deve ter resistência no mínimo igual ao material existente. Se o material de reforço tiver resistência à compressão muito inferior a resistência à compressão do elemento recuperado, conseqüentemente o material de reforço terá modo de elasticidade muito inferior do concreto do pilar existente, assim ambos os materiais trabalharão, ou seja, deformarão deferentemente podendo até ocorrer a expulsão do material de reforço do corpo do pilar. Se a argamassa de revestimento tem baixos valores de resistência à compressão (Fck) conseqüentemente possui elevada porosidade e alta permeabilidade, assim não tem função como barreira protetora dos agentes agressivos. A argamassa de revestimento dos pilares por ser um material poroso funciona como uma bucha (esponja) acumulando umidade em volta do pilar.

Recomenda-se que a argamassa de revestimento, que apresentou fissuras de retração, seja retirada dos pilares pré-moldados devido aos motivos supramencionados. Após a retirada deve ser realizado um novo ensaio de esclerometria



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



com o intuito de verificar a resistência à compressão dos pilares. Aumentar a precisão, aproximando-se mais perto possível da realidade, é importante para uma melhor especificação do correto material de reforço.

Após a remoção da argamassa de revestimento em todas as áreas que apresentarem armaduras expostas, concreto fissurado e deslocamento de concreto devem ser realizados reparos localizados. Além dessas, com o auxílio de um martelo, deve-se localizar as regiões que apresentarem som cavo, para uma posterior abertura e exame da armadura e do concreto.

Os ensaios de profundidade de carbonatação mostraram que a frente de carbonatação atingiu as armaduras de todos os 14 pilares do galpão e comprovaram a despassivação das armaduras dos pilares. A baixa qualidade do concreto de cobertura, comprovada pela sua baixa resistência à compressão, e a pequena espessura do cobrimento nominal, ambos os fatores inferiores ao exigido nas normas vigentes, facilitaram a entrada dos agentes agressivos responsáveis pela despassivação das armaduras.

O ensaio de profundidade de carbonatação indicou a existência de concreto carbonatado em todos os pilares, com a frente de carbonatação atingindo grandes profundidades alcançando as armaduras. Portanto o ensaio de profundidade de carbonatação com indicadores de pH justificaram a utilização do fator de minoração para corrigir os índices esclerométricos médios.

Para a reabilitação dos pilares pré-moldados deve-se retirar todo o cobrimento nominal e 2 cm de espessura após a armadura com o intuito de remover todo o concreto carbonatado e que a armadura seja toda envolvida pela argamassa ou microconcreto de reconstituição da seção da peça. Como foi comprovada a despassivação das armaduras não se recomenda a pintura das barras, pois é importante que as barras fiquem em contato com o material de reparo a base de cimento, que possui alcalinidade elevada.

Apesar da comprovação da despassivação das armaduras, pelo ensaio de profundidade de carbonatação, o fenômeno de corrosão não foi iniciado nos pilares P7, P8 e P12. Os referidos pilares apresentaram pequena probabilidade de corrosão por possuírem valores de potenciais maiores que -200 mV no ensaio de potenciais de corrosão, tomando-se como referencia o eletrodo de cobre/sulfato de cobre. Esses pilares apresentaram as maiores resistências à compressão (Fck) estimadas no ensaio de esclerometria: 25 Mpa para o pilar P8, 29 Mpa para o pilar P12 e o pilar P7 teve sua resistência desprezada pelo alto índice de desvio da média. A elevada qualidade do concreto de cobertura dificulta a entrada dos agentes que favorecem o fenômeno da corrosão como a umidade e o oxigênio.

O ensaio de potenciais de corrosão identificou a existência de corrosão nos pilares P1 e P4 devido aos valores de potenciais menores que -350 mV, tomando-se como referencia o eletrodo de cobre/sulfato de cobre. Os valores de potenciais mais negativos foram encontrados na região próxima ao pé do pilar até 50 cm de altura para o pilar P1 e até 100 cm de altura para o pilar P4. Esses pilares apresentaram as menores resistências à compressão (Fck) estimadas no ensaio de esclerometria: 11 Mpa para ambos os pilares. A baixa qualidade do concreto de cobertura facilitou a entrada de agentes agressivos que favoreceram o fenômeno de corrosão. Nos pilares P1 e P4 devem ser adicionadas novas armaduras nos locais onde a perda de seção por corrosão for superior a 10%. Os reparos dos pilares P1 e P4 nas regiões onde a incidência de corrosão foi detectada devem ser realizados imediatamente.

Para os pilares P10 e P14 o ensaio de potenciais de corrosão indicou probabilidade de corrosão incerta, mais assim como nos pilares P1 e P4 os pilares P10 e P14 tiveram valores de potenciais mais negativos na região próxima ao pé do pilar. Esses pilares apresentaram valores de resistência à compressão (Fck), estimados no ensaio de esclerometria, intermediários comparados aos valores dos outros pilares. O pilar P10 obteve 21,5 Mpa de resistência à compressão e o pilar P14 obteve 22 Mpa de resistência à compressão.

No ensaio dos potenciais de corrosão, boa parte dos pilares pré-moldados (pilares 1, 4, 10 e 14) apresentaram os menores valores dos potenciais nas regiões do pé do pilar. Como os pilares do galpão do estudo de caso são pré-moldados provavelmente não devem ter existido problemas com a altura de lançamento e provavelmente não devem existir segregações do concreto, com maior concentração de agregados e menor concentração de pasta na base do pilar, devido à concretagem ter sido realizada com a peça deitada. O adensamento do concreto na base dos pilares pode ser dificultado porque é nessa região onde a densidade de armaduras é mais elevada, já que é neste local que se faz o traspasse das armaduras. Porém o principal fator que explica a existência dos menores valores de potenciais nas regiões do pé do pilar é a permanência de umidade nessa região. Pensando em um pilar exposto ao ambiente, é fácil imaginar que, por gravidade, a água tende a se acumular por mais tempo na base dos pilares.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Devido ao estado de deterioração em que se encontram as estruturas dos pilares pré-moldados do galpão do estudo de caso recomenda-se a realização de reparos localizados nas regiões inferiores dos pilares (pé do pilar), até uma altura de 120 cm para o pilar P4 e até uma altura de 70 cm para os demais pilares.

Os reparos nas regiões onde a incidência de corrosão tenha sido detectada devem ser realizados imediatamente, tendo como destaque as regiões inferiores dos pilares. A realização dos reparos localizados deve ser feita de forma consciente, pois quando estes reparos não são realizados com as técnicas e os materiais adequados, funcionam de forma contrária ao esperado, ou seja, ao invés de prolongarem a vida útil da estrutura, podem aumentar a velocidade de corrosão, levando ao colapso prematuro da estrutura. Na Tabela 2 é possível observar o resumo dos ensaios realizados nos pilares

Tabela 2 – Resumo dos Ensaios de Esclerimetria, Profundidade de Carbonatação e Potenciais de Corrosão

Pilar	Esclerometria (Mpa)	Profundidade de Carbonatação	Potenciais de corrosão
P1	11,0	Presença de concreto carbonatado	Existência de corrosão
P2	12,0	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P3	14,0	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P4	11,0	Presença de concreto carbonatado	Existência de corrosão
P5	10,5	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P6	11,8	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P7	-	Presença de concreto carbonatado	Corrosão não iniciada
P8	25,0	Presença de concreto carbonatado	Corrosão não iniciada
P9	14,0	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P10	21,5	Presença de concreto carbonatado	Junto com os pilares ,1, 4 e 14, apresentaram os menores valores dos potenciais nas regiões do pé do pilar
P11	11,0	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P12	29,0	Presença de concreto carbonatado	Corrosão não iniciada
P13	26,0	Presença de concreto carbonatado	Ensaio não realizado
P14	22,0	Presença de concreto carbonatado	Menores valores dos potenciais nas regiões do pé do pilar



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT 2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A estrutura de concreto armado do galpão do estudo de caso de acordo com a norma vigente está incluída em um meio ambiente marinho que é um ambiente de agressividade forte e onde existe grande risco de deterioração da estrutura. Situação comum na maioria das capitais brasileiras que possuem grandes centros urbanos e se localizam no litoral.

O ensaio de esclerometria, realizado com o esclerômetro de reflexão, mostrou ser bastante prático e rápido, além de possuir um baixo custo de execução. Uma das principais vantagens desse ensaio é justamente por ser considerado um ensaio não destrutivo. Além de não interferir na integridade da peça de concreto, o ensaio de esclerometria fornece rapidamente a resistência à compressão da peça ensaiada com a correlação do índice esclerométrico médio efetivo, que é facilmente calculado.

Existe um questionamento da precisão da correlação do índice esclerométrico com a resistência a compressão do concreto. Na própria norma [4] existe, no anexo C, uma lista de fatores que influenciam no resultado do ensaio. Um dos fatores é o tipo de cimento, que segundo a norma possui influência significativa na obtenção do índice esclerométrico. Por isso são vários os fatores que podem divergir, como o tipo de cimento, das condições utilizadas para a confecção do gráfico impresso no aparelho, que possui a correlação do índice esclerométrico médio com a resistência a compressão, das condições existentes na realização do ensaio 'in loco'.

O ensaio de esclerometria realizado nos 14 pilares do galpão do estudo de caso mostrou que a resistência à compressão dos pilares é menor que o mínimo exigido nas normas vigentes. Quanto menor a resistência à compressão do concreto maior a porosidade e a permeabilidade, facilitando a entrada de agentes agressivos como CO₂, oxigênio e os cloretos até as armaduras, assim diminuindo a vida útil da edificação.

Foi diagnosticado que a argamassa de revestimento, que apresentou fissuras de retração, aplicada nos pilares pré-moldados não foram executadas seguindo recomendações técnicas para o correto reparo dos referidos elementos de concreto. A argamassa de revestimento utilizada além de não garantir uma adequada proteção aos pilares, comprometeu a inspeção detalhada por esconder e dificultar o acesso do componente vistoriado. A argamassa encontrada 'in loco' que revestiu os pilares deve ser completamente retirada para que os procedimentos corretos de recuperação sejam realizados.

As medidas dos cobrimentos nominais retiradas 'in loco' dos pilares pré-moldados são inferiores as mínimas medidas exigidas nas normas vigentes. A pequena espessura do revestimento nominal e baixa qualidade do concreto de revestimento são os principais motivos pela frente de carbonatação, detectada no ensaio de profundidade de carbonatação com indicadores de pH, ter atingido as armaduras de todos os pilares. Outro fator que pode ser destacado para o favorecimento da carbonatação em níveis mais profundos do concreto é o meio ambiente agressivo com altas concentrações de dióxido de carbono (CO₂). O ensaio de profundidade de carbonatação comprovou a despassivação das armaduras de todos os 14 pilares pré-moldados.

O ensaio de potenciais de corrosão e o ensaio de esclerometria mostraram que quanto menor eram os valores da resistência à compressão (F_{ck}) menor eram os valores dos potenciais, ou seja, mais negativos, tomando como referência o eletrodo de cobre/sulfato de cobre. Os resultados mostraram a existência de uma relação da qualidade do concreto de revestimento com a probabilidade de corrosão das armaduras. Assim quanto maior a qualidade do concreto de revestimento menor a probabilidade da existência do fenômeno de corrosão.

No ensaio de potenciais de corrosão foram encontrados valores mais eletronegativos, ou seja, os menores valores de potenciais nas regiões da base (pé) da maioria dos pilares. Devido aos pilares do galpão serem pré-moldados, o principal fator que explica os valores mais eletronegativos serem encontrados na região do pé dos pilares é provavelmente a permanência de umidade nessa região excluindo a altura de lançamento do concreto e a dificuldade de adensamento devido a grande densidade de armadura.

O ensaio de potenciais de corrosão indicou a existência de corrosão em dois dos sete pilares ensaiados, os pilares P1 e P4. Os reparos nas regiões onde a incidência de corrosão tenha sido detectada devem ser realizados imediatamente, tendo como destaques as regiões inferiores dos pilares. Apesar do ensaio de profundidade de carbonatação ter mostrado a despassivação das armaduras de todos os pilares, o ensaio de potenciais de corrosão indicou três pilares (P7, P8 e P12) onde o fenômeno de corrosão não havia se iniciado. A despassivação das armaduras mostrou ser apenas um dos vários fatores que contribuem com o fenômeno de corrosão, assim não sendo preponderante para o início desse fenômeno.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O método de avaliação do potencial de corrosão se mostrou um importante meio de detectar mudanças no estado do aço, ajudando a perceber quando a armadura muda do estado passivo para o estado de corrosão ativa e vice-versa, reafirmando este método como uma ferramenta útil nos serviços de inspeção e avaliação da durabilidade de estruturas de concreto armado.

A inexistência de normas para os ensaios de profundidade de carbonatação e de potenciais de corrosão dificultam a disseminação desses métodos de avaliação do estado de conservação dos elementos de concreto. Além de disseminar os ensaios, as normas são importantes para padronizar os ensaios, definir procedimentos, estabelecer limites e entre outros fatores que evitem erros e garantam a qualidade dos resultados.

6. REFERÊNCIAS

- [1] CASCUDO, Oswaldo; Carasek, Helena. Durabilidade do concreto: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. 1. ed. São Paulo, SP: IBRACON, 2014. 606 p.
- [2] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 / 2014: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [3] RIBEIRO, Daniel Vêras (Coord.). Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro, RJ: Elsevier, c2014. 246 p.
- [4] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7584 / 2012: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 2012.
- [5] HELENE, Paulo; MEDEIROS M. H. F.; BALBINOT G. B. Inspeção em prédios no Rio de Janeiro: corrosão em pilares. Concreto e construções. Revista IBRACON Ed. 57, pág. 58 - 66, Março de 2010.
- [6] MEHTA, Povindas Kumar; MONTEIRO, Paulo José Melaragno. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo, SP: IBRACON, 2014. 751 p.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 876 (1992). “Standard test method for half cell potential of uncoated reinforcing steel in concrete”. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia.



ESTUDO DA INTENSIDADE E DISTRIBUIÇÃO DE DANOS EM REGIÕES DA FACHADA

J. S. DE SOUZA

Eng. Civil/Aluna de Mestrado
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
jss.siqueira@gmail.com

M. L. N. NASCIMENTO

Eng. Civil/Aluno de Mestrado
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
leoni.matheus@gmail.com

V. A. G. ZANONI

Professora FAU-UnB
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
vandaz@terra.com.br

E. BAUER

Professor PECC-UnB
Universidade de Brasília
Distrito Federal; Brasil
elbauerlem@gmail.com

RESUMO

Os sistemas de revestimento cerâmico aplicados em fachadas de edifícios possuem valor estético relevante e funções de proteção. As condicionantes arquitetônicas e ambientais podem influenciar fortemente o processo de degradação das fachadas, podendo representar riscos e comprometer a durabilidade e vida útil da edificação e seus componentes. O processo de degradação das fachadas ocorre de forma diferenciada nas diversas regiões que a compõem. Com esse enfoque, o presente estudo tem por objetivo verificar a intensidade e a distribuição de danos nas regiões de fachadas revestidas por placas cerâmicas. Utilizando o banco de dados do Laboratório de Ensaios de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília, foi possível realizar o estudo em três edifícios. Para a quantificação da degradação utilizou-se uma metodologia baseada em Silva (2014), que gerou um valor de degradação em m^2 de área. Após a quantificação de danos, são apresentados alguns índices associados ao percentual de área degradada, aplicados às regiões da fachada. Tais índices são ponderados permitindo normalizar valores observados em cada região. A obtenção desses índices é fundamental para os estudos da degradação. Os resultados mostram que, para uma análise comparativa entre as regiões, os valores observados devem ser corrigidos em função da proporcionalidade da área de cada região em relação à área total da fachada. Observou-se também que as regiões mais afetadas são as paredes contínuas, porém nem sempre são as que possuem maior intensidade de dano.

Palavras-chave: Patologia, Degradação em fachadas, Índice de Degradação, Distribuição de danos.

ABSTRACT

The ceramic coating systems applied in building façades have relevant aesthetic value and protection functions. The architectural and environmental conditions can strongly influence the degradation process of façades, because of the risks imposed and compromising of the service life of the building and its components. This conditions, increasingly, influence in aspects of durability and service life of the building and its components. The degradation process of the façades is unequal in different regions that compose it. With this approach, the present study aims to determine the intensity and distribution of damage to the regions of façades with ceramic tile coating. Through information provided by the Materials Testing Laboratory (LEM) at the University of Brasilia, it was possible to conduct the study of three buildings. For quantification of degradation was used a methodology based in Silva (2014), which generates a degradation value in area (m^2). After the quantification of damages are presented some indexes associated with the degraded area percentage, applied to the façade regions. Such indexes are weighted allowing normalize values observed in each region. The achievement of these indexes is crucial to the study of degradation. The results show that for a comparative analysis between regions, the observed values should be corrected for the proportionality of the area of each region in relation to the total area of the façade. It was also observed that the most affected regions are continuous walls, but not always those who have higher damage intensity.

Keywords: Pathology, Degradation of façades, Degradation Index, Anomalies Distribution.

1. INTRODUÇÃO

Os edifícios e seus elementos devem atender todas as exigências demandadas durante o período de tempo de vida útil para o qual foram projetados. No entanto, os mesmos começam a deteriorar-se desde o momento em que são colocados em uso, mostrando uma progressiva perda de desempenho, até se tornarem ineficazes [1], [2]. Consequentemente, há uma crescente preocupação com a durabilidade e vida útil dos edifícios, principalmente por razões econômicas e ambientais. Atualmente, as diversas metodologias de mensuração de degradação existentes são vistas como ferramentas auxiliares na previsão de vida útil, bem como na determinação da necessidade de manutenção [3]. O processo de degradação pode ser acelerado ou reduzido, dependendo das condições de exposição, da sensibilidade à degradação de cada elemento, e das intervenções de manutenção [4].

Em uma edificação, a envoltória é o primeiro obstáculo encontrado pelos agentes externos de degradação, resultando assim em maior perda de desempenho nos elementos externos do que nos demais sistemas ou componentes [5], [6]. Além do mais, devido a solicitações diferenciadas para cada região, o processo de degradação das fachadas não acontece de forma uniforme. Como exemplo pode-se citar as regiões de topo, que possuem degradação diferenciada em relação às paredes contínuas, pois as condições de exposição são diferentes, originando assim a necessidade de estudos específicos para cada região. É importante destacar que as condições de exposição, localização e o nível de gravidade das manifestações patológicas influenciam a não uniformidade do processo de degradação das fachadas [7].

A incidência de manifestações patológicas causa desconforto funcional e estético aos usuários. Tem sido observado, nas fachadas cerâmicas dos edifícios de Brasília, diversos tipos de manifestações patológicas, dentre as quais se destacam as anomalias descolamento cerâmico e fissuração [8], [9]. Para o presente estudo as manifestações patológicas investigadas são descolamentos cerâmicos (inclui também a perda de aderência ou queda da placa cerâmica), fissuração, falha de rejunte, eflorescência, e infiltração (verificada pela falha de vedação). E dentro deste contexto, o presente artigo tem o objetivo de verificar a intensidade e distribuição dos diferentes tipos de danos nas regiões de fachadas revestidas por placas cerâmicas.

2. METODOLOGIA

Por meio de dados fornecidos pelo Laboratório de Ensaios de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília (UnB), foi possível verificar a intensidade e a distribuição de danos nas diferentes regiões da fachada. As amostras das fachadas utilizadas neste estudo são referentes à três edifícios que apresentam tipologias e características construtivas usuais da região de Brasília-DF. Os edifícios são revestidos parcialmente ou totalmente com pastilhas cerâmicas e possuem 6 andares mais pilotis. Ressalta-se que são consideradas somente as regiões de fachada revestidas com partilhas cerâmicas, e os demais tipos de acabamento (reboco, elemento vazado, pedras naturais, placas metálicas, etc) não são considerados neste estudo. A Figura 1 apresenta as amostras das fachadas utilizadas, sendo denominados de edifícios A, B e C; com idades de 5, 10 e 32 anos; respectivamente. Foram inspecionados aproximadamente 9400 m² de área com revestimento cerâmico (A- 3029 m², B- 4055,25 m² e C- 2312,25 m²).



Figura 1 – Edifícios estudados

2.1 Quantificação de danos

Constantemente a existência de determinado dano implica em uma área de propagação maior que a região visível, ou seja, estendendo-se em torno do mesmo. Por esse motivo, para a quantificação da degradação utilizou-se uma adaptação da metodologia proposta por Silva (2014), que gera um valor de degradação em m² de área. A quantificação de danos é

realizada a partir das informações obtidas no mapeamento das manifestações patológicas (Figura 2A), e para mensuração de degradação em área (m²) da fachada é sobreposta uma malha com dimensões de 0,50 m x 0,50 m (0,25 m²) (Figura 2B), sendo cada malha a unidade básica de medida [10].

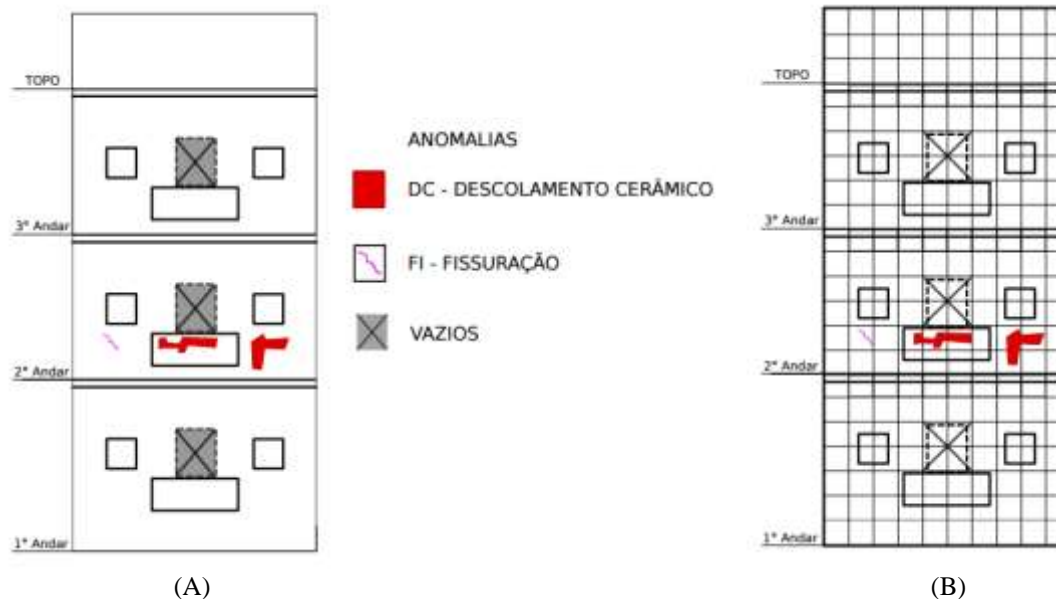


Figura 2 – Esquema ilustrativo do mapeamento de manifestações patológicas (A) e da sobreposição da malha (B)

As manifestações patológicas consideradas nos mapeamentos realizados pelo LEM-UnB são descolamento cerâmico, falha de rejunte, fissura, eflorescência e falha de vedação [11]. A definição das regiões juntamente com a sobreposição da malha no mapeamento de manifestações patológicas (Figura 3) permite quantificar a distribuição de danos destes danos em função de cada região específica da fachada [12]. Os valores obtidos a partir dessa quantificação representam a porcentagem da área da fachada com incidência de manifestações patológicas.

Após o mapeamento, as fachadas dos edifícios foram divididas em região de análise, para então proceder à contagem dos danos por região e para determinar os índices de degradação. A divisão da fachada em regiões tem como objetivo identificar as mais críticas, bem como os problemas mais comuns a cada região. Ressalta-se que o somatório das áreas das regiões equivale à área total da fachada.

As regiões de análise fachada são: (1) Paredes Contínuas (PC) – áreas contínuas; (2) Aberturas (AB) – áreas em torno das aberturas (janelas e elementos vazados); (3) Sacadas (SC) – áreas de paredes do guarda corpo das sacadas que se sobressaem do plano de fachada; (4) Cantos e Extremidades (CE) – as áreas de contorno do plano de fachada; (5) Transição entre Pavimentos (TP) – áreas entre os andares, a cada pé direito; (6) Topo (TO) – áreas de platibanda.



Figura 3 - Esquema ilustrativo da divisão dos andares e da consideração das regiões

2.2 Mensuração de degradação

Após a quantificação de danos, são apresentados alguns índices associados ao percentual de área degradada, aplicados às regiões da fachada. Tais índices são ponderados permitindo normalizar valores observados em cada região. A obtenção desses índices é fundamental para os estudos da degradação.

2.2.1 Fator de danos (FD)

O Fator de Danos Total (FD - Total) é um dado absoluto sobre a degradação de uma fachada, que representa a incidência de área degradada em função da área total da fachada. Este Fator de Dano Total relaciona a área de cada tipo de manifestação patológica em função da área total de fachada conforme descreve a Equação 1.

$$FD - Total = \frac{Ad}{At} \quad (1)$$

Onde:

Ad é a área danificada;

At é a área total da amostra.

2.2.2 Fator de Danos das regiões (FDr)

Alguns pesquisadores [13], [14] afirmam que as regiões da fachada apresentam comportamentos diferentes, fazendo-se necessário também uma análise do FD - Total aplicado às regiões. O Fator de Danos das regiões (FDr) é uma derivação de FD - Total e apresenta a extensão de área danificada em determinada região. Este fator é obtido pela Equação 2.

$$FDr = \frac{Adr}{At} \quad (2)$$

Onde:

Adr é a área danificada de determinada região;

At é a área total da amostra.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

2.2.3 Fator de Danos das regiões - Corrigido (FDr-C)

A fachada é composta por 6 regiões conforme descrito anteriormente, onde as áreas de cada região correspondem a uma subdivisão da área total da fachada. Há uma variação nos valores de área de cada região em uma mesma fachada, onde algumas regiões apresentam maiores áreas que outras. Com o objetivo de comparar a extensão das manifestações patológicas nas diferentes regiões, faz-se necessário estabelecer um fator que normalize as regiões, permitindo assim uma análise coerente ao equipará-las.

O Coeficiente de Correção das regiões (CCr) é um fator que permite a correção da proporcionalidade das regiões que compõem a fachada, ou seja, representa uma parcela em função da menor área. Para tanto, faz-se uma razão entre área da região de menor área e área da região em análise (Equação 3), e conseqüentemente as regiões com menores áreas recebem pesos maiores.

$$CCr = \frac{Ar(m)}{Ar(x)} \quad (3)$$

Onde: Ar(m) é a Área da região de menor área;
Ar(x) é a área da região em análise.

Por exemplo, uma amostra de fachada que possui 100 m² (sendo 45,6 m² de Paredes Contínuas, 37,2 m² de Aberturas, 2,7 m² de Cantos e Extremidades, 5,7 m² de Transição entre Pavimentos e 8,7 m² de Topo) tem a região de menor área igual 2,7 m², referente à região de Cantos e Extremidades. Então, o cálculo do CCr de Paredes Contínuas desta amostra de fachada é:

$$CCr \text{ (paredes contínuas)} = \frac{2,7 \text{ m}^2}{45,6 \text{ m}^2} \cong 0,06 \quad (4)$$

O CCr para os três edifícios analisados neste estudo estão apresentados na Tabela 1. Ressalta-se que o valor nulo da região implica na não existência da mesma.

Tabela 1 - Coeficiente de Correção das regiões

CCr	Edifício A	Edifício B	Edifício C
PC	0,06	0,16	0,14
AB	0,07	0,20	0,56
SC	0,00	0,74	0,00
CE	1,00	0,69	0,85
TP	0,48	1,00	1,00
TO	0,31	0,73	0,97

O Fator de Danos das regiões - Corrigido (FDr-C) permite comparar a extensão das manifestações patológicas nas diferentes regiões e é determinado pela Equação 5. Porém, ressalta-se que quando o FDr é corrigido, o valor representado não equivale ao percentual de área degradada.

$$FDr-C = FDr \times CCr \quad (5)$$

Onde:

FDr é o Fator de Danos da região em análise

CCr é o Coeficiente de Correção da região em análise

2.3 Distribuição de Danos (DD)

De forma similar ao Fator de Danos, a Distribuição de Danos (DD) também apresenta informações de degradação, porém não é em função da área total da fachada e sim em função da área total degradada, verificando assim a frequência de ocorrência do dano.

3.2.1 Distribuição de Danos em determinada região (DDr)

A Distribuição de Danos em determinada região (DDr) é um dado da distribuição de área danificada na fachada, que representa a ocorrência da área danificada das regiões em função da área danificada total da fachada. A Equação 6 descreve o cálculo do DDr.

$$DDr = \frac{Adr}{Adt} \quad (6)$$

Onde:

Adr é a área danificada de determinada região;

Adt é a área danificada total da fachada.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados os resultados obtidos dos mapeamentos e análise da extensão da área de manifestações patológicas dos edifícios em estudos por intermédio do FD - Total e da FDr. Os valores obtidos de FD - Total e FDr dos Edifícios A, B e C mostram a incidência de manifestações patológicas em percentual (Tabela 2).

Tabela 2 – Valores de FD e FDr das regiões dos edifícios estudados

	Edifício A		Edifício B		Edifício C	
	FD - Total	FDr	FD - Total	FDr	FD - Total	FDr
Paredes Contínuas (PC)	0,96%	0,27%	9,58%	3,68%	52,75%	39,56%
Aberturas (AB)		0,11%		1,49%		0,90%
Sacadas (SC)		0,00%		0,44%		0,00%
Cantos e Extremidades (CE)		0,26%		1,48%		2,69%
Transição entre Pavimentos (TP)		0,02%		2,31%		4,31%
Topo (TO)		0,30%		0,18%		5,29%

Conforme podemos observar na Tabela 3, a soma do FDr das regiões é equivalente ao FD – Total, pois o FD – Total e o FDr são calculados em função da área total de fachada do edifício.

Observa-se também um valor crescente do FD – Total e FDr dos edifícios mais jovens para os edifícios mais antigos, resultante do aumento da degradação em função do tempo. Nota-se, como característica dos edifícios A e C, a ausência de danos nas sacadas, ou até mesmo a não existência desta região nestes edifícios. Além do mais, a região de PC está sempre presente dentre as regiões que apresentam maiores valores de área degradada, confirmando os estudos de [11], [12].

Sabe-se que existem regiões que possuem maiores áreas que outras, deste modo, maiores áreas podem apresentar percentuais degradados superiores. Para uma comparação da extensão das manifestações patológicas nas diferentes regiões utiliza-se o CCr, que corrige os valores de acordo com a proporcionalidade das regiões que compõem a fachada.

Apresentada a importância desta normalização dos valores de FDr, são apresentados na Figura 4 os valores de FDr e o FDr-C das regiões do Edifício A.

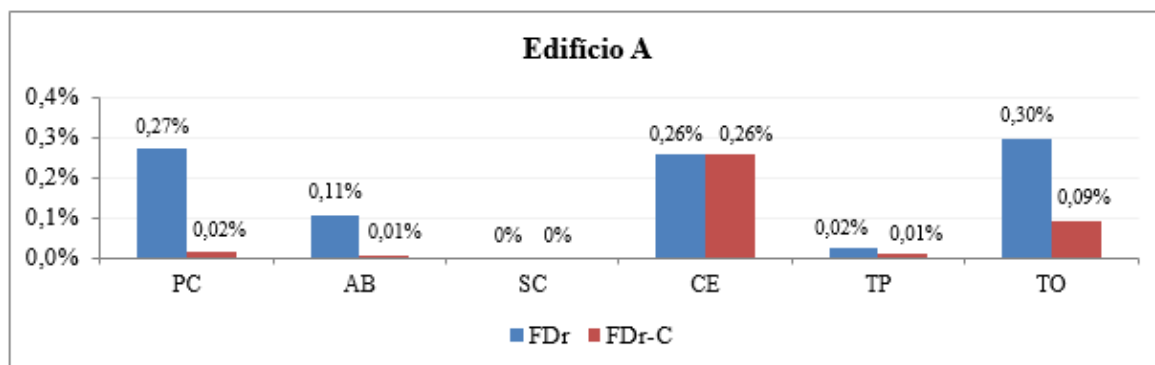


Figura 4 – Valores de FDr e FDr-C para as regiões do Edifício A

Observa-se no Edifício A que a região que possui maior valor de FDr (0,30%) é a região TO, porém quando o FDr é corrigido o maior valor de FDr-C (0,26%) ocorre na região CE. Isto demonstra, que regiões de maiores áreas podem possuir intensidades menores, quando comparadas com áreas menos representativas. Ainda na Figura 3, verifica-se que a região que possui maior intensidade de danos é a região CE seguida da região TO e as demais regiões apresentaram intensidades de danos quase nulas.

Os valores de FDr e o FDr-C das regiões do Edifício B estão apresentados na Figura 5.

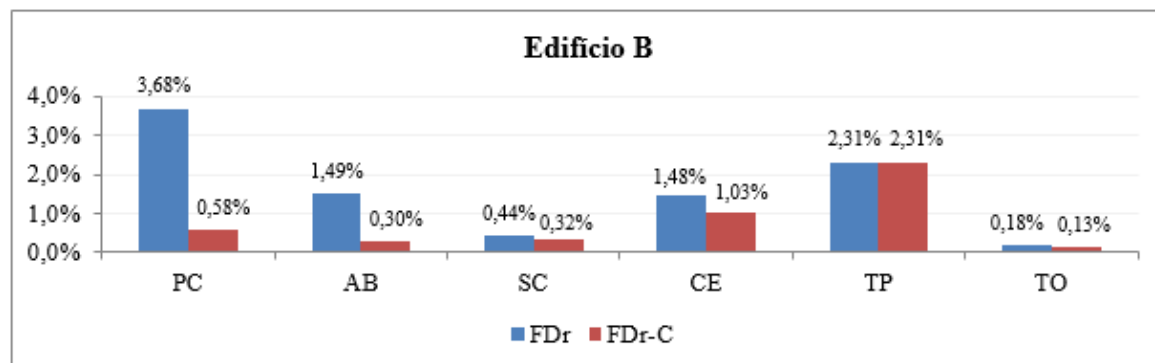


Figura 5 – Valores de FDr e FDr-C para as regiões do Edifício B

Para o Edifício B a região que possui maior valor de FDr é a região PC (3,68%), seguida da região TP (2,31%), AB (1,49%), CE (1,48%), SC (0,44%) e TO (0,18%). Porém quando os valores de FDr são corrigidos, nota-se que a intensidade de danos são maiores na região de TP (2,31%) e CE (1,03%), seguidos de PC (0,58%), SC (0,32%), AB (0,30%) e TO (0,13%). Constata-se que o Edifício B possui maior área degradada de PC que TP, porém quando corrigido o valor de FDr, nota-se que a intensidade de danos na TP é maior que a região PC.

Já os valores de FDr e o FDr-C das regiões do Edifício C estão apresentados na Figura 6.

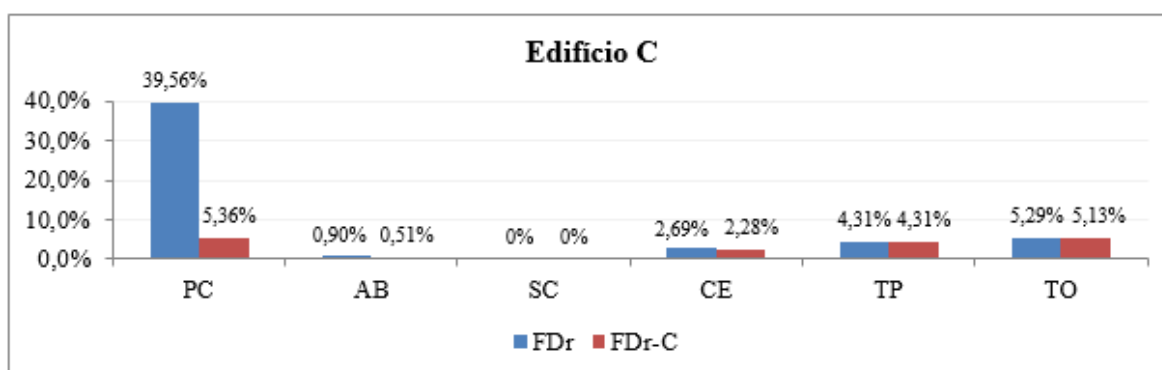


Figura 6 – Valores de FDr e FDr-C para as regiões do Edifício C

É notória a diferença de FDr de PC das demais regiões, e mesmo quando o FDr é corrigido o maior valor de FDr-C continua ocorrendo na região de PC. Entretanto, após a correção não há uma discrepância em relação aos valores de FDr-C das demais regiões. Os maiores valores de intensidade de degradação, representados pelo FDr-C ocorrem nas regiões de PC (5,36%), TO (5,13%), TP (4,31%), seguidos de CE (2,28%) e AB (0,51%).

Analisando os três edifícios, nota-se uma variação das regiões que apresentam maiores intensidades de degradação. No edifício A, a região com maior intensidade de degradação é a região de Cantos e Extremidades (0,26%), já no edifício B é a região de TP (2,31 %), seguidos de CE (1,03 %), e no edifício C foram as regiões PC (5,36%), TO (5,13%), TP (4,31%). Nota-se que os edifícios com maiores idades apresentam maior intensidade de degradação.

A Figura 7 mostra um gráfico com distribuição de danos de todas as manifestações patológicas (descolamento de cerâmica, falha de rejunte, fissuras, eflorescências e falhas de vedação) das regiões observadas nos edifícios A, B e C. Ressalta-se que a distribuição de danos está diretamente associada à área danificada do edifício.

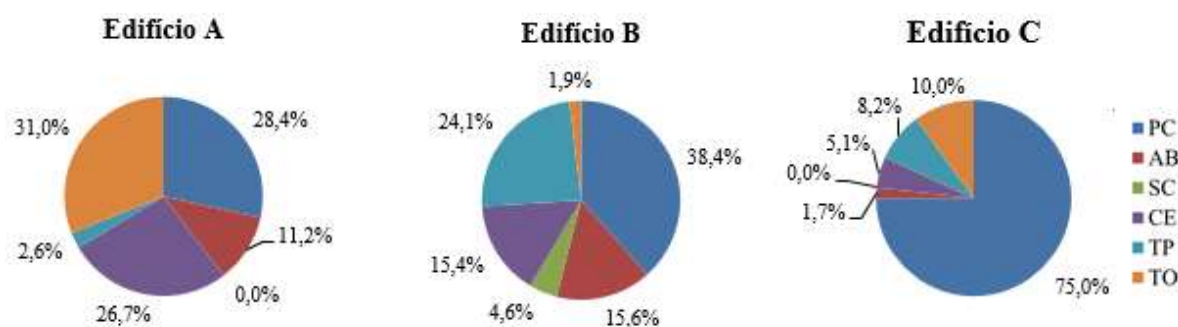


Figura 7 – Distribuição de danos nas regiões dos Edifícios A, B e C

Nota-se que, quando comparado a distribuição de danos nos três edifícios (Figura 7), as regiões PC apresentam maiores valores. Nos Edifícios A e B destacam-se as regiões CE, e nos Edifícios B e C as manifestações patológicas são mais evidentes nas regiões TP. Observa-se também que no Edifício A, a região de TO possui maior área de danos, quando comparado com as demais. O elevado percentual de anomalias em PC, TO, TP e CE demonstra a vulnerabilidade destas regiões às manifestações patológicas consideradas, presumindo-se a influência concentração de tensões mecânicas e térmicas nessas regiões.

Das regiões que apresentam maiores áreas de danos estão as PC, que são panos extensos revestidos por placas cerâmicas e a ausência ou deficiência de juntas de movimento horizontais e verticais prejudicam o desempenho desta região devido às suas próprias tensões. As tensões oriundas do comportamento diferenciado das camadas que compõem o sistema de revestimento, somadas às tensões transferidas pelas deformações da estrutura de concreto armado, das alvenarias e das variações higrotérmicas que atuam em diversos elementos e componentes deste sistema implicam na falha do mesmo. Havendo assim, a necessidade de cuidados rigorosos durante o processo de projeto (especificação dos componentes, camadas de revestimento e determinação das juntas de assentamento e movimentação) e execução, a fim de garantir o melhor desempenho do sistema de revestimento.

Devido às movimentações por dilatação ou retração, decorrente das variações térmica e/ou de umidade, as regiões de CE também apresentam consideráveis área de danos. Nas regiões de TP, a alvenaria e a estrutura estão em contato direto, e por serem compostos por diferentes materiais apresentam respostas diferentes às solicitações que lhe são impostas, assim ocasionando danos nas interfaces. Em razão disto, uma das principais causas de danos localizados nesta região é a ausência ou deficiência das juntas de movimentação. E por fim, as regiões de TO, que também estão dentre as regiões que mais apresentam danos, presume-se que, quando esta região é exposta a incidência solar e chuva, torna-se comum a ocorrência de manifestações patológicas.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho, é proposta uma aplicação do Fator de Danos às regiões, com base nas informações de três edifícios, cujas características são típicas dos sistemas construtivos utilizados em edifícios residenciais de Brasília-DF. A partir dos dados obtidos pelo mapeamento dos três edifícios estudados pode-se concluir que:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- O Fator de Dano Total (FD – Total) da fachada permite estabelecer uma análise da incidência de danos da fachada;
- A metodologia analisada foi eficiente na avaliação da degradação em função da idade;
- Para uma análise comparativa das regiões, é necessário que os valores de FDr observados sejam corrigidos em função da proporcionalidade da área da região em relação à área total da fachada;
- Apesar de o FDr-C não possuir um sentido físico de degradação, este é importante por permitir a comparação das diferentes regiões das fachadas;
- Mesmo sendo necessários mais dados para que este método produza resultados confiáveis, já é possível perceber a diferença de comportamento da degradação nas diferentes regiões que compõem a fachada, e também contribuir com o estudo da prevenção de danos e falhas, a partir da elaboração de projetos, visto que funcionam como ferramentas de retroalimentação;
- As regiões mais afetadas são as PC's, porém nem sempre são as que possuem maior intensidade de danos;
- A variação das regiões que apresentam maiores intensidades de degradação (representado pelo FDr-C) nas diferentes idades pode ser justificada pela forma diferenciada do processo construtivo, projeto, exposição aos agentes de degradação e até mesmo por ações de manutenções.

5. AGRADECIMENTOS

À Universidade de Brasília, ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC), bem como ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro e ao LEM/UnB pela disponibilização dos arquivos de inspeção.

6. REFERÊNCIAS

- [1] da Silva, A. F. F.; Vieira, S. M.; de Brito, J.; Gaspar, P.L. “Fuzzy Systems in the Service-Life Prediction of Exterior Natural Stone Claddings,” *J. Perform. Constr. Facil.*, 2016.
- [2] Gonçalves, A.; de Brito, J.; Branco, F. “Causas de anomalias em paredes de alvenaria de edifícios recentes”. *Engenharia Civil*, número 31, 2008.
- [3] Bauer, E.; Castro, E.K.; Silva, M. de N.B. “Análise quantitativa de danos em sistemas de revestimentos de fachadas de Brasília,” *ENTAC - Encontro Nac. Tecnol. do Ambient. Construído*, no. 1, pp. 2015–2020, 2012.
- [4] Bauer, E.; Silva, M. de N.B.; Zanoní, V.A.G. “Mensuração da degradação e vida útil em fachadas,” *SBITA - SIMPÓSIO Bras. Tecnol. DAS ARGAMASSAS*, Janeiro, 2015.
- [5] Flores-Colen, I. dos S. “Metodologia de avaliação do desempenho em serviço de fachadas rebocadas na óptica da manutenção predictiva”. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2009.
- [6] Bauer, E.; Castro, E.K.; Silva, M. de N.B.; Zanoní, V.A.G. “Evaluation of damage of building facades in Brasília,” *DBMC - Durab. Build. Mater. Components*, no. 1, pp. 535–542, 2014.
- [7] Bauer, E.; Castro, E.K.; Silva, M. de N.B. “Estimativa da degradação de fachadas com revestimento cerâmico : estudo de caso de edifícios de Brasília,” *Cerâmica*, vol. 61, 2015.
- [8] Bordalo, R.; de Brito, J.; Gaspar, P.L.; da Silva, A.F.F. “Abordagem a um modelo de previsão da vida útil de revestimentos cerâmicos aderentes Service life prediction modelling of adhesive ceramic tiling systems,” *Teor. e Prática na Eng. Civ.*, pp. 55–69, 2010.
- [9] Flores-Colen, I. dos S.; de Brito, J. “A systematic approach for maintenance budgeting of buildings façades based on predictive and preventive strategies,” *Constr. Build. Mater.*, 2010.
- [10] Bauer, E.; Castro, E.K.; Silva, M. de N.B.; Zanoní, V.A.G. “Perfis de degradação de fachadas de edifícios em Brasília-brasil,” *CONPAT - XIII Congr. Latino-Americano Patol. da Construção*, September, pp. 0–7, 2015.
- [11] Silva, M. de N.B.; Bauer, E.; Castro, E.K.; Zanoní, V.A.G. “Distribuição de ocorrência de danos e patologias em fachadas de Brasília – estudo de caso,” *Simpósio Argamassa e soluções térmicas Revest.*, pp. 1–11, 2014.
- [12] Silva, M. de N.B.; Bauer, E.; Castro, E.K. “Avaliação da degradação em sistemas de revestimento cerâmico de fachadas de Brasília,” *Simpósio Argamassa e soluções térmicas Revest.*, pp. 1–11, 2014.
- [13] de Souza, J. S.; Nascimento, M. L. M.; Bauer, E. “Estudo da quantificação da degradação de fachadas de edifícios por meio do mapeamento de anomalias,” *CIRMARE - Congr. Int. na Recuper. Manutenção e Restauração Edifícios*, 2015.
- [14] Gaspar, P.L.; de Brito, J. “Mapping defect sensitivity in external mortar renders,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 19, pp. 571–578, 2005.



**ESTUDO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E DA ABSORÇÃO POR CAPILARIDADE DE
CONCRETOS PRODUZIDOS COM SUBSTITUIÇÕES PARCIAIS DE AGREGADO MIÚDO
RECICLADO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO**

BÁRBARA CARNEIRO

Engenheira Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
barbaradacostacarneiro@hotmail.com

ANA CARLA SANTOS

Engenheira Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
a.carla.ss@hotmail.com

ANA SHEILA NASCIMENTO

Engenheira Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
anasheila.n@gmail.com

ELIANA MONTEIRO

Doutora em Engenharia Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

TIAGO AGRA

Engenheiro Civil
Universidade Federal de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
tiagoagraengenharia@gmail.com

Resumo

A disposição incorreta e a elevada exploração de matéria-prima dos Resíduos de Construção e Demolição (RCD) provocam sérias consequências ao meio ambiente como poluição do solo, comprometimento da paisagem urbana, diminuição da qualidade do recurso natural, poluição do ar (que é gerada pelo transporte dos materiais das jazidas para os grandes centros), entre outros. Na tentativa de mitigar esses efeitos, vem surgindo a prática do beneficiamento de RCD, que além de conservar a matéria-prima, favorece a não destinação desses materiais em aterros, entre outros. Este estudo teve o intuito de realizar testes de Resistência à compressão de concretos contendo 25%, 50% e 100% de substituição de agregado miúdo de RCD, análise granulométrica do agregado e de absorção por capilaridade do agregado miúdo nos teores de 25% e 50%. Os resultados revelaram que conforme se aumentava o teor de substituição, maior era o teor de material pulverulento contido nas misturas, consequentemente isto contribuiu para o decréscimo no abatimento e por conseguinte na resistência à compressão. Sendo, portanto, a mistura contendo 25% de agregado miúdo de RCD reciclado a mais satisfatória. No ensaio de absorção por capilaridade, os concretos produzidos com 25% e 50% de substituição de agregados oriundos de RCD obtiveram resultados satisfatórios comparados ao concreto produzidos com agregados naturais.

Palavras-chave: Matéria-prima. Beneficiamento. RCD

Abstract

The inappropriate disposition and high exploration feedstock of construction and demolition waste (CDW) cause serious consequences to the environment such as soil pollution, affect the urban landscape, decrease quality of natural resources, air pollution (which is generated by the transport of materials from the deposits to big centers), among others. In an attempt to mitigate these effects, it has emerged the practice of CDW beneficiation, that further to conserve the feedstock, not favors disposition of these materials in landfills, among others. This study had the intention to do resistance to compression tests of concretes containing 25%, 50% and 100% of fine aggregate replacement of CDW, analysis of aggregate granulometry and absorption by capillarity of the concrete with fine aggregate in the contents of 25% and 50%. The results showed that as it increased the substitution content, the higher the content of pulverulent material contained in the mixtures, this consequently contributed to the decrease in the slump and consequently the resistance to compression. It is, therefore, a mixture containing 25% of fine aggregate from CDW recycled the most satisfactory. At the test of absorption by capillarity, the concretes made with 25% and 50% of replacement of aggregates from RCD had satisfactory results compared to concrete made with natural aggregates.

Key – words: Feedstock. Beneficiation. CDW.

1. Introdução

Com o passar dos anos o número de construções tem aumentado em larga escala e, junto a isso, a quantidade de resíduos que são gerados durante o processo construtivo, como restos de blocos cerâmicos, restos de madeira, argamassa, etc. Segundo Santos (2008) [1] esses materiais quando depositados em locais inapropriados podem causar



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



sérias consequências para o meio ambiente como poluição de aquíferos, escassez dos recursos naturais, a poluição do ar, que é gerada pelo transporte do material das jazidas para os grandes centros, carga negativa sobre a paisagem urbana, entre outros.

De acordo com estudos feitos pelo SINDUSCON-CE (2011) [2], o desperdício de materiais durante o processo construtivo é o principal responsável pela geração de RCD no canteiro de obras e ocorre em diferentes fases e por diversos motivos. As perdas podem ser ocasionadas por superprodução, por manutenção de estoques, pela fabricação de produtos defeituosos e podem ocorrer também durante o transporte e no processamento.

Para Gusmão (2008) [3], cerca de 91% dos RCD têm potencial reciclável sob forma de agregado, podendo ser solo, argamassa, cerâmica vermelha, brita, areia e pedregulho. Baseando-se nessa informação, pode-se considerar a reciclagem de RCD como uma alternativa bastante promissora e sustentável.

Na tentativa de atenuar esses efeitos sobre o meio ambiente, surge a prática do beneficiamento de RCD, na qual se busca reaproveitar o resíduo de construção, submetê-lo ao processo de britagem para assim se obter as frações miúdas e graúdas desse material, que pode ser utilizado na confecção de concretos, reforço de pavimentos, reforço de solos, dentre outras aplicações.

2. Materiais e Métodos

2.1. Materiais

2.1.1. Cimento

Foi empregado o Cimento Portland do tipo CP – IV – 32 – RS, o qual é indicado para obras que estão expostas a um ambiente bastante agressivo e de grande volume de concreto. No Quadro 1 encontram-se as características físicas, químicas e mecânicas do cimento escolhido.

Tabela 1 - Características físicas, químicas e mecânicas do cimento
Fonte: Fabricante

Ensaio físico e mecânico			
Ensaio	Resultados	Limites de Norma	
Finura % retido na # 200	1,6	≤ 8,0	
	% retido na # 325	10,2	-
Área específica (Blaine) - m ² /Kg	512	≥ 260	
Água de consistência (%)	32,6	-	
Tempo de pega	Início (min)	200	≥ 60
	Fim (min)	265	≤ 600
Expansibilidade de Le Chatelier à quente (mm)	0,0	≤ 5,0	
Resistência à compressão (MPa) 3 dias	22,4	≥ 10	



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Ensaaios físicos e mecânicos

Ensaaios	Resultados	Limites de Norma
Resistência à Compressão - 7 dias	31,6	≥ 20
Resistência à Compressão - 28 dias	35,3	$\geq 32 ; \leq 49$

Ensaaios químicos

Perda ao fogo - PF	3,35	$\leq 4,5$
Óxido de Magnésio MgO	2,84	$\leq 6,5$
Anidrido Sulfúrico SO ₃	3,07	$\leq 4,0$
Resíduo Insolúvel - RI	22,04	-

2.1.2. Água

A água utilizada foi coletada de um poço da Fazenda Benone, localizada no município de Pesqueira (PE).

2.1.3. Agregado miúdo

O agregado miúdo natural foi oriundo de uma jazida localizada em Mimoso (PE).

2.1.4. Agregado graúdo

A brita de diâmetro 25mm, foi oriunda da pedreira Galvaz, situada no município de Pedra (PE).

2.1.5. Agregado reciclado

A areia reciclada foi coletada, em uma usina recicladora de resíduos de construção localizada no município de Camaragibe (PE). Tal material foi coletado em quantidade suficiente para se realizar a análise granulométrica do agregado e posteriormente os ensaios de resistência à compressão e da absorção por capilaridade do concreto produzido com a areia reciclada.

2.2. Métodos

2.2.1. Análise granulométrica dos agregados

Foi feito um estudo da composição granulométrica dos agregados miúdos (naturais e reciclados), conforme especifica a Norma NBR NM 248 - Agregados – Determinação da Composição Granulométrica (ABNT, 2003) [4]. Para isto, foram usados 2000g, sendo 1000g para a areia natural e 1000g para a areia reciclada para serem levados a um conjunto de peneiras o qual será submetido à agitação mecânica para promover a separação dos grãos e assim conhecer o percentual de massa retida e o percentual de massa retida acumulada, que será muito importante para se analisar a granulometria do material. Também foram determinados o módulo de finura, o diâmetro máximo dos agregados e o teor de material pulverulento.

2.2.2. Resistência à compressão

Para se determinar a resistência à compressão do concreto, foram seguidos os procedimentos da norma NBR 5739 (2007) [5] – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Foram moldados 8 corpos de prova cilíndricos para cada teor de substituição, sendo 4 para 7 dias e 4 para 28 dias.

Definidos os teores de substituição, foi empregado um traço já utilizado em uma obra nas seguintes proporções: 1: 2,082: 2,767: 0,55, como mostrado no Quadro 2. Para esta pesquisa, optou-se por se substituir parcialmente os agregados naturais pelos reciclados, para um melhor entendimento quanto ao seu comportamento no concreto. Foi



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



escolhido um concreto com a classe de resistência de 25 Mpa, pelo fato de que se fosse escolhida uma classe superior a interferência pudesse ser maior, devido ao agregado reciclado possuir componentes menos resistentes. Vale ressaltar que, durante a mistura, não foi acrescentada água adicional para corrigir a trabalhabilidade do concreto. Após a moldagem, os corpos de prova permaneceram em cura submersa por 7 e 28 dias para ganharem resistência, sendo todos os procedimentos feitos como prescreve a norma NBR 5738 (2003) [6] – Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova. Após a cura, os corpos de prova seguiram para a prensa hidráulica para se determinar a resistência à compressão.

Tabela 2 – Dados referentes ao traço empregado

Traço unitário (Método do IPT – SP) : 1:2,082:2,767 (cimento: areia: brita)
a/c: 0,55
Resistência de cálculo: 25 MPa
Abatimento: 100 ± 20 mm

2.2.3.

Absorção por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade foi realizado no ITEP (Instituto de Tecnologia de Pernambuco), localizado em Arcoverde, de acordo com a Norma NBR 9779 - “Argamassa e concreto endurecidos — Determinação da absorção de água por capilaridade”(ABNT, 2012) [7] que estabelece a determinação da absorção de água, através da ascensão capilar de argamassa e concretos endurecidos. Foram moldados 15 corpos de prova com substituições de 25% e 50% de agregado miúdo reciclado.

Os corpos de prova utilizados no ensaio foram os do tipo cilíndrico de dimensões 10cm x 20cm, com resistência de cálculo 25 Mpa, através do método de cura submersa. Após 28 dias, foram realizados os procedimentos para determinar-se a absorção de água por capilaridade dos concretos confeccionados com a areia reciclada, de acordo a norma vigente.

3.

Análise e discussão dos resultados

3.1

Análise granulométrica dos agregados

A análise granulométrica feita nos agregados naturais e reciclados apresentou os seguintes resultados mostrados no Quadro 3.

Tabela 3 - Análise granulométrica dos agregados

Agregado natural	Agregado reciclado
Módulo de finura: 3,03	Módulo de finura: 3,50
Diâmetro máximo: 4,75 mm	Diâmetro máximo: 6,3 mm

O Quadro 3 mostra que o agregado reciclado possui um maior módulo de finura, logo, é mais grosso que o natural e esse possui um diâmetro máximo maior em relação ao natural, indicando que esse grão terá uma menor superfície específica. Com o módulo de finura do agregado reciclado sendo maior que o natural, era esperado que o abatimento fosse maior, pois o agregado teria uma menor área específica que seria molhada pela água. Mas pelo fato do agregado reciclado possuir resíduos de argila, madeira e cerâmica, fez com que o mesmo absorvesse mais água, provocando uma redução no abatimento.

Com os dados obtidos no Quadro 3 e das curvas granulométricas será possível classificar os agregados em uma determinada faixa granulométrica.

3.1.1. Comparação da granulometria do agregado natural com a do reciclado

Os agregados miúdos natural e reciclado apresentaram as seguintes curvas granulométricas mostradas nas Figuras 1 e 2.

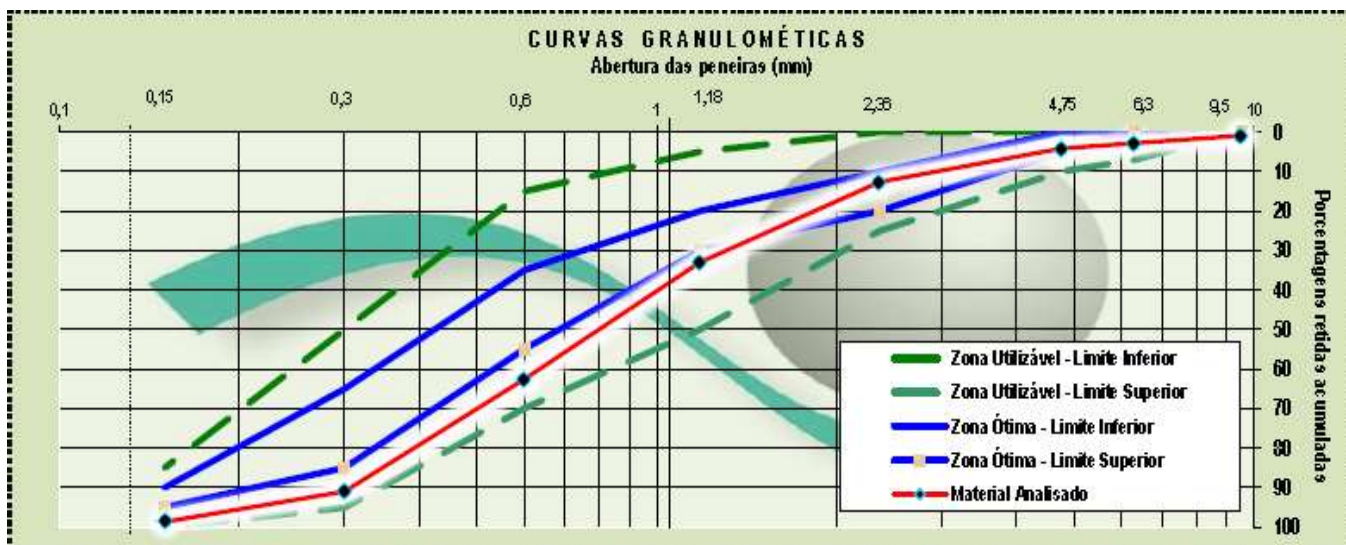


Figura 1: Curva granulométrica do agregado natural

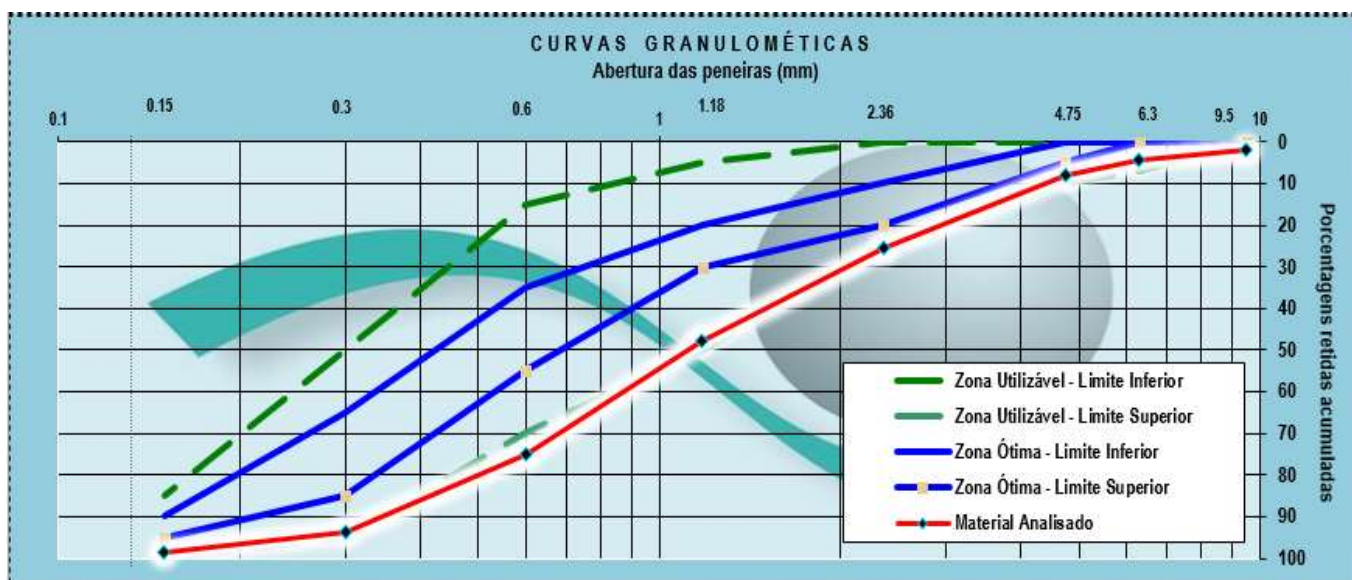


Figura 2: Curva granulométrica do agregado miúdo reciclado de RCD

Observando a curvas percebe-se que o agregado miúdo natural se encontra no limite superior da zona utilizável, idem para o agregado reciclado, indicando que são agregados de boa qualidade para utilização em concretos de Cimento Portland. Analisando as porcentagens retidas acumuladas conclui-se que ambos os agregados possuem uma granulometria contínua, ou seja, bem graduada.

3.1.2. Teor de material pulverulento

Os agregados natural e reciclado apresentaram os seguintes resultados para teor de material pulverulento, como mostrado no Quadro 4.

Tabela 4 - Teor de material pulverulento

Teor de material pulverulento	
Areia natural	1%
Areia reciclada	16%

Nota-se que a areia natural apresentou um teor de material pulverulento dentro do limite que estabelece a NBR 7211 – Agregados para concreto - especificação (ABNT,2009) [8], que é de 5% para concretos protegidos contra o desgaste superficial. Já o agregado reciclado apresentou 16% de materiais pulverulentos, ultrapassando os limites previstos na NBR 7211 (2009). Esse teor tão elevado na areia reciclada se justifica, pois, quando o resíduo é triturado, ocorre a formação de finos, que são substâncias prejudiciais, e podem comprometer a qualidade de concreto.

Porém, quando é feita a mistura de concreto utilizando a substituição de 25% de areia, o teor de material pulverulento passa a ser aceitável, apresentando 4,75% de material pulverulento, o que não acontece nas substituições de 50% e 100% apresentando, respectivamente, 8,5% e 16% de material pulverulento.

3.2. Resistência à compressão

O Quadro 5 mostra os resultados obtidos de resistência à compressão, utilizando 0%, 25%, 50% e 100% de areia reciclada.

Tabela 5 - Valores obtidos de resistência à compressão do concreto feito com 0%, 25%, 50% e 100% de agregado miúdo de RCD

Teor de substituição	Resistência aos 7 dias (MPa)	Resistência aos 28 dias (MPa)	Slump (mm)
0%	18,1	24,7	100 ± 20
25%	17,3	23	80
50%	16,7	22	60
100%	14	18,7	40

Os resultados mostram que à medida em que o teor de substituição aumenta, há uma redução na resistência à compressão e no abatimento. Foi observado que nas misturas com 50% e 100% de substituição, os valores obtidos para o abatimento eram, respectivamente, 60 mm e 40mm, logo, não foi atingido o abatimento previsto em cálculo, que era de 100 ± 20 mm. A redução no abatimento também é provocada pelo alto teor de material pulverulento, que são os finos gerados quando o resíduo é submetido à trituração. Já no concreto com 25% de substituição, além de ter um bom valor de resistência comparado ao concreto de referência, apresentou um abatimento de 80mm, que está dentro do limite estabelecido. O comportamento da resistência à compressão ante o aumento dos percentuais de substituições será mostrado esquematicamente na Figura 3.



Figura 3: Evolução da Resistência à Compressão com relação aos teores de substituição de agregado miúdo de RCD

A Figura 3 mostra que quando se aumenta os percentuais de substituição, há uma ligeira diminuição na resistência à compressão, tanto para as idades de 7 e aos 28 dias e associado a isso houve um decréscimo no abatimento em decorrência do alto teor de material pulverulento encontrado nas misturas de 50% e 100% de substituição. Sendo, portanto, a mistura considerada mais satisfatória a de 25%, pois além de apresentar bons valores de resistência à compressão, atendeu ao abatimento previsto e ao teor de material pulverulento máximo.

3.3. Absorção por capilaridade

O Quadro 6 indica os resultados obtidos no ensaio de absorção de água por capilaridade em amostras submersas em água por 3h, 6h, 24h, 48h e 72 h, com substituições de 0%, 25% e 50% de areia reciclada.

Tabela 6 - Valores obtidos da absorção de água por capilaridade em amostras de concreto submersas 3h, 6h, 24h, 48h e 72 h, produzido com 0%, 25% e 50% de agregado miúdo reciclado de RCD

Teor de substituição	Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) após 3 horas	Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) após 6 horas	Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) após 24 horas	Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) após 48 horas	Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) após 72 horas
0%	0,15	0,21	0,37	0,73	0,86
25%	0,16	0,25	0,39	0,75	0,91
50%	0,15	0,25	0,41	0,75	0,94

Foi observado que na absorção de água por capilaridade, assim como no ensaio de resistência à compressão, o teor de substituição influencia bastante os resultados, pois quanto maior for o teor de agregados reciclados no concreto, maior a tendência à absorção de água. Isso ocorre porque eles são compostos por diferentes materiais tais como solos, rochas naturais, concreto, argamassas, materiais cerâmicos, entre outros, e por isso apresentam uma porosidade maior comparada aos agregados naturais.

Vários fatores podem ter influenciado nos ensaios de absorção de água, como grande variabilidade de materiais indesejados presentes nos agregados coletados e grande quantidade de material pulverulento. O desempenho das amostras, no que se refere à absorção por capilaridade, será mostrado na Figura 4.

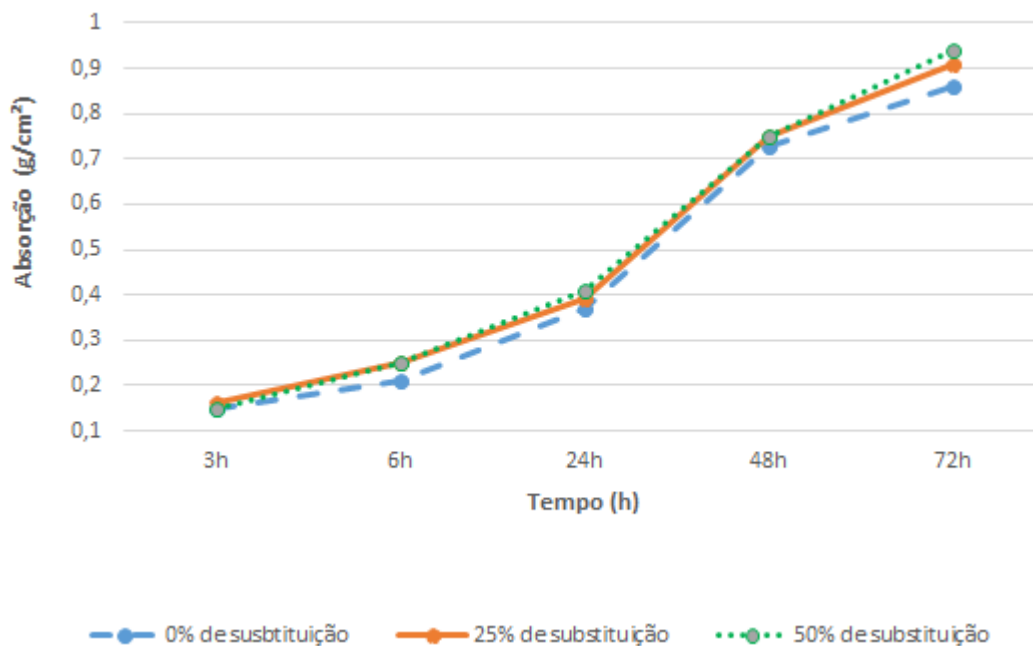


Figura 4: Absorção de água por capilaridade com relação aos teores de substituição de agregado miúdo de RCD

A Figura 4 mostra que ao final do ensaio de absorção de água (72 horas), as amostras com 25% de teor de substituição tiveram um aumento de 6% na taxa de absorção em relação ao concreto de referência. Já as amostras produzidas com 50% de agregados reciclados tiveram um aumento de 9%. Ambos os resultados foram considerados satisfatórios. Ao comparar-se as resistências dos concretos com 25% e 50% de areia reciclada com os resultados do ensaio de absorção, verificamos que os mesmos absorvem mais água do que os concretos de referência. Em um estudo feito por SENTENA (2010) [9], o mesmo observou que quanto menor fosse a resistência à compressão do concreto com agregado reciclado, maior seria sua porosidade e consequentemente maior a sua absorção de água.

4. Conclusão

A partir dos resultados encontrados, verificou-se que à medida em que é aumentado o teor de substituição do agregado miúdo reciclado, há uma diminuição na resistência à compressão e um aumento na taxa de absorção de água por capilaridade do concreto feito com agregado reciclado. Assim, comprovou-se que ao aumentar a quantidade de areia reciclada na mistura ocorria um decréscimo na resistência à compressão e, por conseguinte, uma maior taxa de absorção de água por capilaridade. Isso se deve a vários fatores tais como composição granulométrica do material, alta quantidade de poros encontrados nos agregados reciclados, grande variabilidade de materiais indesejados presentes nos agregados coletados e um alto teor de material pulverulento.

Com esse estudo, conclui-se que a substituição parcial de agregado miúdo natural pelo reciclado na confecção de concretos é uma alternativa bastante viável, pois além de proporcionar o aproveitamento dos resíduos, podem oferecer melhoria nas características de durabilidade do material. No referido estudo obteve-se bons resultados, tanto na resistência à compressão com substituição 25% de agregado miúdo de RCD, quanto para absorção de água por capilaridade. Porém a sua aplicação em concretos estruturais requer estudos mais aprofundados.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Referências

- [1] SANTOS, Eder Carlos Guedes dos. “Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino”.2008. pp. 8 – 9.
- [2] SINDUSCON. “Manual sobre os resíduos sólidos da construção civil”. Fortaleza, 2011. Disponível em: <http://www.sinduscon-ce.org/ce/downloads/pqvc/Manual-de-Gestao-de-Residuos-Solidos.pdf> Acesso em: 7 set.2015.
- [3] GUSMÃO, A. D. “Manual de Gestão dos Resíduos da Construção Civil”. Recife: Gráfica Editora, 2008. 140 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR NM 248 – Agregados – Determinação da Composição Granulométrica”. 2003. pp.2 – 6.
- [5] BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 5739 – Concreto – Ensaio de Compressão de corpos de prova cilíndricos”. 2007. Pp. 1 - 9
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS –“ NBR 5738 – Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova”.2003. pp. 2 – 6.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 9779 – Concreto – Determinação da absorção de água, através da ascensão capilar, de argamassa e concretos endurecidos”. 2012. pp. 1 – 3.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 7211 – Agregados para concreto - especificação”. 2009. pp. 3 – 7.
- [9] SENTENA, J. A. A. Absorção de Água por Capilaridade em Concretos com Agregados Reciclados de Concreto. Rio Grande do Sul, 2010. pp.2 – 3.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DAS EFLORESCÊNCIAS EM ALVENARIAS

I. J. C. RIBEIRO

Professora
IFPB, Monteiro
Paraíba; Brasil
iracira@hotmail.com

A. E. A. FERREIRA

Bolsista PIBICT
IFPB, Monteiro
Paraíba; Brasil
annyeloysssetce@gmail.com

A. B. SILVA JUNIOR

Voluntário PIBICT
IFPB, Monteiro
Paraíba; Brasil
annyeloysssetce@gmail.com

V. J. SILVA NETO

Voluntário PIBICT
IFPB, Monteiro
Paraíba; Brasil
nethynhusilva@gmail.com

RESUMO

Os sais solúveis provocam manchas esbranquiçadas e destruição das alvenarias, por migrarem através da rede capilar, depositando-se nas faces das peças. Esse fenômeno ocorre por causa da porosidade dos materiais e ciclos de molhagem e secagem. É um tipo de manifestação patológica, conhecido por eflorescência, que causa prejuízos aos moradores e construtores, pois apesar de muitas edificações serem reparadas o problema persiste. O objetivo da pesquisa é determinar a porcentagem de sais nos tijolos de várias edificações que apresentam deterioração na alvenaria. Para isso foram coletadas amostras em diversas alturas nas paredes de oito edificações térreas e, através dos métodos adotados pela EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, realizar o ensaio de condutividade elétrica e verificar qual a porcentagem de sais presentes, formulando limites inferiores e superiores que provocam esse tipo de patologia. Os resultados variaram de 0,19 mS/cm a 22,58 mS/cm, correspondendo respectivamente ao teor de sais mínimo de 0,02% e máximo de 2,89%, indicando limites de salinidade que provocam a destruição da alvenaria. Como também foi verificada uma concentração maior de sais nas amostras próximas do solo.

Palavras-chave: Eflorescência, Sais solúveis, Alvenaria, Condutividade elétrica.

ABSTRACT

Soluble salts cause whitish spots and destruction of masonry by migrating through the capillary, depositing on the faces of the bricks. This phenomenon occurs because of the porosity of the materials and cycles of wetting and drying. It is a type of pathological manifestation, known as efflorescence, which causes damage to residents and builders, because although many buildings are repaired the problem persists. The aim of the research is to determine the percentage of salts in the bricks of various buildings that show deterioration in masonry. For both samples were collected from various heights in eight one storey buildings and, using the methods adopted by EMBRAPA - Brazilian Agricultural Research Corporation, perform the electrical conductivity test and verify what percentage of salts present, determining lower and upper limits of salts that cause this type of pathology. The results for the electrical conductivity varies between 0.19 mS/cm to 22.58 mS/cm, respectively corresponding to the minimum amounts of salts of 0.02% and a maximum of 2.89%, indicating salinity limits which cause the destruction of the masonry.

Keywords: *Efflorescence, Soluble salts, Masonry, Electrical conductivity.*

1. INTRODUÇÃO

Os sais solúveis são os principais agentes da degradação dos materiais de construção porosos, e um motivo de grande frustração para as pessoas envolvidas na construção e conservação das edificações. Esse tipo de manifestação além de afetar esteticamente o ambiente interno e externo, causa problemas de insalubridade e contribuem no aceleração e deterioração dos materiais de construção contaminados [1].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



São muitas as edificações afetadas pela cristalização de sais solúveis, tanto os edifícios antigos quanto os novos, apresentando grande complexidade no mecanismo de formação, por isso muitos estudos têm sido realizados, envolvendo diversas áreas como a química, a física, a engenharia, a geologia entre outras. Mesmo conseguindo muitos avanços, não foram ainda totalmente compreendidos vários aspectos importantes deste tipo de degradação, dificultando a adoção de estratégias adequadas de prevenção e de mitigação [2].

As rochas expostas na superfície da terra sofrem intemperização através de processos físico-mecânicos e/ou químico-orgânicos, originando assim a camada de sedimentos da superfície. Os sais contidos no solo podem ser provenientes destes processos e da solubilização dos minerais primários, como também do transporte de outras regiões, tendo como fonte os oceanos. A presença de sais no solo depende também da variação do lençol freático que permite a acumulação de sais na superfície por evaporação, principalmente quando a profundidade varia entre um e dois metros e meio. A salinização dos solos ocorre devido às condições climáticas desfavoráveis como elevada evaporação, baixa infiltração, ventos contínuos e baixa precipitação, o que explica a existência de maior concentração de sais nas regiões áridas e semi-áridas [3].

O termo sais solúveis quando aplicado a solo, designa aqueles constituintes que apresentam apreciável solubilidade em água. Do ponto de vista agrônômico, um solo se torna salinizado quando apresenta uma alta concentração de sais solúveis ou de sódio trocável ou ambos, ou seja, quando a condutividade elétrica apresenta valores superiores a 4,0 mmhos/cm a 25°C e isso ocorre quando as condições climáticas são desfavoráveis [1]. Do ponto de vista da construção, a Associação Brasileira de Normas Técnicas [4] estabelece o teor de sais na água de amassamento do concreto armado, cujos valores de cloretos e sulfatos não deve exceder 1000 mg/l e 2000 mg/l, respectivamente, podendo baixar para 500 mg/l no caso de concreto protendido e para o concreto simples, os cloretos podem chegar a 4500 mg/l.

A presença de sais no solo, na água subterrânea, na atmosfera e nos materiais de construção promove o fenômeno conhecido por eflorescência e, a causa imediata do surgimento das mesmas se deve a migração da umidade através da rede capilar dos corpos cerâmicos, transportando os sais para a superfície das peças e após a evaporação da água há a formação de manchas esbranquiçadas [5]

As eflorescências podem surgir durante o processo de manufatura que se formam durante a queima do produto cerâmico devido a reações entre os constituintes da matéria-prima e os gases sulfurosos originados dos combustíveis e também surgem durante a vida útil das edificações, em forma de cristais prismáticos e depósitos pulverulentos pouco coesos com o substrato, apresentando grãos muito finos (forma de pó). Como também podem se apresentar em forma de gel, ou seja, uma exudação viscosa que aparece geralmente nas juntas de revestimentos cerâmicos [6].

A presença de sais nos produtos cerâmicos não pode ser evitada, portanto, avaliar o seu deslocamento em ambiente poroso pode ajudar na melhor compreensão do fenômeno da quantificação da eflorescência, pois evitá-la esbarra na impossibilidade física de realizar a total eliminação dos sais solúveis. Mesmo tendo conhecimento que este tipo de manifestação patológica venha sendo investigada há muito tempo, os mecanismos e fatores que controlam a formação de cristais em meios porosos e o desenvolvimento do dano não são ainda totalmente compreendidos [7].

1.1 Compostos químicos das eflorescências

As eflorescências são formadas por diferentes tipos de compostos tais como sulfatos, carbonatos, cloretos e nitratos, sendo o sulfato de sódio e o sulfato de potássio mais frequentemente detectados [8].

Popularmente as eflorescências são conhecidas pelo termo salitre. Porém, segundo [9], o salitre é um composto de nitrato de cálcio que se forma nas paredes quando estão em contato com substâncias nitrogenadas decompostas, principalmente urinas, excrementos e vapores amoniacais. [8] afirma que o salitre é um composto de nitrato de potássio e que denominar as outras eflorescências a base de sulfatos e outros sais com este termo deve ser evitado.

Durante a queima ocorrem reações que podem gerar sulfatos, favorecendo à formação de eflorescências nos produtos cerâmicos. Segundo [10], a pirita se oxida pela ação do ar e da umidade, formando o sulfato de ferro e quando reage com calcário resultará em sulfato de cálcio. Logo o controle da temperatura de queima dos materiais em questão, minimiza os problemas de eflorescência, pois os sulfatos são eliminados a temperaturas acima de 950°C.

Se o produto acabado contiver anidrido sulfúrico (SO₃), este pode se transformar, pelo contato com água de chuva, em ácido sulfúrico que ataca os componentes dos tijolos e da argamassa, produzindo eflorescências, como também podem



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ocorrer reações entre os hidratos alcalinos do cimento e os sulfatos contidos nos tijolos, durante o processo de cura da argamassa, surgindo os hidróxidos de cálcio [8].

Quando o sulfato de cálcio reage com o aluminato hidratado de cálcio do cimento, aparece o sulfoaluminato hidratado de cálcio ou sal de Candlot. Também o sulfato de magnésio reage com o aluminato hidratado de cálcio do cimento formando o mesmo sal e, sendo este muito expansivo, danifica as alvenarias e concretos, fazendo-as fissurar, desagregar e até ruir. Estas reações e outras mais ocorrem quando o cimento está associado a outros materiais da argamassa e em contato com os tijolos [8], [11].

1.2 Ataque dos sais

As causas comuns em construções que favorecem o ataque de sais são atmosfera salina de ambientes próximo ao mar; ambientes poluídos de fábricas; fatores biológicos como excrementos de pássaros; calhas sujas sem escoamento da água; vazamentos em tubulações de esgoto; tijolos cerâmicos úmidos; produtos usados na limpeza e urinas e sangue de animais abatidos [12].

A ação dos sais solúveis em edifícios causam problemas de nível estético, de diminuição das condições de habitabilidade, de perda de vestígios históricos e da possível diminuição da segurança estrutural. Embora a degradação por sais solúveis seja um problema muito frequente nas construções antigas, muitas vezes a falta de conhecimento técnico leva a ações de controle e reparação de anomalias mal planejadas ou deficientemente executadas e, por isso, podem levar ao agravamento do problema ou a reparações recorrentes que implicam em aumento do custo de manutenção [13].

As eflorescências apresentam danos estéticos, pois os sais se depositam nas superfícies das alvenarias, provocando manchas visivelmente desagradáveis e, muitas vezes não interfere na integridade das paredes. No entanto, estes sais podem ser reabsorvidos e migrarem para o interior das paredes e por sua vez recrystalizarem criando criptoflorescências. O fenômeno de criptoflorescência provoca estragos em paredes antigas, uma vez que são normalmente constituídas por materiais porosos e hidrófilos e argamassas com pouca coesão, absorvendo com facilidade água e sais no seu interior, estando susceptíveis às pressões que as criptoflorescências exercem. Na maioria dos edifícios antigos, as paredes exteriores, onde muitas vezes se apresentam depósitos salinos, têm funções estruturais, tornando os efeitos dos sais ainda mais graves [14].

Quanto ao grau de solubilidade os sais podem ser mais ou menos agressivos, como afirma [15]:

Nem todos os sais causam problemas para as edificações. Para que isso ocorra fazem-se necessárias duas características: o grau de solubilidade e a higroscopicidade. O grau de solubilidade é a capacidade que possuem os sais de se dissolverem em meio aquoso, ou seja, condição em que o sal adsorve a água do meio ambiente e a higroscopicidade é a condição em que o sal adsorve água do meio ambiente [15, p.26].

1.3 Quantificação dos sais

Um dos métodos para quantificar os sais no solo ou nos materiais é medindo a condutividade elétrica da solução salina. Essa solução tem a propriedade de conduzir corrente elétrica, uma vez que os sais podem se dissociar em cátions e ânions, fornecendo parâmetros para a estimativa da salinidade. A condutividade pode ser medida por contato, fazendo passar uma corrente elétrica em eletrodos isolados, ou indiretamente, com o uso de corrente induzida por um campo magnético, sem contato com o solo [5].

Segundo [16], a quantidade de sais presentes em blocos cerâmicos furados suficientes para provocar eflorescências, variou de 0,004% a 0,176%, obtidos a partir do ensaio de condutividade elétrica e, quando comparados com o ensaio de eflorescência [17] apresentou boa correlação linear, ou seja, quanto mais manchas de sais tinha o bloco mais elevada a condutividade elétrica e, conseqüentemente maior quantidade de sais. Já os resultados publicados por [18], cujos teores de sais nos rebocos e alvenarias variaram de 3,88 mS/cm (0,25%) a 733,00 mS/cm (46,91%) mostraram que superam todos os limites já vistos em outros estudos, além dos limites estabelecidos por [4] como também foi visto por [15] que a quantidade de sais nas alvenarias danificadas tende a aumentar, ao analisar tijolos danificados e não danificados em uma mesma parede e os teores de sais aumentaram quando aparecem as eflorescências.



1.4 Tratamento dos sais e umidade ascendente

De acordo com [12], o controle e tratamento para construções afetadas por sais deve seguir as orientações:

- i. Inspecionar qualquer sinal de ataque de sais em áreas que são propensas a isso como paredes de banheiros, tanto internas como externas;
- ii. Determinar a umidade e a altura da ascensão capilar na parede afetada;
- iii. Realizar estudos científicos através da coleta de amostras na parede afetada, a fim de determinar o teor e tipos de sais presentes;
- iv. Aplicar o tratamento adequado na parede afetada para erradicar o problema de ataque de sais;
- v. Fazer ensaios em laboratório para verificar a eficácia do tratamento. Se não, uma nova rodada de tratamento deve ser aplicada até que o teor de sal na parede fique em um nível seguro de acordo com as normas internacionais.
- vi. Preparar um guia de prevenção para o ataque de sais que servirá como referência futura.

Ainda segundo [12] as orientações para o tratamento da umidade ascendente são semelhantes aos itens anteriores e recomendam aplicar um tratamento apropriado, dependendo do tipo de parede, que pode ser uma injeção química, injeção de argamassa, eletro-osmose e inserção de impermeabilizantes hidrofugantes.

Muitos são os métodos de controle da degradação por sais, sendo classificados de acordo com o seu princípio de funcionamento, que seja para eliminação dos sais e da umidade; ou alteração do comportamento dos sais; ou controle das condições ambientais; ou alteração das características do meio físico. [19] relata vários métodos, como a remoção mecânica das eflorescências, a remoção de materiais contaminantes, o uso de compressas, a remoção eletroquímica de sais, o uso de microrganismos, os modificadores de cristalização, o uso de revestimentos, o controle climático, o controle da umidade ascendente e o método do hidróxido de bário.

Há sistemas de drenagem da água em paredes, denominados por eletro-osmose, baseados no princípio de uma pilha elétrica, cujo funcionamento é garantido pela diferença de potencial elétrico que existe entre o solo e a parede, desde que sejam fixados na parede materiais diferentes dos que ficam no solo, gerando uma corrente elétrica que será suficiente para eliminar a umidade [20].

Tendo em vista a grande quantidade de problemas gerados por sais, priorizamos como objetivo pesquisar a quantidade deles em alvenarias danificadas através do ensaio de Condutividade Elétrica, usando a metodologia da EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária [21], e fazer um estudo comparativo do teor de sais em duas alturas distintas da mesma parede. Para tanto foram coletadas amostras de tijolos visualmente danificados em edificações térreas de vários bairros da cidade de Monteiro-PB, assim analisando a porcentagem mínima e máxima de sais que provocam eflorescências e danificam a alvenaria. As edificações foram escolhidas por apresentarem alta destruição do bloco cerâmico e pelo livre consentimento dos moradores em fornecer as amostras.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para coleta de amostras, o primeiro passo foi realizar visitas em edificações, observando onde existia alvenaria danificada e tivesse acesso para retirada das mesmas. Após a identificação da alvenaria afetada, foram coletados dois tipos de amostras em alturas distintas, que foram classificadas em duas categorias A e B. A amostra A seria próximo ao solo e a B seria em altura superior, ambas na mesma parede. As amostras foram colhidas em blocos cerâmicos maciços e blocos cerâmicos furados. As edificações foram escolhidas por apresentarem visualmente deterioração da alvenaria e os moradores concordarem com a retirada da amostra. No total foram colhidas dezesseis amostras em oito edificações térreas. As especificações das amostras coletadas são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1 – Especificações das amostras coletadas

Amostra	Tipo da Edificação	Endereço	Peça Inspeccionada	Altura (m)	Observações
1A	Comércio	Rua João Santo Cruz, Centro	Tijolo da fachada frontal	0,60	Umidade na base da parede, reboco deteriorado
1B				2,25	Sem umidade visível
2A	Residência	Rua José Araújo Japyassu, Centro	Tijolo maciço da parede interna do muro	0,30	Reboco pulverulento
2B				1,65	Sem umidade visível
3A	Residência	Desconhecido	Tijolo maciço da parede externa do muro	0,67	Reboco pulverulento
3B				1,97	Sem umidade visível
4A	Comércio	Rua Leopoldino José da Silva, Centro	Tijolo de 6 furos da parede interna da escada	0,70	Apresenta umidade, reboco deteriorado
4B				1,30	Sem umidade visível
5A	Residência e Comércio	Rua Coronel Manoel Rafael, Braz	Tijolo maciço da fachada	0,36	Reboco deteriorado
5B				2,28	Sem umidade visível
6A	Residência	Rua Antônio de Sousa Leal, Feliz Retiro	Tijolo maciço da fachada frontal	0,40	Reboco deteriorado
6B				0,56	Amostra com pouca deterioração
7A	Residência	Rua Francisco Torres, Centro	Tijolo maciço da parede externa da fachada	0,75	Reboco deteriorado
7B				0,82	Tijolo pulverulento
8A	Residência	Rua Givonaldo Cavalcante, Alto São Vicente	Tijolo maciço da parede externa do muro	0,27	Apresenta manchas de umidade; tijolo pulverulento
8B				0,57	Sem umidade visível

Normalmente a amostra era coletada na fachada ou no muro de divisa e não foi adotada uma altura padrão, pois a coleta se dava na parte mais destruída e que não tivesse mais revestimento. Muitas edificações apresentaram alto grau de destruição, mas os moradores não permitiram a coleta. As amostras foram coletadas com o auxílio de espátula e armazenadas em potes de polietileno com capacidade de armazenar 40 gramas. A extração das mesmas nas alvenarias foi realizada por meio da raspagem da área afetada, da qual foi retirada cerca de 40g do tijolo, acondicionados em recipientes para serem analisados em laboratório.

Na preparação das amostras, foi primeiramente determinada a massa da amostra, utilizando a balança do tipo Marte com massa mínima de 0,5 g e precisão de 0,01g. As amostras foram destorroadas com auxílio de um almofariz e em seguida, para obtenção do extrato solúvel, foi misturado 20,0 g de amostra com 0,40 l de água destilada e filtrada em papel filtro com diâmetro de 15,0 cm, gramatura de 80 g/m, espessura de 205,0 µm e permeabilidade ao ar de 14,0 l/s.m². O filtro foi adaptado a um funil acoplado a uma proveta para a filtração. O extrato obtido foi usado para determinar a condutividade elétrica, usando o condutímetro de bancada para soluções aquosas Tecnopon, modelo CA 150.

A primeira amostra (1A) foi retirada em uma altura de 0,60 m a partir do piso da calçada, onde se verifica uma alvenaria bem danificada, como mostra a Figura 1.



Figura 1: Coleta da amostra 1A

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de condutividade elétrica e porcentagem de sais totais estão na Tabela 2.

Tabela 2 – Condutividade Elétrica (CE) e teor de sais para alturas distintas

Amostras	Altura (m)	CE (mS/cm) a 25°C	% Sais Totais
Água destilada	-	0,0038	-
1A	0,60	19,90	2,55
1B	2,25	0,21	0,03
2A	0,30	8,19	1,05
2B	1,65	1,04	0,13
3A	0,67	7,69	0,98
3B	1,97	0,19	0,02
4A	0,70	13,75	1,76
4B	1,30	4,84	0,62
5A	0,36	6,64	0,85
5B	2,28	0,47	0,06
6A	0,40	22,58	2,89
6B	0,56	8,25	1,06
7A	0,75	13,12	1,68
7B	0,82	6,09	0,78
8A	0,27	19,12	2,45
8B	0,57	4,71	0,60

A porcentagem de sais foi determinada pela equação (1), com dados oriundos de [2] e adaptado por [17].

$$\% \text{ Sais} = \frac{CE \times 640 \times VA \times 100}{10^3 \times P} \quad (1)$$

Onde,

CE é o valor da condutividade elétrica (mS/cm);
640 é o fator de transformação em ppm (mg/l);
VA volume de água destilada adicionada ao extrato (l);
P é a massa da amostra (g).

Os resultados da condutividade elétrica têm uma correlação linear perfeita e positiva com a porcentagem de sais, como mostrado no gráfico 1, onde comprova-se por apresentar coeficiente de correlação igual a um.

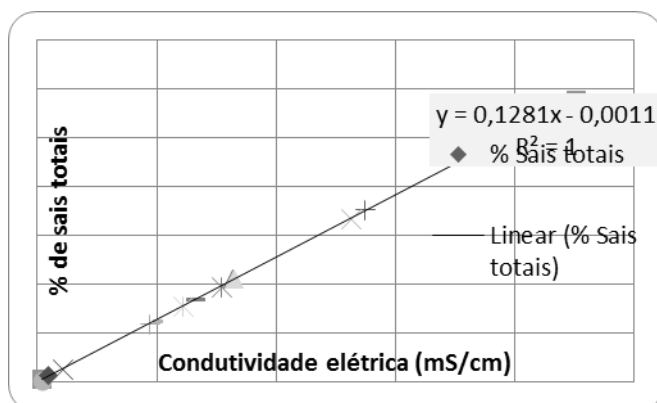


Gráfico 1 - Correlação entre condutividade elétrica e % de sais totais

A correlação entre altura da coleta e condutividade elétrica apresentou correlação fraca e negativa, como mostrado no gráfico 2, como também mostra um coeficiente de correlação negativo (R = - 0,72), ou seja a medida que aumenta a altura há diminuição da condutividade elétrica.

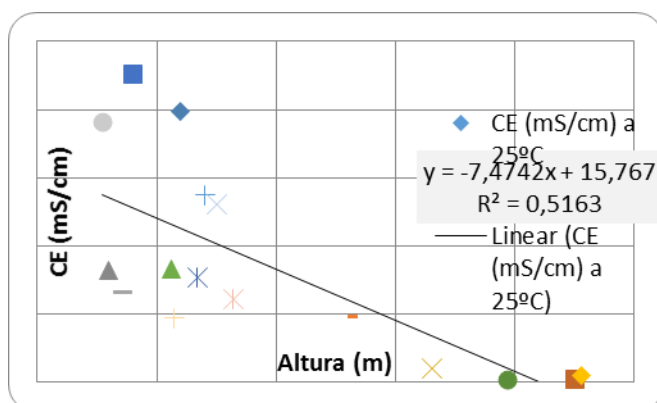


Gráfico 2 - Correlação entre altura da amostra e condutividade elétrica

A correlação entre % de sais e altura, mostrada no Gráfico 3, também apresentou correlação fraca e negativa, como também mostra um coeficiente de correlação negativo (R = - 0,72), ou seja a medida que aumenta a altura há diminuição da % de sais, como também o coeficiente de correlação se igualou ao do obtido na correlação do Gráfico 2, mostrando que isso ocorreu porque houve uma correlação perfeita entre condutividade elétrica e % de sais.

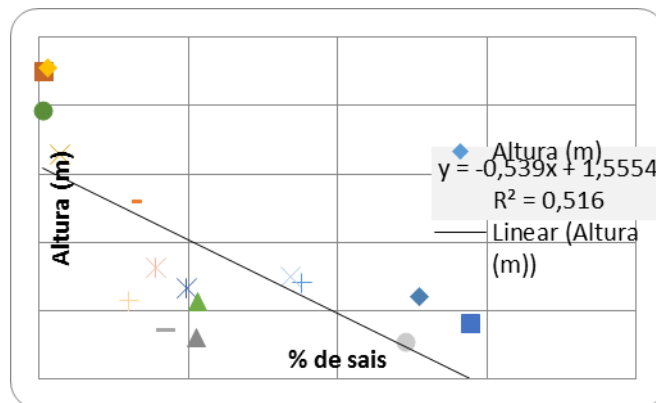


Gráfico 3 - Correlação entre % de sais e altura da amostra

Como constatado na tabela 2, todas as amostras apresentam quantidades significantes de sais, variando de 0,19 mS/cm (0,02%) a 22,58 mS/cm (2,89%), correspondendo a valores mínimos e máximos, superando os valores obtidos por [17] que variaram de 0,004% a 0,176%, mas estão abaixo dos valores encontrados por [19], cujos teores de sais nos rebocos e alvenarias variaram de 0,25% a 46,91%. A pesquisa atual se assemelha a de [17] porque em ambas foram coletadas amostras de tijolos, sendo que uma se difere da outra por analisar o tijolo saído da fábrica e a outra analisa o tijolo em uso há bastante tempo. As pesquisas realizadas sobre o teor de sais nos tijolos mostraram que a quantidade de sais aumenta dentro do tijolo durante o uso e isso é comprovado na teoria, pois a porosidade dos materiais cerâmicos permitem a percolação da água e o transporte dos sais. Nos resultados das amostras com alturas próximas a 2,00 metros (1B, 3B e 5B) a quantidade de sais foi bem menor (0,03%, 0,02% e 0,06%) que nas amostras próximas ao solo (2A com 1,05%, 6A com 2,89% e 8A com 2,45%). Isso se deve a ascensão capilar da água do lençol freático, que leva os sais para a superfície das peças e, quanto mais próximos do solo, maior a quantidade de sais. A água destilada usada na pesquisa (Tabela 2) mostrou uma condutividade de 0,0038 mS/cm, ou seja, 0,0000038 S/cm que é aproximadamente igual a zero, visto que consideramos duas casas decimais. Esse dado comprova que as amostras contém considerável quantidade de sais, pois o menor valor encontrado foi de 0,19 mS/cm para a amostra 3B.

As amostras foram retiradas de edificações com danos visíveis na alvenaria como pode ser constatado na Figura 2, mostrando poucos danos, ou seja, o reboco está solto e o tijolo aparente (Figura 2.a) e muitos danos em que o tijolo está aparente e se desmanchando, com aspecto pulverulento e úmido, facilitando inclusive a retirada da amostra (Figura 2.b), correspondendo respectivamente a amostra 6B com 1,06% de sais e a amostra 1A com 2,55% de sais.



Figura 2: Amostras danificadas. (a) Amostra 6B e (b) Amostra 1A

4 CONCLUSÕES

As eflorescências causam danos a nível estético, pois as aparências das fachadas em várias edificações visitadas estavam comprometidas, tornando o imóvel desvalorizado, como também influencia na diminuição das condições de habitabilidade e na possível diminuição da segurança estrutural, pois muitas paredes que estavam úmidas e os tijolos danificados tinham função estrutural.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Com esta pesquisa foi comprovado que as amostras coletadas próximos ao solo contêm mais sais solúveis do que as retiradas em alturas superiores, como visto na tabela 2, na comparação das amostras A e B.

As amostras apresentaram uma porcentagem de sais acima dos valores encontrados por [16], que é uma quantidade suficiente (0,004% a 0,176%) para deteriorar a alvenaria de blocos cerâmicos. Das dezesseis amostras estudadas, todas apresentaram uma quantidade significativa de sais, passíveis de destruição da alvenaria que variaram de 0,19 mS/cm (0,02%) a 22,58 mS/cm (2,89%).

5 AGRADECIMENTOS

A Pró-Reitoria de Pesquisa, Inovação e Pós-Graduação (PRPIPG) do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB), *Campus* Monteiro, que concedeu bolsa para a realização da pesquisa.

6 REFERÊNCIAS

- [1] BIANCHIN, A. C. *Influência do proporcionamento dos materiais constituintes no desempenho de argamassas para reboco de recuperação de alvenarias contaminadas por umidade e sais*. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999, 153p.
- [2] GONÇALVES, T. D. e RODRIGUES, J. D. “Argamassas de Revestimento para Paredes Afectadas por Cristalização de Sais Solúveis: Influência do substrato”. In 3º Congresso Portugues de Argamassas de Construção, Anais, Lisboa, 2010.
- [3] RICHARDS, L. A. *Diagnosis and improvement of saline and alkali soils*. Washington: united states salinity laboratory, Usda. Agriculture handbook, 60, 1954, 160 p.
- [4] ABNT NBR 15900 - Água para amassamento do concreto. Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2009.
- [5] FERNANDES, P. H. C. *Estudo sobre a influência do massará no processo de formação de salitre em rebocos na região de Teresina – PI*. Dissertação de Mestrado, UFRN, Natal, 2010.
- [6] BARZAGHI, L., “Eflorescência em ladrilho esmaltado”, *Cerâmica*, v. 29, n. 164, pp. 187-190, São Paulo, 1983.
- [7] FERREIRA, C. C. e BERGMANN, C. P. “Formação da eflorescência em cerâmica vermelha: fatores de influência no transporte dos íons SO_4^{2-} e Ca^{2+} ”. *Cerâmica* v. 57, n. 343, pp. 356-363, São Paulo, 2011.
- [8] MUZZIN, G. “Les efflorescences dans lês maçonneries en briques”. *C.S.T.C. Revue*, 4, pp. 2-11, 1982.
- [9] KLEINLOGEL, A. *Influencias físico-químicas sobre los hormigones en masa y armados*, Labor, p. 151-260, Barcelona, 1955.
- [10] REYNOLDS, M. E. “Scumming and efflorescence”, *Am. Ceramic Society Bulletin*, 4(12), pp. 677-683, 1925.
- [11] VERÇOSA, E. J. *Materiais de construção*, Vol. 1, p. 132-133, Sagra: Porto Alegre, 1975.
- [12] AHMAD, A. G. e RAHMAN, H. F.A. “Treatment of Salt Attack and Rising Damp in Heritage Buildings in Penang, Malaysia”, *Journal of Construction in Developing Countries*, Vol. 15 (1), 93–113, 2010.
- [13] PUIM, P. G. A. C. *Controlo e reparação de anomalias devidas á presença de sais solúveis em edifícios antigos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa, 2010.
- [14] TUNA, J. M. R. *Caracterização in-situ de eflorescências e de outros compostos salinos em paramentos*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2011.
- [15] RIBEIRO, A. G. *Ação de sais minerais solúveis em alvenaria de tijolos cerâmicos no município de Petrolina- PE*. Dissertação (mestrado em engenharia civil) - Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2013.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [16] RIBEIRO, I. J. C. *Os sais solúveis na construção civil*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Centro de Ciências e Tecnologia. UFPB, Campina Grande, 1996.
- [17] ASTM C-67-92a - American Society Testing and Materials. Standard test methods of sampling and testing brick and structural clay tile, EUA, 2013.
- [18] RIBEIRO, I. J. C. *et al.* “Estudo das eflorescências nas alvenarias através da condutividade elétrica”. 59º Congresso Brasileiro de Cerâmica, Barra dos Coqueiros-SE, 2015.
- [19] PUIM, P. *et al.* “Controlo e reparação de anomalias devidas à presença de sais solúveis em edifícios antigos”. 4º Congreso de Patología y Rehabilitación de Edificios - PATORREB, Santiago de Compostela, 2012.
- [20] GEWEHR, U. *Aplicabilidade e eficiência de dois métodos de saneamento de paredes degradadas por umidade e sais a partir de uma revisão bibliográfica e de um estudo de caso*. Dissertação de mestrado profissionalizante em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- [21] EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Manual de métodos de análise de solo. 2 ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA, 1997. 212 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES DO MUNICÍPIO DE APODI-RN

ISABELLY. PINTO

Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
isabellycmstp@gmail.com

CRISTIANE. FERNANDES

Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
cristiane_nascimento_fernandes@outlook.com

MARIANA. COMELLI

Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
marianacomelli@yahoo.com.br

ANTÔNIO. NEVES

Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
arthur@artificearquitetura.com.br

JANAÍNA. SILVA

Professora
UFERSA
Rio Grande do Norte; Brasil
janaina.salustio@ufersa.edu.br

RESUMO

Com o crescimento acelerado da população, surge a necessidade de construir. Isso reflete no aumento das demandas por edificações habitacionais. A partir desse crescimento surgem novas técnicas construtivas que trazem junto com suas inovações alguns vícios que têm influenciado no aparecimento de defeitos construtivos. As edificações têm um ciclo de vida útil, porém existem fatores que podem reduzir esse tempo. São eles, os erros oriundos da fase de projeto, as falhas na execução, a má qualidade dos materiais, assim como a falta de manutenção. Esses fatores repercutem no surgimento das manifestações patológicas, que ocasionam problemas no que se refere à qualidade da edificação. Inspeccionar, avaliar e diagnosticar as patologias da construção são tarefas que devem ser realizadas sistematicamente e periodicamente, de modo que os resultados e as ações de manutenções devam possibilitar a reabilitação da construção, sempre que for necessária. Este trabalho tem por objetivo estudar as principais manifestações patológicas encontradas em edificações do município de Apodi-RN, identificando suas prováveis causas e apontando mecanismos de recuperação. Com esse propósito, aborda em vários tópicos de seu referencial teórico conceitos básicos de durabilidade, desempenho e vida útil das edificações, origem das patologias nas edificações e tipos de patologias destacando suas possíveis causas, formas de prevenção e reparos. A metodologia utilizada foi através do levantamento bibliográfico, e uma pesquisa de campo que foi feita a partir de observações realizadas no local de estudo. Os resultados obtidos permitiram verificar que a maior parte das patologias diagnosticadas apareceram devido a pontos de umidade. Conclui-se que a presença de água na edificação é inevitável, e corresponde um fator originador de várias patologias, porém a impermeabilização quando feita de maneira correta alcança sua prevenção.

Palavras-Chaves: Manifestações patológicas. Causas. Reparo. Prevenção.

1. INTRODUÇÃO

A eficiência no cumprimento da finalidade da edificação é função do atendimento em maior ou menor grau das necessidades dos intervenientes no processo (construtores, projetistas, fornecedores de produtos e serviços), que podem ser agrupados basicamente em agentes promotores do empreendimento, agentes financiadores do empreendimento, proprietário, agentes de produção e usuários [1].

Entretanto, com o crescimento acelerado da população e as demandas cada vez mais urgentes, as novas técnicas construtivas implantadas a fim de satisfazer essas necessidades, trouxeram junto com suas inovações alguns vícios que têm culminado no aparecimento de defeitos construtivos cada vez mais acelerados [2].

A degradação prematura das edificações, e a consequente redução de desempenho, é um problema frequente em todo o mundo. Esta deterioração ocorre devido, sobretudo, ao envelhecimento precoce das mesmas, o qual geralmente é desencadeado pela baixa qualidade dos materiais de construção empregados, por problemas de projeto, execução e falta de manutenção [3].

Embora a qualidade das construções tenha avançado bastante nas últimas décadas, com o advento da implantação dos Sistemas de Gestão de Qualidade – ISO 9001 nas Construtoras, ainda não se consegue evitar o aparecimento de patologias nas edificações. A incidência destas nas edificações, tem gerado despesas extras aos condomínios de edifícios que, muitas vezes, têm que submetê-los precocemente a intervenções [4].

Assim, tendo em vista que é imprescindível que o profissional de engenharia conheça cada vez mais a respeito das principais manifestações patológicas que acometem as edificações, procurando, com isso, construir de maneira a diminuir a probabilidade de aparecimento destas, o desenvolvimento do presente trabalho teve como objetivo principal o estudo das manifestações patológicas encontradas em edificações do município de Apodi-RN, através da identificação de suas prováveis causas, apresentação de soluções preventivas e apontamento de formas de recuperação para tais patologias. Tudo isso levando-se em consideração para a análise a caracterização destas quanto à sua natureza, origem e mecanismos envolvidos no processo de deterioração.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Origem das manifestações patológicas

Para a construção de edificações mais duráveis, que mantenham seu bom desempenho durante a vida útil para a qual foram projetadas, faz-se necessário que se atente em todas as fases construtivas de um empreendimento para a prevenção de manifestações patológicas que possa vir a afetar a funcionalidade das habitações.

Levando isso em consideração, o processo construtivo envolve pelo menos quatro principais etapas, bem delineadas, tais como: projeto, execução, emprego de materiais e utilização da edificação [2]. Tendo em vista todas as etapas do processo de produção de edifícios, pode-se dizer que a maior parte dos problemas patológicos que ocorrem ao longo de sua vida útil, tem origem principal nas fases de elaboração do projeto e de execução dos serviços propriamente ditos [5], como mostrado na Figura 1.

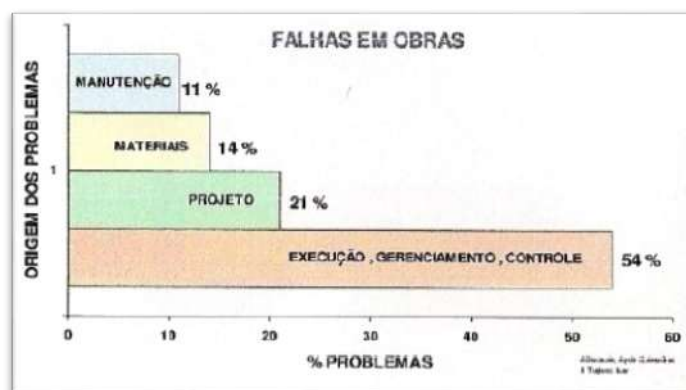


Figura 1: Falhas nas etapas do processo de produção de edifícios
Fonte: Valle (2008).

Na etapa de projeto, a coleta de dados referentes ao entorno e, especificamente, à área onde será implantada a edificação, é a tarefa mais relevante, devendo ser priorizada pelo arquiteto, pois destes dados surgirão todas as especificações globais do projeto e a concepção do produto edifício [6]. Durante a fase de projeto, alguns fatores interferem na qualidade do produto final podendo-se citar a compatibilização de projetos. Portanto, é fundamental que os serviços de compatibilização de projetos e de seus detalhes construtivos não sejam deixados para serem resolvidos durante a construção, o que acaba exigindo a adoção de soluções paliativas ou meramente reativas [4].

Os custos de reparos são muito elevados, visto que muitas das manifestações patológicas poderiam ser evitadas com planejamento e investimento em projetos mais detalhados, seguindo a boa prática, com a contratação de materiais e mão de obra qualificada e treinamento dos trabalhadores envolvidos no processo [7]. Conforme a ABNT NBR 5674:2012, os



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



programas de manutenção devem ser capazes de promover a realização de diferentes tipos de manutenção de forma coordenada, visando minimizar a realização de serviços não planejados [8]. Para tal, a organização destes sistemas deve considerar as seguintes características dos edifícios: tipo de uso, tamanho e complexidade funcional, quantidade e dispersão geográfica e relações com o entorno.

2.2 Manifestações patológicas nas edificações

Para se efetuar um diagnóstico correto de uma manifestação patológica, faz-se necessário realizar, inicialmente, uma inspeção visual para se fazer uma coleta de dados, identificando todos os sintomas observados, assim como sua localização e intensidade [9]. Os problemas patológicos, salvo raras exceções, apresentam manifestação externa característica, a partir da qual se pode deduzir qual a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos, assim como se podem estimar suas prováveis consequências [4].

As principais causas das patologias são recalque das fundações, movimentação térmica, excesso de deformação das peças estruturais, sobrecargas ou acúmulo de tensões, retração do cimento, carbonatação, corrosão, reações químicas internas e até mesmo defeitos construtivos [10].

2.2.1 Manifestações patológicas em alvenarias

O surgimento de manifestações patológicas em alvenarias é muito comum, uma vez que este sistema constitui uma barreira física vertical responsável, entre outras funções, pela estanqueidade à água [11]. Em alvenaria estrutural as manifestações patológicas mais comuns de acontecerem são as fissuras, onde muitas dessas ocorrem devido às manifestações entre componentes estruturais e principalmente pela dilatação térmica [12]. As fissuras podem ter causas variadas como deformação de vigas e lajes, recalques diferenciados das fundações, retração da argamassa, diferenças entre as propriedades dos materiais constituintes, movimentações higrotérmicas diferenciadas, dilatação térmica da estrutura e o destacamento causado pela retração da parede em razão do encunhamento antecipado da alvenaria de vedação [13].

Do ponto de vista da recuperação é sempre recomendável considerar as fissuras como ativas, pois mesmo corrigindo as causas que lhes deram origem, pequenas mudanças em sua abertura continuam a ocorrer em função das variações térmicas e higroscópicas da alvenaria e do próprio revestimento [14]. Entre as principais técnicas para minimizar e prevenir as fissuras mais comuns em alvenaria encontram-se a execução de vergas e contra-vergas, encunhamento, ligação entre alvenaria e pilar, e execução das paredes [13].

2.2.2 Manifestações patológicas nos revestimentos

Entre os principais tipos de manifestações patológicas em revestimentos, podem ser citadas, as fissuras e a perda de aderência que pode levar ao descolamento do revestimento. O aparecimento de fissuras em revestimentos pode ocorrer principalmente devido à traço inadequado, teor excessivo de finos, material argiloso na areia, excessiva absorção da base e excessiva evaporação [15]. Já a perda de aderência pode ser entendida como um processo em que ocorrem falhas ou rupturas na interface das camadas que constituem o revestimento ou na interface com a base ou substrato, devido às tensões surgidas ultrapassarem a capacidade de aderência das ligações [4].

A eflorescência resulta da dissolução dos sais presentes na argamassa, ou nos componentes cerâmicos ou provenientes de contaminações externas e seu posterior transporte pela água através dos materiais porosos [16]. Para correção de manifestações causadas pela eflorescência pode-se recorrer a uma simples lavagem da superfície do revestimento, o que geralmente já é suficiente para a eliminação dos depósitos [17].

As patologias como o mofo e o bolor consistem em fungos vegetais cujas raízes, penetrando na madeira, destilam enzimas ácidas que a corroem. Correspondendo a vegetais, esses fungos precisam de ar e água. Os mesmos não proliferam em ambientes absolutamente secos. E com isso, o mofo e o apodrecimento também são decorrentes da umidade [18]. A eliminação do mofo e do bolor é muito difícil. Pois é preciso eliminar suas raízes. Para evitar a presença do mofo e do bolor é preciso eliminar todo e qualquer tipo de umidade da construção. Eliminação essa que fica mais fácil unindo impermeabilização com ventilação dos ambientes [19].

2.2.3 Manifestações patológicas nas pinturas

A tinta corresponde a um material de acabamento que apresenta função decorativa e protetora ao garantir acabamento estético e impedir a penetração de agentes deletérios ao substrato como água, umidade, poluição atmosférica, partículas do meio, etc. Esse material é constituído basicamente por pigmento, resina (ou polímero), solventes e aditivos [20]. Os principais agentes naturais responsáveis pela degradação das superfícies numa construção são a água, o sol e poluição do ar. O isolamento térmico ausente ou deficiente e a falta de qualidade dos materiais e das técnicas de construção são considerados os principais fatores para o aparecimento das patologias.

De modo geral, as patologias apresentadas nas pinturas são tratadas através da remoção das partes mal aderidas do revestimento. Em seguida deve-se localizar os fatores que estão ocasionando os danos, que provavelmente será pontos de umidade. Após realizar a aplicação de uma camada preparadora de paredes com base água, regulariza toda a superfície e refaz a pintura.

3. ESTUDO DE CASO

A pesquisa de campo aconteceu no município de Apodi/RN, onde foram visitadas dez residências e o Mercado Municipal, com a finalidade de diagnosticar as patologias existentes nos locais supracitados. O município de Apodi está localizado na Micro-região da Chapada do Apodi, na Zona Oeste do estado do Rio Grande do Norte, e fica a uma distancia de 352 km da capital Natal/RN.

3.1 Descrição da metodologia utilizada

Primeiramente elaborou-se uma revisão bibliográfica, que consistiu na apresentação de conceitos relacionados a descrição das manifestações patológicas, suas causas, reparos e prevenções. Por conseguinte, definiu-se o tipo de edificação que seria analisada, a saber, edificações residenciais e um prédio público. E, por fim, foi delineado o método de pesquisa empregado, que, no caso, remeteu a um estudo de caso, por sua vez caracterizado como uma pesquisa de campo realizada mediante vistorias.

Na fase de observações *in loco* utilizou-se além do recurso visual os registros fotográficos, para a interpretação dos fenômenos patológicos a partir de sua localização nas edificações em estudo, bem como para a elaboração de uma descrição técnica dos sintomas apresentados, com o intuito de identificar e analisar criteriosamente todas as patologias encontradas e todos os elementos que pudessem ter causado as mesmas. Para tanto seguiu-se o procedimento de avaliação de patologias ilustrado na Figura 2.



Figura 2: Etapas para identificação da tipologia e solução das patologias

Fonte: Acervo pessoal (2014).

A partir da identificação das principais patologias encontradas nas edificações em estudo foi possível, com base nas literatura existente, compará-las com as encontradas no presente estudo e, assim, identificar quais foram as possíveis causas que as geraram. Para a elaboração de um diagnóstico correto, fez-se também necessário conhecer as características dos materiais, através da análise da configuração das edificações e dos dados obtidos pelo histórico destas, para que, assim, fosse possível apontar as soluções para a correção dos problemas, bem como sugerir medidas preventivas para que este problema não voltasse a ocorrer em futuras edificações.

3.2 Manifestações patológicas encontradas

As residências visitadas fazem parte do bairro Pody dos Encantos, localizado no Conjunto Cohab. Nele foram visitadas 10 casas de um total de cerca de 200 casas, configurando assim uma amostra de aproximadamente 5%. Das residências visitadas, 70% apresentaram algum tipo de fissura, 60% apresentaram eflorescência, 50% apresentaram mofo e 60% das edificações apresentaram desagregação do revestimento.

3.2.1 Fissuras

As fissuras são patologias responsáveis tanto por causarem desconforto aos usuários, quanto por atuarem diretamente na redução da durabilidade dos revestimentos e da alvenaria. A Figura 3 ilustra o caso da fissura que ocorreu devido a movimentações térmicas, que tendem a provocar alterações no volume dos materiais e componentes da edificação, levando ao aparecimento de tensões que são aliviadas sob forma de fissuras em função da baixa capacidade de deformação dos materiais.

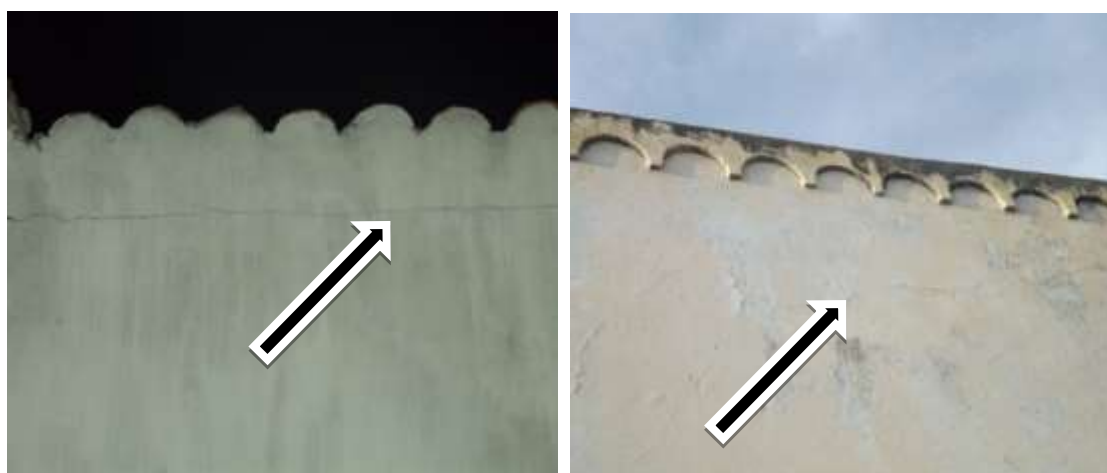


Figura 3: Fissuras horizontais causada por movimentação térmicas

Fonte: Acervo pessoal (2014).

Sendo a cobertura a parte da edificação onde há maior incidência de variações térmicas, este local se torna mais susceptível a ocorrência de movimentações entre a laje e alvenaria. Esse problema poderia ter sido prevenido com a utilização de juntas de dilatação na laje, possibilitando sua movimentação. Outra forma que ajudaria é utilização do sombreamento da laje com telhas cerâmicas, ao invés das de fibrocimento, pois estas últimas absorvem mais calor que as cerâmicas. E ainda, pode-se adotar a utilização de uma argamassa flexível na ligação laje-alvenaria.

Outro caso é apresentado na Figura 4, onde verifica-se a configuração de fissuras mapeadas. Esse tipo de configuração é oriunda da retração do revestimento em função da excessiva evaporação da água da argamassa, pois trata-se de uma área que encontra-se em exposição direta ao sol. Essas fissuras são ocasionadas por um fator conhecido por higrotermia, que se caracteriza pela perda de água em razão do calor do meio externo.



Figura 4: Fissuras mapeadas em paredes externas

Fonte: Acervo pessoal (2014).

Essa patologia poderia ter sido evitada ou minimizada com a simples ação do uso de cal hidratada no traço da argamassa de revestimento. Na Figura 5 diagnosticou uma fissura que possivelmente ocorreu devido as diferentes deformações que ocorrem entre alvenaria e a estrutura do telhado.



Figura 5: Fissuras ocasionadas na ligação entre estrutura - alvenaria
Fonte: Acervo pessoal (2014).

A terça de madeira possivelmente está sobrecarregada com o peso de toda a estrutura e revestimento do telhado. Isso ocorre em função das dimensões da seção transversal do elemento serem menores do que se faz necessário para suporte das cargas que incidem sobre o mesmo. A carga em excesso é transmitida a parede e ao revestimento ligado a ela, que não absorvem totalmente as tensões transmitidas, aliviando-as sob a forma de fissura na ligação parede/estrutura de madeira. Essa patologia poderia ter sido evitada com dimensionamento correto dos tamanhos das peças de madeiras.

Na Figura 6 foi possível constatar casos de fissuras que ocorreram devido a movimentações higroscópicas. Essa patologia ocorre da seguinte forma: com o aumento do teor da umidade existe uma expansão do material enquanto que a diminuição desse teor provoca uma contração do material, as mudanças higroscópicas provocam essas variações dimensionais que exercem grande influência nas características de deformabilidade dos materiais.

Mais uma vez, a dosagem inadequada das argamassas pode ter sido um fator importante para o desenvolvimento desse tipo de fissura. No caso de argamassas para contrapiso o elevado teor de cimento, faz com que a argamassa fique muito rígida, necessitando então da adoção de juntas de movimentação no piso para evitar o aparecimento dessas fissuras.



Figura 6: Fissuras horizontais em piso causada por movimentação higroscópica
Fonte: Acervo pessoal (2014).

O tratamento dessas fissuras podem ser utilizados alguns materiais que se encontram no mercado, como por exemplo, poliuretano hidro expansivo e manta de elastômero colada com epóxi. O poliuretano hidro expansivo deve ser executado com furos inclinados, que devem atingir a fissura na metade da espessura da peça, instalar os “plugs” de injeção, preparar a resina expansiva e executar a injeção e retirar o excesso de resina através de raspagem e realizar o acabamento desejado. Já o reparo com a manta de elastômero colado com epóxi inicia-se com o ato de lixar e limpar

toda a superfície; preparar e aplicar o adesivo epóxi (camada com espessura de 1 a 2 mm) dos dois lados da fissura, numa faixa de 5 a 6 cm; fixar a manta sobre o adesivo, recobrir suas bordas com uma camada de espessura decrescente de adesivo; retirar a tira vermelha de polipropileno que recobre a faixa central do elastômero; e esperar a cura do adesivo epóxi, antes de solicitar a junta.

3.2.2 Eflorescência

A eflorescência pôde ser observada em grande parte das paredes das residências visitadas. Esta manifestação causa desconforto aos moradores tanto pela questão da estética, quanto pelo comprometimento da saúde devido à exposição de finos. A sua ocorrência é dada através de três elementos, os sais solúveis, presença de água ou porosidade do componente e o gradiente hidráulico. Não haverá ocorrência deste problema, quando eliminado qualquer um desses fatores. A Figura 7 ilustra casos de eflorescência na parte inferior das paredes de duas edificações residenciais.



Figura 7: Eflorescência nas paredes internas da residência
Fonte: Acervo pessoal (2014).

Como medida preventiva, podemos citar a impermeabilização da fundação, evitando que a água presente no solo ascenda por capilaridade atingindo a parte inferior da alvenaria. A umidade, como já visto, é um dos fatores que contribui para o aparecimento desse tipo de patologia, devendo, portanto, ter cessada. A eflorescência pode ser eliminada através remoção dos depósitos com uma simples lavagem da superfície do revestimento. Caso esta tenha sido provocada pela umidade ascendente, faz-se necessário a impermeabilização das paredes com argamassa polimérica e refazer o reboco, e posteriormente a pintura.

Na Figura 8 foi observada a presença de eflorescência em áreas próximas ao banheiro. Isso leva a diagnosticar que foi ocasionado devido ao banheiro se tratar de uma área molhada com frequente contato com umidade, havendo então problemas de infiltração pela ausência de impermeabilização da área ou ainda alguma conexão/tubulação defeituosa.



Figura 8: Eflorescência em paredes próximas ao banheiro
Fonte: Acervo pessoal (2014).

Nesses casos o reparo pode ser feito por meio da remoção de todo o revestimento argamassado, averiguação de tubulações/conexões defeituosas com sua posterior troca, ou ainda, caso o problema persista, providenciar a impermeabilização do piso e das paredes interna do banheiro e externa até uma altura de aproximadamente 1,8 m. Após esse tratamento, o revestimento deve ser refeito. Na Figura 9 houve eflorescência no rejunte do revestimento cerâmico.



Figura 9: Eflorescência no rejunte do revestimento cerâmico
Fonte: Acervo pessoal (2014).

Na Figura 10 observa-se a ocorrência de eflorescência em áreas conhecidas como ‘terraços’, que apresenta grande exposição tanto por água de chuvas como pela capilaridade.



Figura 10: Eflorescência
Fonte: Acervo pessoal (2014).

Pode-se prevenir essa patologia com a execução de uma boa impermeabilização, uso tijolos com baixo teor de sulfatos, pintura impermeável, ou impermeabilização das fundações. A solução para o problema de eflorescência observado nas residências deve-se em remover os sais solúveis cristalizados com uma espátula, em seguida deve-se limpar a superfície com água, sabão e uma esponja de aço. Após a limpeza o objetivo deve ser a eliminação da infiltração de água, impermeabilizando a área próxima a patologia. Geralmente o reparo para patologias designadas eflorescências faz-se necessário a retirada do revestimento, refazendo-o com aplicação de uma argamassa polimérica.

3.2.3 Mofo

O mofo é responsável por provocar desde danos estéticos, até problemas relacionados com a qualidade dos ambientes internos que tendem a ocasionar prejuízos à respiração de moradores. Assim, é possível relatar, através de conversas com moradores das residências que não foi efetuado nenhum tipo de impermeabilização partindo da fundação. Das dez casas visitadas, diagnosticou-se esse problema em 50% das mesmas.

A umidade aparece na maioria das vezes em locais onde o terreno é muito úmido, pois, essa umidade é absorvida pelo alicerce da edificação e sobe na parede por capilaridade, formando mancha caracterizada pelo conhecido mofo, como mostrado na Figura 11. Nesse caso a prevenção poderia ter sido através da impermeabilização da fundação.



Figura 11: Mofo causado devido à umidade por capilaridade

Fonte: Acervo pessoal (2014).

As manchas sobre a superfície externa da edificação, apresentada na Figura 12, caracterizam a presença de umidade, em razão da água da chuva. Estas manchas são provocadas pela sujeira que fica aderida a superfície e, quando em contato com a água da chuva, é carreada para a fachada da residência.



Figura 12: Mofo em parede externa da residência

Fonte: Acervo pessoal (2014).

Na Figura 13 encontram-se casos de mofo localizado em área interna, causado pela água da chuva.



Figura 13: Mofo em parede interna

Fonte: Acervo pessoal (2014).

Também foi possível perceber a existência de mofo, que se prolifera com facilidade em paredes expostas à umidade que não tem contato com a luz solar. Essa umidade pode ser proveniente de erros construtivos, que levaram a não adoção de técnicas como uso de calhas na cobertura, má fixação do madeiramento ou ainda telhas mal posicionadas e/ou de baixa qualidade. Esse problema seria evitado com o dimensionamento correto dos elementos e uso de materiais de qualidade.

3.2.4 Desagregação de revestimento

Na Figura 14 encontram-se casos de patologias que apresentam o destacamento do revestimento, onde foi ocasionada a partir da ascensão capilar. Essa manifestação deu-se origem a partir da falta de impermeabilização da fundação das residências. A prevenção se encontra na realização de impermeabilização das fundações na fase executiva.



Figura 14: Desagregação de revestimento – Ascensão capilar
Fonte: Acervo pessoal (2014).

Nestes casos a umidade pode provocar descascamento em que, junto com a película de tinta, sai também partes do reboco sendo este problema denominado de desagregamento do revestimento. Para fazer o reparo desse problema se faz necessário a impermeabilização das paredes, com aplicação de argamassa polimérica diretamente sobre a alvenaria e posterior recomposição do reboco e pintura de acabamento.

Na Figura 15 encontra-se um caso de descascamento do revestimento, onde pode ser diagnosticado através da perda de aderência entre o revestimento e a superfície, pela ausência de manutenção. Nesses casos é necessário a raspagem da superfície até a eliminação total das partes soltas, seguido da aplicação de fundo preparador de paredes, correção das imperfeições com massa corrida ou massa acrílica, dependendo do caso, e aplicação da tinta de acabamento.



Figura 15: Desagregação de revestimento – Perda de aderência
Fonte: Acervo pessoal (2014).

Essas manifestações podem ser tratadas da mesma forma dos problemas de umidade (realizando a impermeabilização do local) e infiltração, realizado assim a remoção de toda a superfície danificada, raspando ou lixando até a total eliminação, e após aplicando uma demão de tinta fundo preparador e em seguida a tinta de acabamento.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho se propôs a identificar as principais ocorrências patológicas em edificações da cidade de Apodi, identificando suas causas e fornecendo medidas preventivas e corretivas e com base nos resultados da pesquisa é possível apresentar as seguintes conclusões:

Uma das principais ocorrências patológicas foi a presença de umidade nas edificações. Este fato reside principalmente do desconhecimento por parte dos profissionais que realizaram as construções, da presença de umidade no solo, da ausência de domínio da influência dos materiais sobre as propriedades das argamassas e da falta de conhecimento de produtos de impermeabilização que existe no mercado e de como aplicá-los. A umidade consiste num fator originador de várias patologias, porém é possível impedir sua ação através de medidas preventivas, ou seja, com uso de impermeabilizantes apropriados para cada caso e correta dosagem das argamassas usadas nos revestimentos durante a construção.

A presença de fissuras foi outra manifestação patológica bastante frequente nas edificações visitadas. Estas se deram principalmente pelo subdimensionamento de elementos com funções estruturais e também pela utilização de argamassas mal dosadas, ricas em cimento. Isso possibilitou que as argamassas se tornassem mais resistentes, porém muito rígidas, não tendo capacidade de deformação como o mecanismo de alívio de tensões. Não há necessidade de argamassas muito resistentes, uma vez que elas não desempenham função estrutural, sendo mais importante garantir melhor capacidade de deformação e de retenção de água para evitar o aparecimento de fissuras por retração.

Diante do exposto, a prevenção é a melhor solução, além de ser mais eficaz e sem elevados gastos econômicos, garante uma maior segurança e durabilidade a edificação. Porém, no caso de aparecimento de patologias como essas, a engenharia é dotada de técnicas para sua recuperação. Contudo, o presente estudo desperta nos futuros profissionais de Engenharia Civil a consciência de que prevenir é a melhor alternativa. As técnicas construtivas devem ser aplicadas com a devida atenção e acompanhamento, visto que é preciso, para obter a satisfação do cliente, zelo e atenção em todas as etapas da construção de uma edificação, mas, especialmente, na fase de execução.

REFERÊNCIAS

- [1] SILVA, M. A. C. *“Metodologia de seleção tecnológica na produção de edificações com o emprego do conceito de custos ao longo da vida útil”*. 1996. Tese (Doutor em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 1996.
- [2] FREIRE, A. *“Patologia nas edificações públicas do estado do paran : estudo de caso da unidade escolar padr o 023 da superintend ncia de desenvolvimento escolar-SUDE”*. 2010. Monografia (T tulo de especialista em constru o de obras p blicas) – P s-gradua o em constru o de obras p blicas da Universidade Federal do Paran . Curitiba, 2010.
- [3] POSSAN, E; DEMOLINER, C. A. *“Desempenho, durabilidade e vida  til das edifica es: abordagem geral”*. Universidade Federal da Integra o Latino Americana. 2012.
- [4] SILVA, F. N. *“Caracteriza o das manifesta es patol gicas presentes em fachadas de edifica es multipavimentadas da cidade de Iju /RS”*. 2006. TCC (grau em engenharia civil) – Departamento de Tecnologia DA Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Iju , 2006.
- [5] VALLE, J. B. S. *“Patologia das alvenarias: Causa / Diagn stico / Previsibilidade”*. 2008. Monografia (Especializa o em Tecnologia da Constru o Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008.
- [6] CASAGRANDE J, E. F. *“Princ pios e Par metros para a Constru o Sustent vel”*. Paran . 2008.
- [7] TAGUCHI, M. K. *“Avalia o e qualifica o das patologias das alvenarias de vedaq o nas edifica es”*. 2010. Disserta o (Mestrado) - Universidade Federal do Paran , Setor de Tecnologia, Programa de P s-Gradua o em Constru o Civil. Curitiba, 2010.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5674: Manutenção de edifícios – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2012.
- [9] TUTIKIAN, B; PACHECO, M. “*Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil*”. Boletim técnico. México, 2013.
- [10] OLIVARI, G. “*Patologia em Edificações*”. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2003.
- [11] DIETRICH, Y. P.; SATO, V. Y.; VIEIRA, L. G. “*Manifestações Patológicas em Hospital de Vitória – ES*”. Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto. Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo. 2013.
- [12] EIDT, A. L. “*Manifestações patológica provenientes de movimentações em alvenaria estrutural de bloco: dispositivos de prevenção utilizados na região metropolitana de Porto Alegre*”. 2010. Trabalho de diplomação (engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.
- [13] MACHADO, L. F. R. “*Análise das técnicas que visam minimizar fissuras na alvenaria de vedação em estruturas de concreto armado moldado in loco*”. 2011. Trabalho de graduação (Bacharel em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Estado de Santa Catarina. Joinville, 2011.
- [14] LORDSLEEM JÚNIOR, A. C. “*Sistemas de Recuperação de Fissuras da Alvenaria de Vedação: Avaliação da Capacidade de Deformação*”. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- [15] QUEIROZ, R. O. “*Patologias em fachadas construídas com revestimento de argamasas*”. 2007. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2007.
- [16] ROSCOE, M. T. “*Patologias em Revestimento Cerâmico de Fachada. Universidade Federal de Minas Gerais*”. Departamento de Engenharia de Materiais e Construção. Curso de Especialização em Construção Civil. Minas Gerais, 2008.
- [17] SANTOS, P. H. C.; SILVA FILHO, A. F. “*Eflorescência: Causas e Consequências*”. UCSal – Universidade Católica do Salvador. Salvador, 2009.
- [18] OLIVEIRA JUNIOR, L. M. DE.; CANTISANO, L. “*Impermeabilização com Manta Asfáltica e Argamassa Polimérica – Estudo de Caso*”. Universitário da Fundação Educacional de Barretos – UNIFEB. Curso de Engenharia Civil. Barretos, 2012.
- [19] COSTA, V. C. de C. “*Patologia em Edificações Ênfase em Estrutura de Concreto*”. Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2009.
- [20] CUNHA, A. de O. “*O Estudo da Tinta/Textura Como Revestimento Externo em Substrato de Argamassa*”. Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais, 2011.



ESTUDO DE ÁGUA SUBMETIDA A UM CAMPO QUÂNTICO UNIFICADO EM MATRIZ DE CIMENTO PORTLAND

W. DO NASCIMENTO ALVES

Acadêmico de Eng. Civil
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
weslleydonascimento@gmail.com

S. R. BERTOCINI

Mestre Eng. Civil
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
sandra.bertocini@ufms.br

E. E. SANTOS

Acadêmica de Eng. Ambiental
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
elvinainayaes@gmail.com

RESUMO

Muito pouco tem se estudado as características químicas e físicas da água de amassamento, sendo esta de grande importância na hidratação do Cimento Portland. Estudos mostram que a magnetização da água proporciona uma redução de sua tensão superficial, por consequência uma melhor hidratação do cimento Portland. Com essa característica, há uma mudança na reologia do concreto, tanto no estado fresco quanto no endurecido, com aumento de resistência a compressão, trabalhabilidade e consistência. A partir dessa aplicação é possível verificar um aumento significativo na compressão, trabalhabilidade e redução de cimento Portland, garantido a durabilidade da matriz, sendo possível sua aplicação em grandes empresas de concretagem.

Palavras-chave: água magnetizada, durabilidade, tensão superficial.

ABSTRACT

Very little has been studied about the chemical and physical characteristics of the water that is used in concrete mixtures, which is of great importance in the hydration of Portland cement. This study investigated the use of water in paste by comparative tests between well water used at the Federal University Mato Grosso do Sul Foundation and water subjected to a magnetizing device, called "magnetized water". Studies show that water magnetization provides a reduction of its surface tension, therefore a better hydration of Portland cement. These properties generate a change in the rheology of fresh and hardened concrete. The compression resistance, workability and consistency also increase. With this application, it is possible to experience a significant increase in compression and workability, as well as a reduction of Portland cement in the mixtures. Guaranteeing durability of the cementitious matrix may turn this application a valuable alternative in large companies of concrete.

Keywords: magnetized water, durability, surface tension.

1. INTRODUÇÃO

A água de amassamento é necessária para que ocorra a hidratação adequada do concreto e de seus agregados. Seu estudo se faz necessário para que se tenha um concreto de melhor qualidade. Têm surgido em diversos países como Rússia, Japão, Estados Unidos e também no Brasil, pesquisas relacionadas à água magnetizada utilizada em concretos. Estudos realizados pelo departamento de Engenharia e Materiais de Construção (DEMC) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) revelaram que a magnetização da água a torna mais fluida e com uma maior capacidade de hidratação devido à redução de sua tensão superficial [1].

Ensaio revelaram que utilizar a água magnetizada, no lugar da água convencional proveniente das torneiras ou poços, faz com que um determinado traço de concreto tenha um aumento considerável na sua resistência à compressão e, devido a este acréscimo, tem-se um ganho econômico por parte das indústrias concretreiras visto que, há princípio, pode-se reduzir a quantidade de cimento utilizado mantendo-se a mesma resistência desejada [1].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A capilaridade, o índice de vazios e a massa específica dos concretos confeccionados com água magnetizada apresentam também melhores resultados, pois como a tensão superficial da água diminui ocorre uma melhor combinação entre os materiais constituintes do concreto e maior redução dos seus poros.

Ensaio como turbidez, condutividade elétrica, pH e salinidade são parâmetros importantes da água a serem avaliados. A turbidez é analisada segundo a presença de partículas sólidas em suspensão, que diminuem a transparência da água, sendo a medida por meio de um feixe de luz que atravessa certa quantidade de água. Medida pela capacidade de uma solução aquosa de conduzir uma corrente elétrica devido à presença de íons, a condutividade elétrica varia com a concentração total de substâncias ionizadas dissolvidas na água e com a temperatura.

O pH é utilizado para indicar a molaridade dos íons H_3O^+ presentes em uma solução. A sua escala é compreendida entre 0 e 14, e indica se o meio é ácido, básico ou neutro, quando o pH for menor, maior ou igual a 7, respectivamente. Já a salinidade mede a quantidade de sais dissolvidos na água de lagos e reservatórios, neste caso, na água de poço [2].

O cimento, quando hidratado, sofre uma reação química exotérmica que resulta no seu endurecimento, e a água tem grande importância neste processo. Porém, quando na massa do concreto fresco existe mais água do que o cimento necessário para endurecer, este excesso não é absorvido na reação e “sobra” água no concreto. Parte desse excedente de água migra do interior para a superfície da massa do concreto, formando canalículos no seu interior. Após o endurecimento e a perda de toda a água de amassamento por evaporação, o concreto apresenta vazios no formato de bolhas e canalículos, que são os responsáveis pela redução da resistência e da impermeabilidade do concreto [3].

É de amplo conhecimento que o cimento é o material mais caro na produção de um concreto e, ao utilizar a água magnetizada tem-se uma diminuição da quantidade de cimento empregado, obtendo-se um produto final mais barato. Além disso, esta redução também proporciona um concreto mais sustentável, pois se reduz a quantidade de matéria prima extraída da natureza, minimizando eventuais impactos ambientais oriundos desta extração em massa.

A água magnetizada também apresenta diversos benefícios para a saúde humana, como melhor oxigenação sanguínea, e para os animais e vegetais. Diversas pesquisas já foram realizadas utilizando como tema principal a água magnetizada, e estes estudos e pesquisas podem ser encontradas no site da Global Health Library, da Organização Mundial da Saúde (OMS).

1.1. Objetivo

Este trabalho estudou a aplicação de água de amassamento em matriz cimentícia através de ensaios comparativos entre água de poço usada na Universidade Federal de Mato Grosso do Sul e água submetida a um campo quântico unificado por meio de um aparelho magnetizador, chamada “água magnetizada”. Realizando estudos de concreto no estado fesco e endurecido através de ensaios físicos e mecânicos.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foi realizado um estudo prévio de concreto e pasta de cimento Portland e análise das águas utilizadas. Foram ensaiados 2 (dois) traços, um com concreto (água, cimento Portland, agregados graúdos e miúdos e aditivo) e outro com pasta de cimento (água e cimento). Além disso, ensaios de turbidez, condutividade elétrica, pH e salinidade foram executados com as águas.

2.1. Água de Amassamento

Foco deste trabalho, a água de amassamento é de fundamental importância para a correta hidratação do concreto, sendo, de um modo geral, adequada ou não segundo a ABNT NBR 15.900/2009. Turbidez, condutividade, pH e salinidade foram alguns dos parâmetros estudados.

Relacionada à qualidade da água empregada no concreto, esta é de extrema importância principalmente no concreto armado, onde a presença de cloretos pode provocar corrosões nas armaduras. Um dito popular no meio da construção civil fala que “a água boa para o concreto é aquela que se pode beber”. Não rigidamente, esse cuidado pode e deve ser tomado quando não se dispõe de uma análise química da água a ser empregada [4].

As figuras 1 e 2 mostram os ensaios da água de amassamento sendo executados no Laboratório de Qualidade Ambiental (LAQUA) da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul.



Figura 01 – Ensaio da água de poço (AP)



Figura 02 – Ensaio da água magnetizada (AM)

2.2. Resistência à Compressão

Para uma completa pesquisa em relação à eficiência da água magnetizada foram feitos 2 tipos de ensaio, conforme dito anteriormente. O primeiro foi realizado com um traço de concreto composto de areia natural, brita 01, cimento, plastificante e água (traço 01). O segundo teve como princípio estudar apenas a reação da água com o cimento, analisando uma matriz cimentícia composta somente por estes dois elementos (traço 02).

Em um primeiro momento foram moldados corpos de prova (CP's) conforme ABNT NBR 5738/2015 (*Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*).

O primeiro traço (Traço 01), com 16 CP's, possuía massa total de agregados (grãos e miúdos) igual a 4,5 ($m = 4,5$), e teor de argamassa igual a 49%, definido em virtude dos materiais constituintes do concreto disponíveis em Campo Grande/MS.

Um dos processos mais usuais para se conhecer a trabalhabilidade a partir da consistência do concreto, tanto nas obras quanto nos laboratórios, é o ensaio de abatimento do tronco de cone (Slump Test), regulamentado pela NBR NM 67/1998. O Slump utilizado foi de 100 ± 20 mm. Determinou-se que seria realizado ensaio de abatimento imediato após a mistura e depois de 15 minutos.

Relacionado ainda à trabalhabilidade do concreto tem-se a utilização de aditivos plastificantes, tendo como objetivo reduzir a quantidade de água de amassamento na mistura de concreto. O plastificante foi empregado em uma proporção de 0,6% em relação à massa de cimento.

Abaixo segue a *Tabela 01* com um resumo do traço 01, no qual foi subdividido em mistura AP e AM, que serão aqui definidos como:

Mistura AP (água de poço): Padrão utilizando água convencional de poço da UFMS, não-magnetizada;

Mistura AM (água magnetizada): Mesmo traço de AP, contudo substituindo a água convencional por água magnetizada.

Tabela 01 – Resumo do traço 01

Traço 01		
	Mistura AP	Mistura AM
m – Massa total de agregados	4,5	4,5
α – teor de argamassa	49%	49%
Proporção dos materiais empregados no concreto		
Cimento CP-V ARI	1	1
Areia Natural	1,7	1,7
Brita 01	2,8	2,8
Plastificante	0,006	0,006
Água	0,45	0,47

As figuras 3,4 e 5 mostram o reservatório de armazenamento das águas (AP e AM), a execução do Slump Test e o ensaio de compressão, respectivamente.



Figura 3 – Armazenamentos das águas



Figura 4 – Realização do ensaio de compressão



Figura 05 – Detalhes dos CP's rompidos

2.3. Resistência à tração na flexão

Em um segundo momento foi moldado corpos de prova segundo especificações da NBR 13.276/2005, definindo-se como traço 02. Prismáticos (4x4x16mm), os corpos de prova seguiram a mesma classificação do primeiro traço (traço 01), ou seja, aqueles confeccionados somente com água convencional de poço da UFMS e cimento receberam a denominação de Mistura AP, e aqueles preparados com água magnetizada e cimento denominaram-se Mistura AM. Os ensaios foram realizados utilizando matriz cimentícia, pois desta forma ter-se-ia uma melhor análise do comportamento da água, sem a interferência de outros componentes, como os agregados miúdos e graúdos e plastificante, testados anteriormente.

A tabela 02 abaixo mostra os dados referentes à confecção dos CP's.

Tabela 02 – Resumo do traço 02

Traço 02		
	Mistura AP	Mistura AM
Cimento	1	1
Água	0,5	0,5

O concreto é um material que apresenta baixa resistência à tração e normalmente não se pode contar com a ajuda desta. Porém é necessário conhecê-la, pois esta pode estar relacionada diretamente com a capacidade resistente da peça quando submetida a esforços cortantes e fissuração [5].

Os ensaios de resistência à tração na flexão seguiram a NBR 13.279/2005 e foram realizadas no laboratório de materiais de construção civil da UFMS, utilizando uma máquina universal de ensaios, com capacidade de 120 tf.

Conforme estabelecido pela norma, o ensaio de tração na flexão deve seguir tal fórmula:

$$R_f = \frac{1,5 \cdot F_f \cdot L}{40^3}$$

(1)

Sendo:

R_f – a resistência à tração na flexão, em megapascals;

F_f – é a carga aplicada verticalmente no centro do prisma, em newtons;

L – é a distância entre os suportes, em milímetros.

Nas figuras 6 e 7 abaixo têm-se a execução dos ensaios de índice de consistência e de tração na flexão.



Figura 06 – Ensaio de índice de consistência



Figura 07 – Ensaio de tração na flexão

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Água de Amassamento

Abaixo, na tabela 03 tem-se um comparativo das características das 2 águas de amassamentos estudadas, a água convencional de poço da UFMS (AP) e a água magnetizada (AM).

Tabela 03 – Resumo dos parâmetros estudados das águas

Água de Amassamento		
	AP	AM
Turbidez	0,26	0,48
Condut. Elétrica (µS/cm)	38,6	40,2
pH	6,92	6,98
Salinidade	0	0

Como se pode ver, a água magnetizada apresenta maior turbidez quando comparada com a água sem tratamento, porém possui maior condutividade elétrica e ligeiramente maior pH, praticamente sendo classificadas como neutras. Em relação a salinidades, ambas não apresentaram nenhuma quantidade de sais dissolvidos.

3.2. Resistência à compressão

A partir deste traço 01 definido, foi feito o ensaio de resistência à compressão conforme a ABNT NBR 5739/2007 (*Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*), sendo realizado nas idades de 24 horas, 7 dias, 28 dias e 63 dias. A resistência à compressão é a principal característica do concreto. Para a realização deste ensaio foi utilizada uma máquina universal de compressão de capacidade de 120 tf, e obteve-se os seguintes resultados apresentados nas tabelas 04 e 05, [5].

Tabela 04 – Resultados da moldagem dos CP's do traço 01

Traço 01		
	Mistura AP	Mistura AM
Temperatura ambiente (°C)	32,7	
Temperatura da água (°C)	29,8	30,3
Slump teste (imediate/15min) - mm	105/83	102/77

Tabela 05 – Resultados do ensaio de compressão do traço 01

Traço 01		
Idade	Resistência ⁽²⁾ (MPa)	
	⁽²⁾ Maior valor obtido entre 2 CP's ensaiados.	
	Mistura AP	Mistura AM
24 horas	14,51	16,55
7 dias	36,16	39,98
24 dias	46,35	49,91
63 dias	49,15	50,67

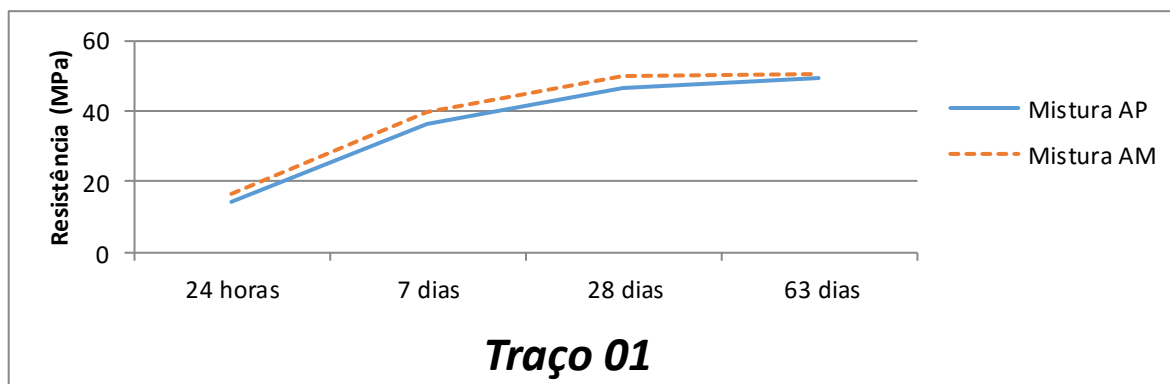


Figura 01 – Resistências à compressão do traço 01

É notável que neste traço (figura 01), rico devido a pequena quantidade de agregados e consequentemente maior quantidade de cimento, houve um aumento da resistência na mistura que continha água magnetizada, resistência esta que chegou a aproximadamente 10% (aos 7 dias) a mais quando comparada com a mistura em que havia apenas a água proveniente do poço, e 7% aos 28 dias. A utilização de água magnetizada pode proporcionar um aumento de até 18% na resistência à compressão de um concreto quando comparado com aquele feito com água convencional. [1]

3.3. Resistência à tração na flexão

Na tabela 06 a seguir, têm-se os dados referentes à moldagem da pasta de cimento, com os respectivos valores dos índices de consistência.

Tabela 06 – Resultados da moldagem dos CP's do traço 02

Traço 2		
	Mistura AP	Mistura AM
Temp. Ambiente (°C)	25,8	
Temp. água (°C)	27,8	28,5
Umidade relativa do ar (%)	55	
Índice de consistência (imediate/15min) - mm	300/309	310/321

Como se pode notar, o índice de consistência de ambas as misturas aumentou com o passar dos 15 minutos, fato este que deve ser estudado mais a fundo, mas possivelmente ocorreu em virtude do tempo mínimo de reação da água com o cimento. É notável também que a mistura contendo água magnetizada apresentou maior índice, e conseqüentemente maior trabalhabilidade.

Seguindo a fórmula do ensaio de tração na flexão, obtiveram-se os seguintes dados, com base em 2 CP's prismáticos para cada mistura, apresentados na tabela 07 a seguir.

Tabela 07 – Resultados do ensaio à tração na flexão do traço 02

Traço 02		
	Mistura AP	Mistura AM
Resistência Média (MPa) – 28 dias	3,4	4,1
Desvio absoluto máximo (MPa)	0,1	0,1

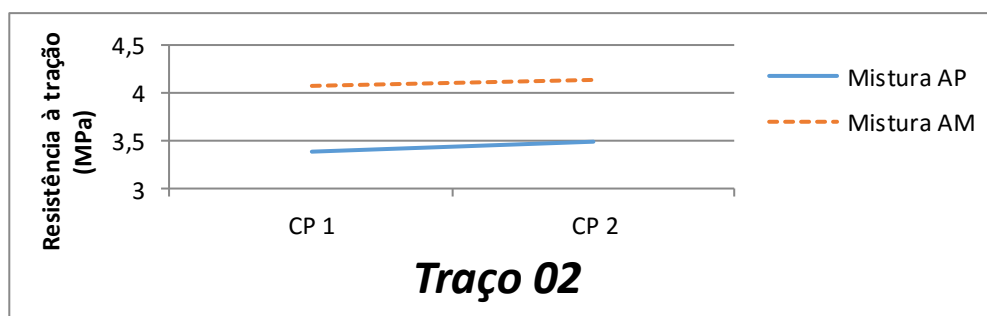


Figura 02 – Resistências à tração na flexão do traço 02

Houve, portanto, um ganho de resistência média à tração na flexão por volta de 17% na mistura da água magnetizada em relação à água de poço sem tratamento, como se pode ver na figura 02.

3. CONCLUSÃO

O presente artigo mostrou que a utilização de água magnetizada como água de amassamento na produção de concretos beneficia diretamente a resistência deste, tanto à compressão axial quanto à tração na flexão. A mistura que continha água magnetizada proporcionou um aumento de 7%, aos 28 dias, na resistência à compressão e 17% na resistência à tração na flexão, quando comparada com a mistura que possuía água convencional de poço. Houve mudanças positivas também no que se refere à consistência e trabalhabilidade do concreto, fato este que pode ser confirmado pelo aumento do índice de resistência do segundo ensaio (traço 02), e conseqüentemente diminuição da tensão superficial. Com isto, pode-se afirmar que existiram mudanças significativas na reologia do concreto, tanto no seu estado fresco quanto no endurecido, aumentando sua resistência, trabalhabilidade e consistência, características estas de grande interesse por parte das empresas de concretagem.

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] GUIMARÃES, C.O. **Avaliação do uso da água magnetizada na produção de concretos em centrais**. 2006. 191p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.
- [2] ATKINS, Peter. **Princípios de química: questionando a vida moderna e o meio ambiente**. 5ª edição. Porto Alegre: Bookman, 2012. 1026p.
- [3] MEHTA, P.K. & MONTEIRO, J.M.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2ª edição. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [4] **SITE ENGENHARIA.COM.BR: O portal do construtor**. Disponível em: <http://www.sitengenharia.com.br/diversosprejudicial.htm>. Acesso em 10 fev. 2016.
- [5] CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3ª edição. São Carlos: UdUFSCar, 2012. 368p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



[6] ISAIA, G.C. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. 1ª edição. São Paulo: IBRACON, 2007. 2v. 1712p.

[7] BONTEMPO, M. **Guia científico Acqua Vitae: Água corrigida por campo quântico unificado para a promoção da saúde**. Brasília: Thesaurus, 2015. 112p.

[8] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura dos corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e teto – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005.

[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e teto – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2007.

[12] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT **NBR 15900**: Água para amassamento do concreto. Rio de Janeiro, 2009.



ESTUDO DE CARACTERIZAÇÃO DE BLOCOS CERÂMICOS DE VEDAÇÃO E ADERÊNCIA DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO NA REGIÃO DE BELÉM - PARÁ

T. ROCHA

Engenheiro Civil
Universidade da Amazônia - UNAMA
Pará; Brasil
tiagorocha_eng@hotmail.com

T. MADEIRO

Professora MSc. em Engenharia Civil
Universidade da Amazônia - UNAMA
Pará; Brasil
tatianemadeiro@gmail.com

M. PEREIRA

Professor MSc. em Estruturas e Construção Civil
Universidade da Amazônia – UNAMA
Pará; Brasil
mspmike@hotmail.com

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados da caracterização de blocos cerâmicos de vedação (06 furos, nas dimensões 9x14x19 cm), com base na NBR 15270-1 (ABNT, 2005) e a taxa inicial de absorção de água livre (IRA - *Initial Rate Absortion*). Foram avaliadas argamassas de assentamento convencional (1:6, cimento e areia em volume) e industrializada, no Estado Fresco: a consistência (ao longo do tempo e com tempos de remistura diferentes) e, no Estado Endurecido, avaliou-se resistência à compressão axial, resistência à tração na flexão, densidade de massa aparente e coeficiente de capilaridade aos 7 e 28 dias, bem como, a proposta do ensaio de resistência à aderência argamassa/substrato, correlacionando absorção inicial de água dos substratos com aderência. De modo geral, verificou-se que os blocos cerâmicos analisados não atendem os padrões normativos. As argamassas, no estado fresco, apresentaram perda de consistência em toda a curva de avaliação e que o tempo de remistura influencia na trabalhabilidade das mesmas. A partir dos resultados das avaliações mecânicas observou-se que a argamassa industrializada obteve melhores resultados em comparação a argamassa de traço convencional. Quanto à resistência de aderência, verificou-se que os prismas produzidos com blocos cerâmicos B (BCB) apresentaram comportamento ao esforço cortante melhor que os prismas feitos com blocos cerâmicos A (BCA), independente do tipo de argamassa aplicada.

Palavras-chave: alvenaria, argamassa, blocos cerâmicos, aderência.

ABSTRACT

This work presents the results of the characterization of sealing ceramic blocks (06 holes in the dimensions 9X14X19 cm), based on NBR 15270-1 (ABNT, 2005) and the initial rate of free water absorption (IRA – *Initial Rate Absorption*). Mortars of conventional settlement were evaluated (1:6, cement and sand volume) and industrialized, in Fresh State: the consistency (over time and remix with different times) and, in Hardened State, it was evaluated the resistance to axial compression, resistance to traction in flexion, apparent bulk density and capillary coefficient at 7 and 28 days, as well as the proposal of the endurance test to adherence mortar/substrate, correlating the initial water absorption of the substrates with adherence. In general, it was found that the analyzed ceramic blocks don't meet the regulatory standards. Mortars in fresh state showed loss of consistency throughout the evaluation curve and the remix time influences their workability. From the results of the mechanical reviews, it was observed that the industrialized mortar had better results as compared to mortar of conventional trace. About the adhesive strength, it was found that the prisms made from ceramic blocks B (BCB) presented behavior to shear better than the prisms made from ceramic blocks A (BCA), regardless of the type of mortar applied.

Key-Words: masonry, mortar, ceramic blocks, adherence



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Ao longo do processo de formação das cidades brasileiras, os sistemas construtivos em alvenaria são presentes, cumprindo funções estruturais ou assumindo apenas o preenchimento de vãos, aparentes ou revestidos caracterizados por materiais de natureza diversa, produzidas artesanalmente ou com incorporação tecnológica, executadas por oficiais ou por mão de obra sem qualificação como sendo um serviço sem importância.

Apesar do avanço tecnológico e da ampla utilização da alvenaria de vedação, observa-se o empirismo nas suas proposições, projeto e execução. Neste contexto [1] afirma que as paredes de alvenaria não recebem uma atenção a que lhes é de direito, tanto em termos funcionais como econômicos, estendendo a subvalorização das vedações às atividades de projeto e execução, e também, de materiais e acessórios. E ainda afirma que, mesmo havendo metodologias inovadoras e de relevância para o subsistema, não conseguem mudar a imagem depreciativa das alvenarias.

A deterioração da alvenaria pode começar a partir de algo tão insignificante como pequenas fissuras em algumas das unidades individuais (muitas vezes uma estética menor em vez de problema estrutural), em seguida, progredir através de ciclos de movimento térmico por si só, ou em combinação com os ciclos de congelamento e descongelamento, a fendas mais largas mais uma área maior, o que, mais cedo ou mais tarde, pode tornar-se estruturalmente significativa, especialmente se não mapeados e monitorizados no início do processo[2].

Percebemos também que, o desempenho das vedações, está intimamente ligado às responsabilidades de projeto e execução das mesmas, sendo de fundamental importância a compatibilidade da execução em relação ao projeto, assim como também, a capacitação e conhecimento dos profissionais ligados a estas atividades, para que não haja controvérsias. No entanto, [1] ressalta que, no Brasil, as decisões sobre as características dos materiais, componentes, técnicas, métodos e processos construtivos, estão sendo tomadas de maneira estanque, assim como as dissociações entre atividades de projeto e execução sem planejamento.

Outro ponto importante é o conhecimento dos materiais a serem utilizados, e também, o clima para que sejam aplicados de tal maneira a satisfazer no que diz respeito à qualidade e durabilidade das vedações. Neste sentido, [1] sugere para que a evolução dos materiais corresponda às exigências do mercado consumidor e do meio técnico, deverá ser aliada a criação de sistemas coerentes e compatíveis com os demais elementos que compõem o projeto de construção dos edifícios. O autor destaca a importância da investigação de origem acadêmica e da atividade industrial nos progressos significativos nos últimos anos, mas que ainda, não chegaram ao meio técnico.

Na região Norte, em particular na região metropolitana de Belém – Pará é notório a utilização da alvenaria de vedação nas construções de edifícios, no entanto, assim como exposto anteriormente, é um subsistema tratado sem muita importância, ocasionando erros grosseiros de projeto, planejamento e execução. Também na região supracitada, observa-se a influência da utilização inadequada de materiais que potencializam o surgimento de patologias nas edificações, uma vez que:

- a) Os blocos cerâmicos, normalmente utilizados nas obras de Belém, não atingem as exigências normativas, uma vez que, apresentam-se irregulares quanto à planeza, resistência à compressão e absorção de água;
- b) A areia natural usualmente aplicada nas obras caracteriza-se como de granulometria fina, fazendo-se necessária a utilização de aditivos, tendo como objetivo principal regularizar a absorção de água na produção de argamassas. Neste sentido [3] ratifica que o mais adequado seria a utilização de uma areia com granulometria de média a grossa, no entanto, no estado do Pará, é um problema, pois em sua maioria, as areias comercializadas apresentam-se a partir de parâmetros normativos sendo de granulometria fina;
- c) A produção de argamassa de assentamento é executada com aditivos plastificantes ou incorporadores de ar, uma vez que, na cidade de Belém, não são produzidas argamassas com cal, pois este material não é fabricado no estado, tornando o custo mais elevado devido ao frete e logística;
- d) E sobre argamassa de assentamento produzida com aditivos em substituição da cal em Belém, observa-se que não há nenhum controle técnico no uso racional dos aditivos acima citados, podendo então, ocasionar problemas na resistência da aderência entre substrato e argamassa. Assim, [4] afirma que em

argamassas com ar incorporado, haverá diminuição na resistência da aderência, atribuída pela diminuição da área de contato entre argamassa e substrato, assim como também, pela perda de compacidade depois de uma determinada quantidade de ar a ser incorporada ao material;

- e) As condições ambientais contribuem e influenciam no desempenho dos materiais utilizados, em especial, na região de Belém, onde, [3] salienta que a temperatura média encontra-se acima de 30°C e umidade relativa superior a 70°C, sendo necessário um olhar especial quanto a esses fatores condicionantes; e
- f) A falta de qualificação da mão de obra no estado do Pará insere-se em um dos principais e mais antigos problemas da construção civil, não sendo apenas restrito à nossa região, mas sim em todo o território nacional, aliada a pouca importância dada pelas construtoras agrava ainda mais a execução adequada do subsistema de vedação.

Assim, é importante o domínio da investigação e pesquisa de materiais componentes de alvenaria de vedação não estrutural, principalmente por suas peculiaridades e particularidades, para a valorização desse subsistema, e também, apoio e suporte técnico, visando à melhoria coerente e relevante do projeto e execução dos edifícios no Brasil. Neste sentido, a proposta do trabalho é estudar as características dos blocos cerâmicos de vedação e a aderência de argamassas de assentamento na região de Belém – Pará.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

De maneira a atingir os objetivos alçados por esta pesquisa, fez-se necessário a realização de um programa experimental o qual servirá como parâmetro - técnico e científico – ao desenvolvimento de todos os procedimentos, para que se possa avaliar e analisar as caracterizações dispostas neste estudo.

2.1. Caracterização dos Substratos – Blocos Cerâmicos

Para a realização da pesquisa, foram coletados blocos cerâmicos de 6 (seis) furos, em dimensões 9x14x19 cm, como mostra a Figura 1, coletados diretamente no mercado varejista de Belém/PA.



Figura 61: Exemplos dos blocos cerâmicos coletados.

A coleta das unidades cerâmicas foi feita de acordo com a norma NBR 15270-3 (ABNT, 2005), sendo então, coletados no momento de recebimento da carga na loja, tendo as rebarbas retiradas e colocadas em sacos plásticos, protegendo-os das intempéries para que sejam preservadas suas características originais. Sendo então, identificados de acordo com sua origem, assim temos: Blocos cerâmicos oriundos da olaria A – BCA e Blocos cerâmicos da olaria B – BCB.

2.1.1. Determinação das características geométricas, conforme NBR 15270-3:2005

As características geométricas determinadas foram: Dimensões efetivas - largura (L), altura (H) e comprimento (C); Espessura das paredes externas (PE) e septos (SP) dos blocos; desvio em relação ao esquadro (D); Planeza das faces (F) e Área bruta (A_b), sendo então, encontrados os valores médios dos ensaios, conforme a Tabela 1.

Tabela 32: Resultados médios das determinações geométricas dos blocos cerâmicos.

Características determinadas	Método de ensaio	Resultados médios		NORMA
		Bloco cerâmico A	Bloco cerâmico B	
Dimensões efetivas (cm)	NBR 15270-3:2005	L = 8,4	L = 8,2	L = 9
		H = 13,7	H = 13,3	H = 14
		C = 18,6	C = 18,2	C = 19
Espessuras (mm)	NBR 15270-3:2005	PE = 7	PE = 7	PE = 7
		SP = 5	SP = 5	SP = 6
Desvios (mm)	NBR 15270-3:2005	D = 3	D = 3	D = 3
		F = 2	F = 1	F = 3
Área bruta (mm^2)	NBR 15270-3:2005	$A_b = 15640$	$A_b = 15100$	$A_b = 17100$

2.1.2. Determinação do índice de absorção de água e IRA

[5] ao estudar a influência da natureza do substrato (cerâmico e concreto) na movimentação de água na argamassa fresca, afirma que o tipo de substrato e suas peculiaridades são determinantes, uma vez que suas estruturas porosas e superfícies são bastante diferentes. A porosidade dos substratos como: diâmetro, estrutura, volume de distribuição dos poros, aliadas as suas características superficiais influem na quantidade e na velocidade do transporte de água e, conseqüentemente, na alteração das propriedades da argamassa em contato com a base absorvente.

A caracterização dos blocos cerâmicos, em relação a sua capacidade de absorção de água foi de maneira individual, ou seja, cada unidade de alvenaria foi analisada. Os blocos foram submetidos aos ensaios para determinação do índice de absorção de água, conforme a NBR 15270-3:2005 e IRA (ASTM C-67). As tabelas 2 e 3 mostram os resultados médios da avaliação do índice de absorção dos blocos cerâmicos de vedação, conforme suas respectivas normas.

Tabela 33: Resultados médios de Absorção de água e IRA do Bloco cerâmico A – BCA.

Características determinadas	Número de determinações	Resultados médios	Coefficiente de variação (%)
Absorção de água (%)	13	19,25	19,28
IRA	13	8,42 g/194cm ² /min	41,35

Tabela 34: Resultados médios de Absorção de água e IRA do Bloco cerâmico B – BCB.

Características determinadas	Número de determinações	Resultados médios	Coefficiente de variação (%)
Absorção de água (%)	13	17,96	21,93
IRA	13	9,49 g/194cm ² /min	34,13



2.1.3. Determinação da resistência à compressão axial dos blocos de vedação

Os blocos cerâmicos foram preparados conforme prescrições da NBR 15270-3:2005, tendo seus resultados médios mostrados na Tabela 4.

Tabela 35: Resultados médios das determinações da resistência à compressão dos blocos cerâmicos A e B.

Característica determinada	Número de determinações	Resultados médios	Coefficiente de variação (%)
Resistência à compressão - BCA	13	0,58 MPa	26,43
Resistência à compressão - BCB	13	0,56 MPa	20,33

O principal fator que influi na resistência à compressão da parede é a resistência à compressão do componente de alvenaria, a influência da resistência da argamassa de assentamento é ao contrário do que se poderia intuir, bem menos significativa[6].

2.2. Caracterização das argamassas de assentamento

Para o desenvolvimento do estudo, foram escolhidas dois tipos de argamassas de assentamento. A argamassa convencional (cimento e areia) denominada de AC foi escolhida por ser mais utilizada na região e a argamassa industrializada (AI) foi adquirida no mercado de Belém, como sendo uma opção para aplicação de alvenarias nas obras.

Além da forma geométrica dos blocos que compõem a alvenaria, outros fatores influenciam na fissuração e na resistência final de uma parede e esforços axiais de compressão, a saber: resistência mecânica dos componentes de alvenaria e da argamassa de assentamento, módulos de deformação longitudinal e transversal dos componentes de alvenaria e da argamassa, rugosidade superficial e porosidade dos componentes de alvenaria, poder de aderência, retenção de água, elasticidade e retração da argamassa, espessura, regularidade e tipo de junta de assentamento e, finalmente esbeltez da parede[6].

2.2.1. Obtenção das argamassas de assentamento

2.2.1.1. Argamassa industrializada

A argamassa de assentamento industrializada utilizada na pesquisa é indicada, de acordo com o fabricante, para o uso de alvenarias com ou sem função estrutural de blocos de concreto, concreto celular e tijolos cerâmicos. Constituída de aglomerantes, agregados minerais selecionados e aditivos químicos.

O fabricante, fixa a proporção de água na embalagem para um saco de argamassa. A mistura do produto pode ser mecânica ou manual até obter uma mistura homogênea, consistente, pastosa e sem grumos. Além de informar que após o preparo, esperar 10 minutos de maturação e utilizar até 2h ou para temperatura acima de 30°C até 1h após o preparo.

2.2.1.2. Argamassa convencional

Para a confecção da argamassa, considerou-se a ampla utilização na região do cimento Portland CP II-Z-32, adquirido no mercado varejista local em sacos de 50 Kg, posteriormente acondicionados em sacos plásticos para evitar a ocorrência de hidratação.

O agregado miúdo utilizado no trabalho é a areia natural proveniente do município de Santa Bárbara do Pará, no Pará. As características físicas desse material, como granulometria e textura, influenciarão de maneira direta nas propriedades da argamassa no estado fresco e no estado endurecido. Uma vez que, ao se apresentar mais fino, proporcionará mais plasticidade a mistura. Sua caracterização é mostrada na Tabela 5.

Tabela 36: Caracterização física do agregado miúdo natural.

Ensaio	Método	Resultados
Massa específica	NBR 9776/87	2,63 kg/dm ³
Massa unitária	NBR 7251/82	1,33 kg/dm ³
Módulo de finura	NBR NM 248/03	2,02
Dimensão máxima característica	NBR NM 248/03	2,4 mm
Absorção de água	NBR NM 30/01	0,70%
Material pulverulento	NBR 7219/87	3,20%
Índice de vazios		49%

Para determinar a composição granulométrica do agregado, utilizou-se a NM 248/03. A areia utilizada foi classificada como fina e de granulometria contínua, conforme a Tabela 6 e o gráfico na Figura 2.

Tabela 37: Composição Granulométrica da areia utilizada (NBR NM 248/03).

Peneiras (mm)	Retida (g)	% Retida	% Retida Acumulado
4,8	1	0	0
2,4	6	1	1
1,2	27	5	7
0,6	123	25	31
0,3	202	40	72
0,15	96	19	91
0,075	14	3	94
Fundo	31	6	100
Totais	500	100	

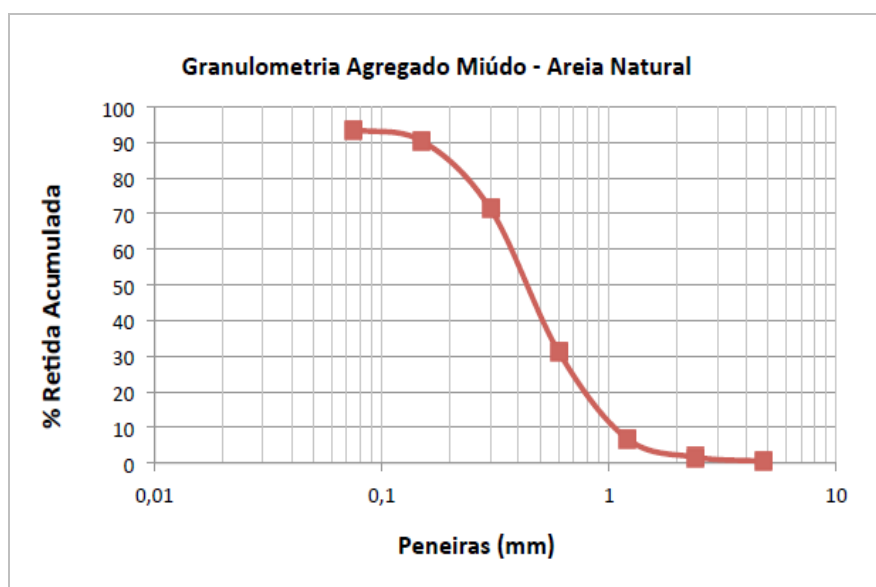


Figura 62: Curva granulométrica do agregado miúdo natural.

O aditivo incorporador de ar utilizado nesta pesquisa foi obtido com base na disponibilidade do produto no varejo e sua comum utilização em obras de Belém. Ressalta-se também, que não foram feitos ensaios de caracterização do produto através de espectros, a fim de comprovar sua natureza.

A água utilizada na mistura é potável e fornecida pela companhia de saneamento do Estado do Pará. Ressalta-se que ela não foi submetida a ensaios de caracterização.

O procedimento de mistura para a obtenção da argamassa de assentamento convencional, reproduzida em laboratório, foi adotado conforme a dosagem comumente utilizada nas obras de Belém e sua descrição de etapas com base no método experimental utilizado por [7] ao estudar traços de argamassas. O traço utilizado encontra-se na Tabela 7.

Tabela 38: Traço da argamassa convencional.

Argamassa	Traço	Relação água/cimento	Quantidade de material (kg)		
			Cimento	Areia	Água
Convencional	1:6 (cimento:areia) + aditivo incorporador de ar*	1,09	10	60	10,9

(*) Proporção de material a cada 50 kg de cimento, conforme indicação do fabricante.

2.2.2. Determinação do índice de consistência das argamassas pela mesa ABNT

O ensaio de índice de consistência das argamassas consiste em medir o espalhamento, ou seja, o diâmetro da argamassa, moldada em molde cônico sobre a mesa padrão de ensaio, conseguido pelos impactos obtidos a mesa, em conformidade a norma NBR 7215:2007.

Este ensaio é consagrado, comumente utilizado em estudos de caracterização de argamassas, no entanto, é um dos mais criticados quanto à avaliação real da trabalhabilidade. Segundo [3] um dos fatores que contribui para esta discussão, além da própria concepção do ensaio, diz respeito a uma não correspondência de resultados entre os valores que caracterizam mesmas condições de trabalhabilidade, ou seja, uma avaliação isolada dos resultados do ensaio da mesa de consistência é insuficiente para definir uma argamassa como “trabalhável”.

A Tabela 8 apresenta os resultados médios do índice de consistência das argamassas de assentamento convencional (AC) e industrializada (AI) através da mesa da ABNT (*flow table*), conforme a ABNT NBR 7215:2007.

Tabela 39: Resultados médios do índice de consistência das argamassas de assentamento AC e AI.

Argamassa	Propriedade determinada	Método de ensaio	Resultados médios
Convencional - AC	Consistência	NBR 7215:2007	264 mm
Industrializada - AI			263 mm

A fim de contribuir e fomentar parâmetros sobre o comportamento das argamassas de assentamento no estado fresco, este trabalho propôs analisar a trabalhabilidade das argamassas convencional e industrializada, ao longo do tempo, através da *flow table* – NBR 7215:2007. Para isto, foi estabelecido uma metodologia de medição com base na mesma utilizada por [8]. No entanto foram determinados intervalos de tempo 0, 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105 e 120 minutos, assim como, considerando o tempo de 30 e 60 segundos para cada remistura das argamassas a cada intervalo de tempo elencado. Considerando essas variáveis, foi adaptada a metodologia para determinar o comportamento das argamassas ao longo do tempo.

Com base na execução do programa experimental, a fim de mensurar o tempo de trabalhabilidade das argamassas, ao longo do tempo, foi obtido o perfil do comportamento das argamassas, conforme gráfico da Figura 3.

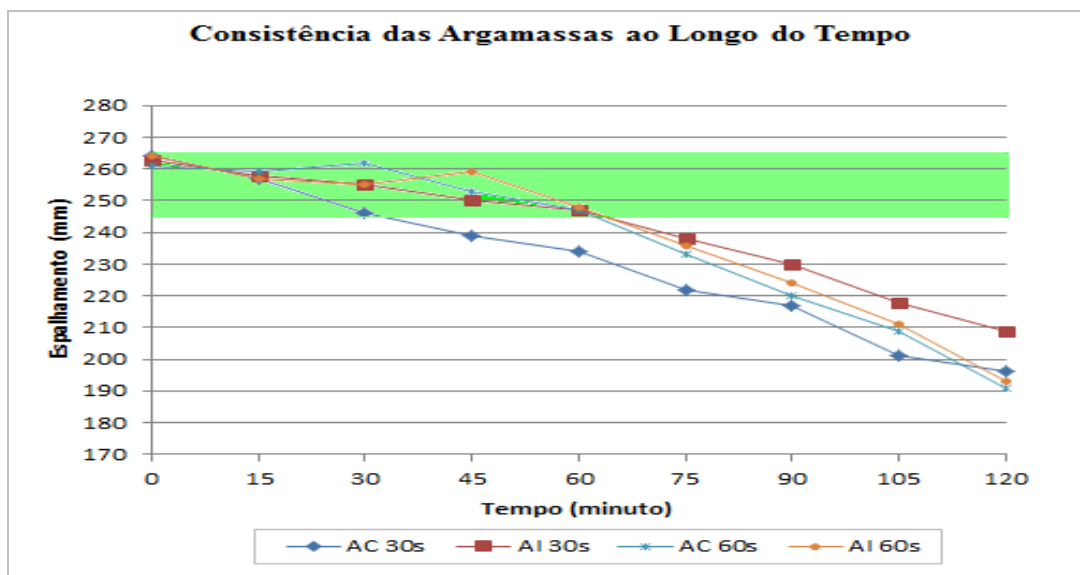


Figura 63: Comportamento da consistência das argamassas ao longo do tempo.

2.2.3. Caracterização das argamassas no estado endurecido

Conforme especificado e delimitado no programa experimental, foram fixadas as idades de 7 e 28 dias para as determinações de resistência à compressão, resistência à tração na flexão e, para os 28 dias, a determinação da densidade de massa aparente e coeficiente de água por capilaridade. Sendo esses ensaios aplicados às duas argamassas estudadas.

A Tabela 9 mostra os resultados médios dos ensaios executados neste trabalho, com suas respectivas normas e conforme as idades determinadas.

Tabela 40: Resultados médios das propriedades das argamassas no estado endurecido.

Argamassa	Propriedades determinadas	Método de ensaio	Idades	
			7 dias	28 dias
Convencional - AC	Resistência à compressão (MPa)	NBR 13279:2005	4,63	5,82
	Resistência à Tração na flexão (MPa)	NBR 13279:2005	0,43	0,71
	Densidade de massa	NBR 13280:2005	2.151 kg/m ³	
	Coeficiente de capilaridade - 72h	NBR 15259:2005	2,1 g/dm ² .min ^{1/2}	
Industrializada - AI	Resistência à compressão (MPa)	NBR 13279:2005	5,72	9,87
	Resistência à Tração na flexão (MPa)	NBR 13279:2005	0,61	0,72
	Densidade de massa	NBR 13280:2005	2.134 kg/m ³	
	Coeficiente de capilaridade - 72h	NBR 15259:2005	0,64 g/dm ² .min ^{1/2}	

2.2.4. Caracterização dos prismas através do ensaio de Esforço Cortante

Um dos objetivos do trabalho é estudar a aderência de argamassas de assentamento ao substrato cerâmico, no entanto, as normas brasileiras não indicam um ensaio que se mostre eficiente para mensurar essa propriedade para argamassas desse tipo.

Segundo [6] alvenarias constituídas com blocos vazados, sendo estes, com furos retangulares e dispostos horizontalmente, a argamassa de assentamento apresentará deformações axiais mais acentuadas sob as nervuras verticais do bloco assim, como conseqüências sollicitações de flexão em suas nervuras horizontais, o que poderá levar à ruptura do bloco.

Nesse sentido, este estudo sugere a utilização do ensaio de resistência ao esforço cortante, correlacionando com a aderência, com o objetivo de retroalimentar o meio técnico-científico no que diz respeito a esse tipo de avaliação entre argamassa de assentamento e elemento de alvenaria, uma vez que na literatura pouco se encontra sobre esse tema. Tal ensaio tem como mecanismo aplicar uma determinada força na junta de aplicação de alvenaria, para isso foram confeccionados prismas em blocos cerâmicos BCA e BCB e juntas de 10 mm de argamassa assentamento convencional e industrializada.

A pesquisa contempla os blocos cerâmicos de vedação (BCA e BCB) e argamassas de assentamento (convencional – AC e industrializada – AI). A partir desses componentes foram produzidos prismas de: BCA e AC; BCA e AI; BCB e AC; BCB e AI.

Outro fator que foi levado em consideração na produção dos corpos-de-prova foi aplicar a argamassa no bloco seco, ou seja, sem nenhum tratamento superficial “molhagem”. Esse aspecto foi considerado a fim de avaliar a influência da taxa de absorção inicial de água dos blocos com a aderência argamassa/substrato.

Segundo [9] “embora envolva materiais e processos de produção diferentes, todos estes casos implicam na formação de uma interface, ou seja, as interações ocorrem após o contato da matriz cimentícia ainda no estado plástico (cimento, água, aditivos) com o substrato e, vão se modificando ao longo do tempo devido à cinética de hidratação e a absorção do substrato”.

Ainda, [9] ao analisar a aderência de argamassa de assentamento, verificou a presença residual de argamassa na superfície de blocos cerâmicos, no entanto, ressalta-se que há uma quantidade considerável de poros com dimensões superior a 1 mm que não são preenchidos com a matriz cimentícia. Nesse sentido, concluiu que ao passo que aumenta a quantidade de defeitos na interface, há redução à resistência à aderência.

A Figura 4 mostra o esquema de ensaio conforme determinado no programa experimental, logo, apresentando todos os elementos necessários para determinação da resistência de esforço cortante, sendo este utilizado para correlacionar com a aderência argamassa/substrato.

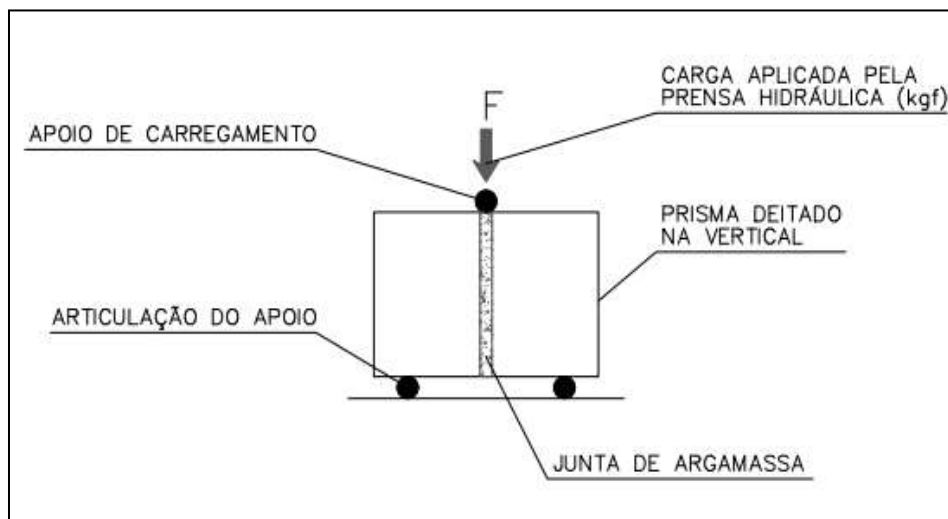


Figura 4: Esquema de ensaio de resistência à aderência ao esforço cortante



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A Tabela 10 mostra os resultados dos ensaios de resistência de esforço cortante dos prismas de blocos cerâmicos com juntas de argamassas convencional e industrializada.

Tabela 41: Resultados médios do ensaio de esforço cortante correlacionado à aderência argamassa/substrato.

Prismas		Médias
BCA	AC	448,99 Kgf
	AI	704,52 Kgf
BCB	AC	965,13 Kgf
	AI	989,29 Kgf

3. CONCLUSÕES

A realização desse estudo teve como objetivo principal contribuir com o desenvolvimento de projetos voltados à produção de alvenarias de vedação, especialmente na região de Belém do Pará, no que diz respeito aos componentes de alvenaria (blocos cerâmicos e argamassa de assentamento).

Dessa maneira, a partir dos resultados das caracterizações dos materiais estudados, conforme estabelecido no programa experimental, e também, na literatura analisada, serão tecidas as conclusões do trabalho, a princípio válidas para os materiais e condições da atual pesquisa, bem como, as considerações finais e sugestões para futuras pesquisas.

Através dos ensaios de caracterização dos blocos cerâmicos, foi avaliado e concluiu-se que as unidades analisadas **não estão em conformidade com a norma NBR 15270:2005** – Componentes cerâmicos, Parte I: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos, salvo alguns quesitos analisados. Assim, temos:

- Os blocos cerâmicos estudados (BCA e BCB) não atenderam o padrão estabelecido pela NBR 15270-1:2005 quanto as dimensões efetivas (9x14x19) - (Largura, Altura e Comprimento), uma vez que os mesmos apresentaram valores discrepantes consideráveis em relação aos valores fixados pela norma, bem como, a tolerância de ± 3 mm não foi respeitada, cabe ainda salientar que o bloco BCB apresentou os piores resultados, sendo estes aquém dos valores estabelecidos;
- Em relação à espessura dos septos e paredes externas, os dois blocos estudados apresentaram-se em conformidade para esta última característica, no entanto, no que diz respeito à espessura dos septos, as duas unidades estão fora do limite determinado pela norma em questão, ou seja, não conforme;
- Os dois blocos cerâmicos (BCA e BCB) apresentaram-se conformes quanto ao desvio em relação ao esquadro e flecha. Salienta-se que o bloco BCB apresentou melhor resultado quando comparado à norma e ao bloco cerâmico BCA, no que diz respeito à planeza das faces;
- Quanto ao índice de absorção de água dos blocos analisados, os mesmos se apresentam dentro do limite de aceitação determinado pela norma de referência, sendo que o bloco BCA apresentou absorção de água total (saturação) maior que o bloco BCB;
- Em relação à resistência à compressão, os blocos estudados não atendem ao valor mínimo exigido pela norma NBR 15270-1:2005, onde, este é fixado em $\geq 1,5$ MPa para blocos com furos na horizontal – os mesmos utilizados neste estudo – nesse sentido foi verificado que o bloco BCA e BCB apresentaram resistências à compressão de 0,58 e 0,56 MPa, respectivamente, logo, fica claro que os valores médios obtidos estão muito aquém do mínimo fixado;
- Os blocos BCA e BCB apesar de serem de mesma natureza (cerâmica), apresentaram comportamentos diferentes frente à taxa inicial de absorção de água (IRA), onde, o bloco BCB apresentou uma em relação ao BCA, uma diferença de 14%;
- Quando comparados em relação à capacidade de absorção de água a partir da taxa de absorção inicial e a absorção de água total (saturação), os blocos em questão, apresentaram valores diferentes, onde, o bloco BCA



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



apresentou menor taxa de IRA e maior absorção de água total, sendo que o bloco BCB obteve valores de IRA maior e índice de saturação menor;

Em relação às argamassas de assentamento convencional e industrializada, a partir das caracterizações no estado fresco através do ensaio de consistência (ao longo do tempo e com tempo de remistura pré-determinado) e de seu desempenho no estado endurecido nos ensaios de resistência à compressão e resistência à tração na flexão (aos 7 e 28 dias), densidade de massa aparente e coeficiente de capilaridade (aos 28 dias) assim como, análises e confronto de informações na literatura, a argamassa industrializada, no geral, apresentou melhor desempenho que a argamassa convencional, uma vez que:

- As argamassas (convencional e industrializada) no estado fresco, ao longo do tempo (0, 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105 e 120 minutos) e com tempo de remistura determinado (30 e 60 segundos), apresentaram perda de consistência em toda a curva de avaliação, observando também que o tempo de remistura influencia na trabalhabilidade dos produtos independente de suas composições;

- No tempo de remistura de 30 segundos a argamassa industrializada, apesar da perda de consistência, apresentou resultados de espalhamento, ao longo do tempo, melhores quando relacionados com os da argamassa convencional.

- No tempo de remistura de 60 segundos a argamassa industrializada comportou-se bem melhor que a convencional. No entanto, foi verificado que a mesma, apresentou uma perda de consistência, ao longo do tempo, sensivelmente maior que a argamassa convencional, tal processo é justificado pelo fato das argamassas quando submetidas a um período de mistura maior, apresentam-se mais fluidas, no entanto, perdem mais água durante o processo;

- O fabricante da argamassa industrializada fornece a informação que após o preparo e 10 minutos de maturação, poderá ser utilizada em até 2 horas, condicionando à 1 hora caso a temperatura seja $\geq 30^{\circ}\text{C}$, nesse sentido foi verificado que no momento 60 minutos, independente do tempo de remistura, a argamassa industrializada apresentou espalhamento dentro do que a norma NBR ABNT 13276:2005 preconiza, no entanto, no intervalo de 60 a 120 minutos, observa-se que há uma perda gradual e mais acentuada da consistência para as duas argamassas, que pode ser explicado pelo fato do aglomerante hidráulico está iniciando sua pega;

- Em resumo, quanto à consistência, ao longo do tempo e com períodos de remistura determinados, ficou claro que a argamassa industrializada apresentou melhor perfil de comportamento;

- A argamassa industrializada apresentou melhores resultados de resistência à compressão nas idades definidas do que a convencional, havendo significativa diferença entre as argamassas aos 28 dias.

- No que se refere à resistência à tração na flexão, observou-se que aos 7 dias as argamassas apresentaram diferença significativa, onde a industrializada apresentou melhores resultados, apesar da sensível diferença aos 28 dias;

- Em relação à densidade de massa aparente no estado endurecido, a argamassa convencional apresentou resultado maior que a argamassa industrializada;

- Quanto ao coeficiente de capilaridade, é observado que a argamassa convencional apresenta maior coeficiente de capilaridade, quando comparada a argamassa industrializada.

Por fim, a partir da proposta de ensaio de resistência de esforço cortante, foi possível verificar que tal mecanismo pode ser correlacionado à aderência da argamassa/substrato em elementos de assentamento de alvenaria, bem como, avaliar a relação absorção de água inicial do substrato à aderência, pois:

- Com o rompimento foi possível avaliar que não foi encontrado apenas um tipo de ruptura, pois se verificou que apresentaram rupturas na argamassa e na interface argamassa/substrato;

- Foi observado que os prismas confeccionados com blocos cerâmicos BCB apresentaram comportamento ao esforço cortante melhor que àqueles feitos com blocos BCA, independente do tipo de argamassa aplicada na junta de assentamento;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Ressalta-se que os corpos-de-prova feitos com blocos BCA ou BCB em que a junta de aplicação foi utilizada argamassa industrializada apresentaram melhores resultados ao esforço cortante quando comparados com os produzidos com argamassa convencional;

- Quanto à relação absorção inicial de água do substrato com a aderência, verificou-se que os prismas produzidos com blocos BCB, sendo estes com IRA médio igual a $9,49_{g/194cm^2/min}$ apresentaram melhores comportamentos ao esforço cortante, independentemente do tipo de argamassa utilizada para assentamento, quando relacionados com os prismas de blocos BCA que possuem IRA médio de $8,42_{g/194cm^2/min}$;

- Assim, foi possível verificar a partir do ensaio de resistência ao esforço cortante que houve influência da taxa inicial de absorção de água do substrato com a aderência argamassa/substrato, uma vez que o bloco caracterizado com maior absorção de água inicial apresentou melhor comportamento ao ensaio, tanto com aplicação de argamassa convencional ou industrializada.

Em linhas gerais, acredita-se que este trabalho atingiu seu objetivo, pois alcançou os objetivos específicos determinados a fim de atingi-lo por inteiro. Ressaltam-se algumas dificuldades encontradas durante esta jornada de estudo e pesquisa, no entanto, foi cumprido o processo estabelecido e assim poder contribuir com material de qualidade para servir como norte àqueles que buscam e primam pelo conhecimento, tanto no meio acadêmico, quanto no âmbito profissional com apoio técnico-científico no auxílio de projetos de alvenaria de vedação na região de Belém-Pará.

4. AGRADECIMENTOS

À Universidade da Amazônia – UNAMA, bem como o Laboratório de Engenharia Civil – LEC da Universidade Federal do Pará - UFPA e Laboratório de Materiais do Engenheiro Paulo Barroso, onde foi realizado parte do estudo.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] SILVA, M. M. A. Diretrizes para o Projeto de Alvenaria de Vedação. São Paulo, 2003. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 167p.
- [2] MADEIRO, T. T. Influência do tratamento de base na resistência de aderência à tração direta e na permeabilidade de revestimentos em argamassa – Estudo de caso. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Pará, 2012. 161p.
- [3] A. Sebastian Engineering and Investigation Services. Construction pathology: cracking in masonry and concrete. Disponível em: <http://www.angelfire.com/biz/BuildingPathology/crack.html> Em: 31/03/2016.
- [4] ALVES, N. J.D. Avaliação dos aditivos incorporadores de ar em argamassa de revestimento. Universidade de Brasília, 2002. Dissertação de Mestrado. 174p.
- [5] PAES, I. N. L. Avaliação do transporte de água em revestimento de argamassa nos momentos iniciais pós-aplicação. Universidade de Brasília Tese de Doutorado, 2004. 242p.
- [6] VALLE, J. B. S. Patologia das alvenarias – causa/diagnóstico/previsibilidade. Universidade Federal de Minas Gerais. Monografia de Especialização, 2010. 81p.
- [7] DUBAJ, E. Estudo comparativo entre traços de argamassa de revestimento utilizados em Porto Alegre. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado, 2000. 102p.
- [8] SILVA et al. Avaliação do comportamento da argamassa no estado fresco através dos métodos de consistência, *dropping ball* e *squeeze flow*. VI Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas. Florianópolis, 2005. 15p.
- [9] COSTA E. B. C. & JOHN, V. M. Aderência substrato-matriz cimentícia – Estado da arte. IX Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas, Belo Horizonte, 2011. 16p.



**ESTUDO DE CASO DE INSPEÇÃO EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE ESCLEROMETRIA E ULTRASSOM**

D. JESUS DE SOUZA

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
diegojesusdesouza@hotmail.com

L. GHION ZORZAN

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
lucasghionzorzan@gmail.com

L.H. MARUCCO DE OLIVEIRA

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
lhmarucco@gmail.com

M.H.F. DE MEDEIROS

Professor Doutor
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

RESUMO

O setor da construção civil, em esfera nacional, é sensivelmente oscilante junto à instabilidade econômica. Neste contexto torna-se comum o encontro de obras inacabadas no país, sejam elas públicas ou privadas. A presente pesquisa busca avaliar as condições estruturais de uma edificação destinada à serviços educacionais que se encontra interrompida e apenas com elementos estruturais, vigas, lajes e pilares, concluídos. Para tanto, ter-se conhecimento da durabilidade e da qualidade do concreto se faz necessário, logo a utilização de ensaios não destrutivos (END), os quais apresentam menores custos e dificuldade de realização, é uma boa opção para cumprimento deste objetivo. Neste sentido, o presente trabalho visa comparar a compatibilidade de dados obtidos através de dois ensaios não destrutivos, esclerometria e ultrassom, para avaliação da resistência do concreto e o estado de degradação do mesmo. Regido por normas da ABNT, cabe também a este estudo verificar a correlação entre os dados obtidos por ambos os ensaios, analisando sua confiabilidade enquanto substitutos da extração de testemunhos. Foi constatado que houve uma boa correlação entre os resultados dando confiabilidade à pesquisa, assim como observou-se também que há alguns pontos críticos na estrutura devido à elevada degradação do concreto provocada pela exposição às intempéries e a erros de execução.

Palavras-chave: Esclerometria, Ultrassom, Durabilidade do Concreto, Inspeção, Concreto Armado.

ABSTRACT

The civil construction sector, at a national level, is sensitively swinging due to the economic instability swinging by the economic instability. In this context, it has become common facing unfinished constructions, in the public or private sectors. This research seeks to evaluate the structural conditions of a building destined to educational services that has been interrupted and has only structural elements such as beams, slabs and pillars completed. In this purpose, to have knowledge of proprieties such as concrete's durability and quality it is necessary. Thereby, the use of non-destructive testing methods, which present lower costs and less performing difficulties, is a good option to accomplish this goal. In this regard, this study aims to analyze the compatibility of data acquired from two non-destructive testing methods, rebound hammer test and ultrasonic test, to evaluate concrete's resistance and its decay. Regulated by ABNT's rules, it's up to this study to verify the correlation between data acquired by both trials, analyzing its trustworthiness as a replacement for core extraction. The results showed that the methods were adequate, giving reliability to the research, as also noted that there are some critical points in the structure due to high specific degradation caused by exposure to adverse weather and execution errors.

Keywords: Rebound Hammer Test, Ultrasonic Test, Durability of Concrete, Inspection, Reinforced Concrete.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Em geral, os estudos sobre durabilidade das estruturas de concreto se fazem recentes no país. Porém, tal campo de pesquisa deve sempre abranger o material da forma mais completa possível. Nada obstante, deve-se levar em consideração os aspectos relativos aos constituintes dessa estrutura (agregado, cimento, aço, etc.) [1][2][3] e de sua mistura, como relação *a/c* uso de aditivos e adições, entre outros, ou então à sua construção (condições de cura, adensamento) [1][3]. Portanto, a durabilidade em serviço é determinada pela capacidade da estrutura em resistir a quaisquer processos de deterioração [4], o que requer a especificação dos materiais a serem utilizados na sua execução, de forma a estarem intrinsecamente relacionados à agressividade do entorno a que estará sujeito durante a vida útil. Processos químicos, eletroquímicos e físicos são algumas das variáveis envolvidas na função que define o estágio de degradação de uma estrutura de concreto – e que podem determinar por quanto tempo ela atenderá as necessidades para as quais foi executada [2][3].

Em âmbito geral, essa situação de degradação é agravada por dois fatores primordiais: a falta de critério na produção de estruturas de concreto e a escassez de estudos voltados a manifestações patológicas, as quais surgem ao longo do envelhecimento e deterioração das edificações. A análise da durabilidade é, portanto, complexa ao envolver a participação de diferentes profissionais, tecnologias, ensaios de laboratório, equipamentos e ao tratar diretamente com a questão da segurança de edificações [5].

A indústria nacional da construção civil vive um momento desafiador: intrinsecamente ligada ao desempenho econômico do país, oscila entre momentos promissores e de desaquecimento intenso. Assim, é comum encontrar obras inacabadas em todo o país, em especial no que tange ao setor público. Neste mesmo norte, a presente pesquisa busca avaliar as condições estruturais de uma edificação destinada a serviços educacionais que se encontra interrompida e apenas com elementos estruturais, vigas, lajes e pilares, concluídos. Logo, ter conhecimento dos parâmetros de durabilidade e qualidade do concreto são de grande importância. Desta forma, a utilização de ensaios não destrutivos (END), os quais apresentam menores custos e dificuldade de realização, são uma boa opção para realização do escopo da presente pesquisa.

São diversas as técnicas existentes para a quantificação do comportamento mecânico dos materiais. A mais tradicional e difundida é a extração de testemunhos cilíndricos de concreto *in loco* [6]. Embora permita resultados extremamente confiáveis, a técnica é destrutiva e danifica o material já executado. Neste cenário, o emprego de Ensaios não Destrutivos (END) apresenta uma alternativa viável quando não se pretende danificar o material de estudo [7]. Os ENDs incluem métodos capazes de fornecer dados importantes sobre a qualidade de certos componentes, tal como a resistência superficial do concreto, utilizando análises empíricas e teóricas. Tais ensaios possuem como vantagem a não perda na capacidade resistente do elemento [6]. Como elementos fundamentais para esses métodos de ensaio, destacam-se a necessidade de treinamento prévio dos realizadores do ensaio, equipamentos calibrados e procedimentos normatizados com padrões rígidos de qualidade [8][9][10].

Existe, ainda, uma dificuldade na correlação dos dados obtidos nos diferentes ENDs, devido ao fato de que cada método possui características e propriedades singulares [6][8]. Isto é, a esclerometria mede a dureza superficial do concreto baseado no princípio do ricochete do martelo de Schimdt [7] [11], enquanto o ultrassom mede a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas transversais [1][7], e a partir de ambas as medidas, é possível estimar a resistência do concreto. Por este motivo, este trabalho apresenta uma correlação entre os dados de resistência estimados dos dois ensaios por meio de ferramentas estatísticas como regressão polinomial, análise de variância (Anova) e análise comparativa entre médias. Além disso, ao final, o trabalho propõe um panorama geral do efeito dos agentes deletérios atuantes no local de estudo com base nos resultados da análise.

2. METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do estudo foi elaborada uma metodologia de escolha dos pilares da edificação onde foram executados os ensaios de esclerometria e ultrassom, seguindo suas respectivas normas nacionais [12][13]. A partir da base de dados obtida com os ensaios, foi realizada a avaliação estatística segundo os valores de média com desvio relativo máximo de 15%, análise de variância e análise comparativa entre médias (teste de Tukey).

2.1 Critérios de escolha

A edificação analisada no presente trabalho encontra-se nesse cenário de descaso: consiste em um prédio público de três pavimentos, localizado na Universidade Federal do Paraná, Curitiba/PR, com sua obra paralisada há seis anos no estágio de execução, sem qualquer revestimento ou vedação (Figura 1). A estrutura apresenta diversas falhas executivas e manifestações patológicas relacionadas, ao excesso de umidade e à fissuração, agravadas pelas intempéries.



Figura 64: Estrutura, objeto do estudo.

A estrutura analisada possui um total de 110 pilares no pavimento térreo e 1º piso e 104 pilares no 2º pavimento. Devido a esse grande número de elementos, foi definida uma metodologia de amostragem que contemplou pilares internos e externos de forma alternada. A seleção dos pilares levou em consideração o número de pilares presentes em linhas paralelas às faces laterais da edificação. Em linhas contendo 4 pilares, ensaiou-se nos dois elementos internos enquanto as fileiras com 5 pilares tiveram os dois externos e o interno central ensaiados. Dessa maneira, foram ensaiados 136 pilares do prédio, sendo que 44 (18 externos e 26 internos) pertencem ao pavimento térreo, 45 (23 externos e 22 internos) ao primeiro pavimento e 47 (27 externos e 20 internos) ao segundo. Outro fator que motivou a escolha desse método foi o fato de que alguns pilares encontravam-se consideravelmente danificados ou inacessíveis, o que inviabilizaria o processo de obtenção de dados.

2.2 Esclerometria

O método não destrutivo mais difundido para a avaliação de resistência *in loco* do concreto é o ensaio de esclerometria [6]. O ensaio consiste em impactar uma superfície de concreto, de maneira padrão, com determinada energia de impacto medindo a reflexão de uma massa após o impacto no elemento [3].

O ensaio foi executado conforme as orientações da NBR 7584:2012 [12]. Primeiramente, com o auxílio de um aparelho localizador de armaduras D-TECT 150 Professional da marca Bosch, foram detectadas as armaduras dos pilares, evitando que o esclerômetro fosse utilizado sobre as barras, conforme preconiza a referida norma. A área em cuja superfície foram realizadas as leituras foi lixada com auxílio de pedra abrasiva, conforme sugere Qasrawi [14], para garantir a uniformidade da superfície. Por fim, foi realizado o ensaio, posicionando o esclerômetro ortogonalmente ao pilar, ou seja, as leituras foram realizadas horizontalmente (Figura 2 – A, B, C). O aparelho utilizado, no primeiro pavimento e térreo, foi o esclerômetro digital SilverSchimdt, da marca PROCEQ, enquanto no segundo pavimento foi utilizado o esclerômetro analógico OriginalSchimdt, da mesma marca.



Figura 65: Execução do ensaio de esclerometria: (A) Localização de armaduras, (B) Uniformização da superfície com pedra abrasiva, (C) Uso do esclerômetro.

Para que houvesse homogeneidade nos resultados, o ensaio foi realizado sem a alteração do operador em um mesmo pavimento. Além disso, cada operador contava com um auxiliar, o qual assegurou que o equipamento estivesse posicionado ortogonalmente ao pilar. Através do ensaio de esclerometria realizado em campo obtiveram-se diversos valores de índice esclerométrico (Q) - tradução numérica do ricochete do impacto do equipamento na superfície do concreto. Uma vez determinada a média aritmética dos dezesseis valores de índice Q de cada pilar, estimou-se a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), através da Equação 1, fornecida pelo fabricante do aparelho.

$$f_{ck} = 2,77 \times e^{(0,048 \times Q)} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

- f_{ck} é a resistência à compressão do concreto;
- Q é o índice esclerométrico médio.

2.3 Ultrassom

O ensaio de ultrassom utiliza pulsos ultrassônicos para medir o tempo de percurso de ondas longitudinais ou transversais passando pelo concreto. Normatizado pela ABNT NBR 8802:1994 [13] e ASTM C 597 [15], o ensaio de ultrassom pode ser feito de maneira direta, indireta ou semi-direta para a obtenção da velocidade média de propagação da onda.

- Transmissão direta: é o arranjo mais recomendado pela ABNT NBR 8802:1994 [13]; nele, os transdutores posicionam-se em faces opostas;
- Transmissão indireta: utilizada quando só se possui acesso a uma das faces do elemento; é o arranjo que mais demanda estudos atualmente devido à sua facilidade de utilização (Figura 3);
- Transmissão semi-direta: utilizada em casos não contemplados pelos outros dois arranjos;

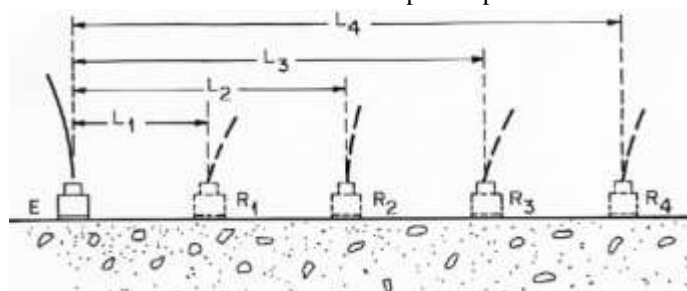


Figura 66: Método de transmissão indireta de ondas sonoras [13]

Para a execução do ensaio, é necessário um bom acoplamento acústico entre os transdutores do equipamento a fim de se obter valores confiáveis de velocidade. Tais valores podem ser, então, convertidos em parâmetros de resistência ou utilizados na avaliação do estágio de degradação do concreto a partir da quantidade de vazios presente nele.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Para a realização do ensaio de ultrassom através de pulsos ultrassônicos foi utilizado, neste trabalho, o equipamento Pundit PL-200PE, fabricado pela empresa PROCEQ, cuja medida da velocidade de propagação das ondas é feita de maneira indireta. A frequência dos transdutores do equipamento é de 50 KHz e as ondas transmitidas são do tipo transversais, com direção de vibração perpendicular à direção de propagação da onda. Para executar o ensaio, o equipamento foi calibrado de acordo com o prescrito no manual de uso, averiguando-se o funcionamento correto de todos os 18 transdutores (9 emissores e 9 receptores). O ensaio de ultrassom foi realizado nos mesmos pilares que a esclerometria, seguindo o mesmo critério de escolha dos elementos. Esta metodologia abrangeu os três pavimentos da edificação.

O equipamento utilizado para o ultrassom possui transdutores extremamente sensíveis à superfície de contato. Deste modo, é necessária a preparação e regularização da superfície onde o teste será realizado e marcação de barras e estribos visto a sensibilidade das ondas sonoras à presença de metal. Em cada pilar, foi aproveitada a preparação de superfície realizada no teste de esclerometria, para o qual a superfície foi lixada e as armaduras localizadas com equipamento próprio para este fim.

Neste processo, a não regularidade das superfícies de alguns pilares impediu a realização do ensaio, já que o equipamento não consegue efetuar as leituras nestes casos. O excesso de argamassa de reparo em alguns pilares foi um dos fatores que dificultou a preparação da superfície utilizando equipamentos manuais.

O equipamento utilizado emite ondas do tipo transversais, logo, pode-se correlacionar a velocidade de propagação destas com o módulo de elasticidade transversal G (ou módulo de cisalhamento) do material (Equação 2). Com isso, pode-se estimar a resistência à compressão do concreto por este método graças a diferenças de densidade do concreto, gerando discrepâncias consideráveis na velocidade de propagação de ondas [16].

$$V^2 = \frac{G}{\rho}$$

(Equação 2)

Onde:

- G = Módulo de elasticidade transversal do material (MPa);
- V = Velocidade de propagação do som no concreto (km/s);
- ρ = Densidade do material (kg/m^3);

Após a obtenção do módulo de elasticidade transversal, fez-se a conversão do mesmo para módulo de elasticidade longitudinal conforme a Equação 3 provinda da mecânica dos materiais.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

(Equação 3)

Onde:

- G = Módulo de elasticidade transversal do material (MPa);
- E = Módulo de elasticidade longitudinal do material (MPa);
- ν = Coeficiente de Poisson;

Para esta análise, utilizaram-se parâmetros do material sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014 [17] para dimensionamento de estruturas de concreto armado. A massa específica do concreto foi estipulada em $2500 \text{ kg}/\text{m}^3$ e o coeficiente de Poisson, adimensional, em 0,2. Com a obtenção do módulo de elasticidade dinâmico do concreto, fez-se uso, para alcance do f_{ck} , da formulação apresentada na referida norma, conforme Equação 4.

$$E = 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$$

(Equação 4)

Onde:

- E = Módulo de elasticidade longitudinal do material (MPa);
- f_{ck} = Resistência característica do concreto (MPa);



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Após a transformação da velocidade de propagação em parâmetros de resistência do material, os dados divididos por pavimento foram avaliados estatisticamente.

Deve-se, por fim, evidenciar que a utilização de ambos os métodos não destrutivos, fez-se para a obtenção de uma estimativa de resistência dos concretos estruturados. Com foco na análise da variabilidade entre os mesmos, podendo-se então, concluir a respeito das diferenças comportamentais e deformáveis dos elementos estudados.

3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

3.1 Análise da variação da resistência

Os resultados do ensaio de esclerometria indicam que alguns pilares apresentam variabilidade de dados, com valores de resistência fora do limite de 15% superior ou inferior da média aritmética, o que não deveria ocorrer, já que, por se tratar de um pavimento da mesma obra, espera-se homogeneidade de materiais utilizados e execução. Observa-se ainda, maior instabilidade de dados no térreo e segundo pavimento, onde a oscilação da resistência é sensivelmente maior. É possível analisar que 54 dos 136 pilares analisados da estrutura apresentaram valores discrepantes, o que indica que não atuam mecanicamente igual ou semelhante aos outros pilares da edificação, causando heterogeneidade no comportamento da estrutura, o que pode acarretar outros problemas, como fissuração. Supõe-se que a grande variação descrita seja decorrente das falhas de execução, uma vez que a obra inteira se encontra com nítidas indicações desse problema, como reparos e ninhos de concretagem, observados em inspeções visuais. Dada a atual situação da edificação, seria admissível pressupor estes problemas de execução nos próprios pontos de realização dos ensaios de esclerometria.

O tratamento dos dados obtidos através da velocidade de propagação da onda sonora do equipamento dentro do concreto obtida pelo ensaio de ultrassom proporcionou o cálculo do módulo de elasticidade (E). Este, por sua vez, permitiu a obtenção de valores para a resistência característica do concreto. Com os dados obtidos, pôde-se observar que, na maioria dos pilares, a variação da resistência à compressão encontra-se dentro dos limites estabelecidos de 15% de variação da média, para cima ou para baixo. Entretanto, em virtude das diversas manifestações patológicas existentes na edificação, do período em que esta permaneceu paralisada e dos erros executivos, é importante avaliar com atenção os valores discrepantes para analisar o comportamento geral da estrutura. Observa-se que 61 dos 136 pilares analisados em toda a estrutura apresentam valores de resistência discrepantes dos limites de 15% permitidos neste estudo, o que pode alterar significativamente o comportamento mecânico da edificação, o qual, inclusive, reflete a relação entre a resposta ou deformação da estrutura perante uma solicitação tanto externa quanto interna. A discrepância identificada fortalece o fato de que os pilares de um mesmo pavimento e do prédio como um todo resistem e deformam de maneiras diferentes quando solicitados pelas cargas a que a estrutura está submetida.

Como dito anteriormente, o mau dimensionamento e o detalhamento incorreto das peças de uma estrutura pode levar a fissurações excessivas que diminuem a vida útil da construção, então a diferença expressiva da resistência à compressão pode, de fato, ser uma das causas das fissurações que contribuíram para a penetração de agentes deletérios presentes no objeto de estudo deste trabalho, afetando, também, a durabilidade da edificação. Além disso, as deformações diferenciais entre os pilares podem, por si só, provocar o aumento da deformação da estrutura para um patamar não previsto em projeto. Este acréscimo de solicitação pode ainda comprometer a segurança e o uso do prédio. Como pôde-se observar, os resultados de resistência característica do concreto obtidos a partir do ultrassom variam ligeiramente mais do que os provindos da esclerometria. Em valores percentuais, 44,9% dos pilares possuem resistência discrepante em 15% da média segundo o ultrassom enquanto 39,7% encontram-se nesta situação segundo a esclerometria. De modo geral, o ensaio de ultrassom é influenciado pela quantidade de vazios presentes no concreto, visto que o som propaga-se de maneira mais lenta no ar do que em meio sólido. Corroborado por inspeções visuais, os erros executivos relacionados aos elementos estruturais sugerem a existência de vazios e até mesmo áreas segregadas no interior destes. Esse fato mostra que, embora com variação maior nos resultados em torno da média, o ultrassom apresenta-se como um ensaio mais correto ao avaliar a peça mais profundamente e não apenas na superfície como a esclerometria. Conclui-se, assim, que não é possível afirmar, baseado apenas na porcentagem de variação dos dados, qual ensaio é mais preciso quanto à avaliação da resistência.

A variação dos resultados segundo o ensaio de esclerometria também é considerável. Isso deve-se ao fato de que o experimento é mais sensível em sua execução, possuindo diversas variáveis que exigem o controle rígido do procedimento. Por se tratar de medidas superficiais, é profundamente alterado pela rugosidade da face do concreto, pela

presença de fissuras e por revestimentos em argamassa. Novamente, as inspeções visuais comprovam que estes fatores podem, de fato, ter alterado os resultados obtidos com o ensaio. Outro fator que pode alterar os valores de resistência obtidos com a esclerometria é a existência de frente de carbonatação do concreto. A carbonatação, processo natural, provoca colmatação dos poros do concreto aumentando consideravelmente sua resistência superficial. Devido ao tempo de exposição da obra ao ambiente em meio urbano, esta explicação torna-se viável para justificar a diferença numérica considerável existente dos valores de resistência obtidos entre o ultrassom e a esclerometria. O primeiro apresenta valores menores em virtude da não influência da camada carbonatada, mais rígida, enquanto o segundo é muito afetado por este fator.

3.2 Conformidade dos resultados com a Norma ABNT NBR 6118:2014 [10]



Figura 4: Variação e análise da conformidade da resistência à compressão do concreto segundo os ensaios de ultrassom e esclerometria, para os pilares do pavimento térreo.



Figura 67: Variação e análise da conformidade da resistência à compressão do concreto segundo os ensaios de ultrassom e esclerometria, para os pilares do primeiro pavimento.



Figura 6: Variação e análise da conformidade da resistência à compressão do concreto segundo os ensaios de ultrassom e esclerometria, para os pilares do segundo pavimento.

A análise comparativa da variação da resistência por pavimento visa provar que ambos os ensaios possuem a mesma tendência de variação, embora não com valores idênticos. Como observado nas Figuras 4, 5 e 6, este fato se verifica e mostra que ambos os ensaios convergem para o mesmo resultado de avaliação da resistência à compressão. Essa conexão entre os valores de resistência obtidos usando ensaios diferentes traz credibilidade à utilização dos Ensaios não Destrutivos no diagnóstico e avaliação de estruturas. Com dados confiáveis de resistência do material, pode-se estabelecer panoramas corretos acerca do estágio de degradação do concreto, da qualidade da execução e da conformidade com o projeto de dimensionamento e a normatização.

O projeto de dimensionamento de estruturas de concreto leva em consideração critérios de uso e de segurança. A ABNT NBR 6118:2014 [17] estabelece que, para estruturas localizadas em ambiente urbano com classe II de agressividade, o valor de f_{ck} mínimo para projeto é de 25 MPa. Este valor reflete as condições mínimas de segurança para a edificação. No caso de não conformidade com a norma, a construção fica sujeita à problemas relacionados com o desempenho estrutural, a segurança no uso e a durabilidade. Para este estudo, visto o grande número de erros construtivos identificados através de inspeções visuais, é importante a verificação da integridade dos pilares quanto à resistência mínima.

Tabela 1– Quantidade de pilares com resistência aproximada inferior à 25 MPa

Pavimento	Esclerometria	Ultrassom	Total
Térreo	3	1	4
1º pavimento	3	6	9
2º pavimento	43	8	51
Total	49	15	

Constatou-se, de acordo com o contido na Tabela 1 e Figuras 4, 5 e 6, um total de 49 pilares com resistência à compressão inferior ao determinado em norma de acordo com a esclerometria, valor consideravelmente superior aos 15 pilares identificados através do ultrassom. Observa-se que a concentração de pilares com resistência baixa, segundo os ensaios mencionados, localiza-se no 2º pavimento. Isso reforça a presença do verificado em inspeções visuais acerca da grande quantidade de reparos em argamassa nos pilares desse pavimento e sua influência na medida da dureza superficial pela esclerometria. Logo, é possível estimar a resistência do concreto de melhor maneira com o ensaio de ultrassom, cuja influência da superfície é menor. Verificou-se, a partir desse fato, que o número de pilares com resistência inferior à 25 MPa é considerável – 11% da amostragem de 136 pilares –, demonstrando a necessidade de um estudo mais aprofundado sobre a resistência estrutural da edificação.

3.3 Correlação através de regressão

A fim de obter uma correlação confiável entre os experimentos aqui tratados, realizou-se uma tentativa de regressão que define uma função relacionando esclerometria e ultrassom. A função polinomial de grau 2 foi a que apresentou mais

forte relação, ou seja, maior R^2 , entre as variáveis em análise. Os gráficos de dispersão permitem visualizar a tendência da relação estabelecida, a função aproximada e o valor de R^2 ligado à regressão (Figuras 7, 8 e 9).

Dessa forma, conclui-se que é possível estabelecer uma correlação com confiabilidade de 38,8%, 48,2% e 35,4% para o pavimento térreo, 1º e 2º pavimentos, respectivamente, através de regressão polinomial de segundo grau. Esta porcentagem não torna a correlação confiável, dando suporte à necessidade de extração de testemunhos para construção de uma função que represente melhor a relação existente entre os dados obtidos com ambos os ensaios.

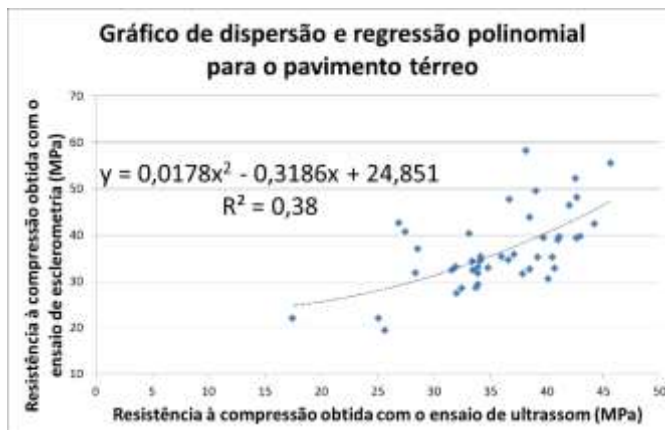


Figura 68: Regressão polinomial dos dados de ultrassom e esclerometria do pavimento térreo.

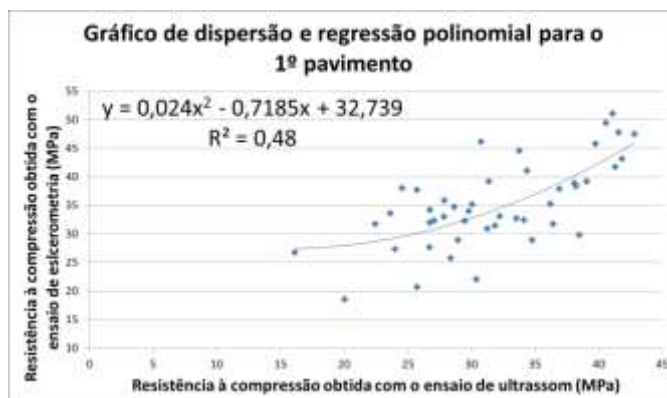


Figura 8: Regressão polinomial dos dados de ultrassom e esclerometria do primeiro pavimento.

3.4 Análise de variância

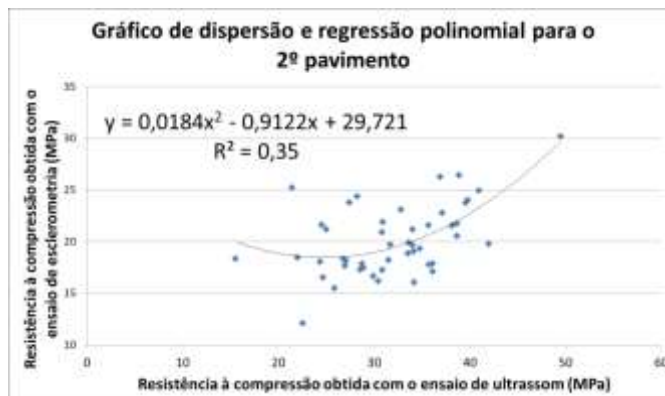


Figura 9: Regressão polinomial dos dados de ultrassom e esclerometria do segundo pavimento.

A análise de variância ANOVA realizada neste estudo verificou se a variação existente entre os parâmetros de resistência obtidos com os ensaios de esclerometria e ultrassom foi ou não significativa. Os dados, por pavimento, resultantes do teste de hipóteses constam nas Tabelas 2, 3 e 4.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Tabela 2 – Análise de variância (ANOVA) para o pavimento térreo

Fonte de variação	Soma de Quadrados (SQ)	Média Quadrada (MQ)	F	F crítico
Entre grupos	22,581	22,581	0,432	3,952
Dentro dos grupos	4491,010	52,221		
Total	4513,591			

Tabela 3 – Análise de variância (ANOVA) para o primeiro pavimento

Fonte de variação	Soma de Quadrados (SQ)	Média Quadrada (MQ)	F	F crítico
Entre grupos	244,325	244,325	5,041	3,949
Dentro dos grupos	4265,284	48,469		
Total	4509,609			

Tabela 4 – Análise de variância (ANOVA) para o segundo pavimento

Fonte de variação	Soma de Quadrados (SQ)	Média Quadrada (MQ)	F	F crítico
Entre grupos	3255,880	3255,880	122,540	3,945
Dentro dos grupos	2444,431	26,570		
Total	5700,311			

A análise dos valores de F permite analisar a validade ou não da hipótese inicial de que não existe variação entre os valores de resistência obtidos com os dois ensaios. Para o pavimento térreo, verifica-se que $F < F_{crítico}$. Dessa forma, conclui-se que, a um nível de significância de 5%, não existe diferença estatística entre os dados de resistência estimados por esclerometria e por ultrassom. Essa análise estatística confirma que há compatibilidade entre os resultados obtidos com os dois ensaios.

Não se observa, todavia, o mesmo para os dois pavimentos superiores. O valor F foi substancialmente superior a $F_{crítico}$ em ambos os casos, em especial no 2º pavimento. Esse fato reflete que há divergências numéricas significativas de resistência entre os dois ensaios. Ou seja, não há uma correspondência em valor absoluto para este parâmetro. Entretanto, reforça-se que, embora não haja correspondência exata no valor, a tendência de variação da resistência segue a mesma linha para ambos ensaios. As diferenças numéricas são resultantes, portanto, das variáveis envolvidas na realização dos ensaios. As inspeções visuais verificaram que a quantidade de reparos realizados em argamassa nos pilares é muito superior nos últimos dois pavimentos; este revestimento com material não estrutural diminui o valor obtido da resistência com a esclerometria e com o ultrassom, aumentando a variância dos parâmetros mensurados. Aliado a isso, comprova-se que no pavimento térreo a quantidade de reparos não é significativa e não afeta de maneira expressiva o valor da resistência medida. Esta constatação justifica o fato de os dados obtidos terem sido mais variáveis nos pavimentos superiores, como mostrado pelas Figuras 4, 5 e 6.

Visto que é estatisticamente comprovado que a discrepância numérica dos valores de resistência do concreto é significativa no 1º e 2º pavimentos, conclui-se que a realização de apenas Ensaios não Destrutivos não é suficiente para obtenção de valores confiáveis e seguros. Esse fato sugere, portanto, que para casos análogos sejam realizados ensaios destrutivos, tal como a extração de testemunhos, oferecendo critérios fundamentados na experimentação do concreto utilizado *in loco*.

4. Conclusão

Com base no estudo realizado, pode-se concluir que é possível estabelecer e identificar uma relação entre os valores de resistência característica do concreto (f_{ck}) obtidos por dois ensaios não-destrutivos diferentes, a esclerometria e o ultrassom. Verificou-se, também, que a tendência de variação na aferição de resultados é semelhante em ambos os experimentos para o mesmo pilar, embora existam diferenças numéricas significativas entre eles. Embora o ensaio de esclerometria exija que o pilar seja ensaiado com a superfície de concreto exposta, mostrou-se inviável o preparo da superfície de tal maneira visto o grande número de reparos existentes. Neste sentido, através de análises estatísticas confiáveis, observou-se que as discrepâncias numéricas entre os ensaios resultam apenas da aleatoriedade da amostragem quando não há revestimento de superfície de concreto com argamassa inadequada decorrente de erros do processo executivo. Para os casos não contemplados – o 1º e o 2º pavimentos do objeto de estudo – pela análise



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



proposta pelos ensaios em questão, mostra-se necessária a realização da extração de testemunhos que corroborem e forneçam parâmetros de verificação aos ENDs.

A análise da variação da resistência por pavimento deixa claro que a porcentagem de pilares cuja resistência é discrepante em 15% ou mais da média é significativa. Esse fato reforça a hipótese de que as deformações e respostas diferenciadas dos pilares de um mesmo pavimento às solicitações de cargas podem originar problemas de fissuração na estrutura, facilitando a penetração de agentes agressivos no concreto. Além disso, uma porcentagem média de 42,3% de pilares discrepantes segundo os dois ensaios, em relação a todos os pilares da estrutura, reitera a possibilidade de que houve erros executivos que afetaram a resistência dos pilares.

As correlações construídas através da regressão provaram que há, sem dúvidas, necessidade de extração de testemunhos para se estabelecer uma função por regressão com confiabilidade aceitável.

Os resultados obtidos neste trabalho condizem com o que era esperado do estudo e traduzem a significância de técnicas alternativas no diagnóstico de manifestações patológicas como um meio confiável de se obter parâmetros importantes na recuperação de elementos. Os dados traduziram a confiabilidade dos ensaios quando realizados segundo a normatização, mesmo com as restrições e dificuldades impostas pelo equipamento e pelo treinamento necessário aos operadores. O balanço qualitativo dos resultados indicou que os ensaios aqui estudados estão de acordo ao estabelecer os mesmos parâmetros para os pilares da edificação, explicitados na variação da resistência. Isso apontou, inclusive, que os resultados são confiáveis pois, através de dois ensaios diferentes, chegou-se na mesma conclusão. A avaliação da conformidade com o valor de f_{ck} previsto em norma possibilitou contabilizar o número de pilares com resistência à compressão, segundo os ensaios aqui estudados, inferiores ao mínimo necessário. As análises aqui feitas permitiram, também, a identificação de diversos pontos críticos no que diz respeito à resistência devido à ação de agentes deletérios e aos erros construtivos mencionados. Esses parâmetros podem ser decisivos no processo de escolha de pilares indicados para a extração de testemunhos em estudos posteriores ligado à edificação.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e Ministério da Educação pelas bolsas concedidas no Programa de Educação Tutorial (PET) e no Mestrado. Além disso, agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento dos equipamentos que deram suporte aos trabalhos de campo.

5. REFERÊNCIAS

- [1] ISAIA, G. C. Concreto: ciência e tecnologia. v. 1 e 2. São Paulo: IBRACON, 2011.
- [2] NEVILLE, A.; BROOKS, J. J. Tecnologia do concreto. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- [3] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto – Microestrutura, propriedades e materiais. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [4] GLASSER, F. P.; MARCHAND, J.; SAMSON, E.; “Durability of concrete – Degradation phenomena involving detrimental chemical reactions”. Montreal, Canada, 2007.
- [5] HELENE, P. “Análise da Resistência do Concreto em Estruturas Existentes para fins de Avaliação da Segurança”. São Paulo, 2011.
- [6] SOUZA, D. J.; MUÑOZ, E.; KOSLOSKI, F.; SILVESTRO, L.; LEME, L. B. P.; MEDEIROS, M. H. F.; “Obtenção da resistência à compressão do concreto de viadutos localizados na região de Curitiba por métodos de ensaios não destrutíveis: esclerometria e ultrassom”. Foz do Iguaçu, PR, 2015.
- [7] EVANGELISTA, A.C.J. “Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos” Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2012.
- [8] REHMAN, S. K. U.; IBRAHIM, Z.; MEMON, S. A.; JAMEEL, M.; “Nondestructive test methods for concrete bridges: A review”. Construction and Building Materials, vol. 107, pages 58-86, 2015.
- [9] GORZELANCZYK, T.; HOLA, J.; SADOWSKI, L.; SCHABOWICZ, K.; “Non-destructive identification of cracks in unilaterally accessible massive concrete walls in hydroelectric power plant”. Archives of Civil and Mechanical Engineering, vol. 16, pages 413-421, 2009.
- [10] PUCINOTTI, R.; “Reinforced concrete structure: Non destructive in situ strength assessment of concrete”. Construction and Building Materials, vol. 75, pages 331-341, 2015.
- [11] OUYANG, W.; CHEN, J.; JIANG, M.; “Evolution of surface hardness of concrete under sulfate attack”. Construction and Building Materials, vol. 53, pages 419-424, 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7584, 2012 “Concreto Endurecido - Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão - Método de Ensaio”. Rio de Janeiro, 2012.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8802, 1994 “Concreto Endurecido - Determinação da Velocidade de Propagação de Onda Ultrassônica”. Rio de Janeiro, 1994.[14] QASRAWI, H.Y. “Concrete Strength by Combined Non Destructive Methods Simply and Reliably Predicted”. Cement and Concret Reasearch 30, 2000, p. 739-746.
- [15] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 597, 1997 “Standart Test Method for Pulse Velocity Through Concret”. West Conshohocken, PA, 1997.
- [16] MALHOTRA, V.; CARINO, N. “Handbook on nondestructive testing of concrete”. 2 ed. United States of America: CRC Press LLC, 2004.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6118: “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. Rio de Janeiro, 2014.



**ESTUDO DE CASO DE MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA PROVENIENTE DO
COBRIMENTO DO CONCRETO E DA CORROSÃO DE ARMADURAS**

A. NEGREDO

Profissão: Bolsista de Mestrado do CNPq
Instituição: Universidade de Brasília - UNB
Estado; Distrito Federal - Brasil
e-mail: alexandre negredo@gmail.com

J. OLIVEIRA

Profissão: Professor Dr. Universitário
Instituição: Universidade Católica de Brasília
Estado; Distrito Federal - Brasil
e-mail: rafagus@gmail.com

RESUMO

O presente trabalho é um estudo de caso feito em um edifício residencial localizado no Plano Piloto, em Brasília. O trabalho surgiu diante da necessidade de moradores e condomínio de identificar as causas dos deslocamentos de tetos do pilotis, para então, propor soluções ao problema. A metodologia do trabalho foi feita com inspeção visual, coleta de registros fotográficos, verificação da espessura do revestimento tipo reboco de teto, análise de outras áreas similares para poder comparar como estão os revestimentos e estudo da norma NBR 6118 para verificar possíveis divergências no processo construtivo. Depois das vistorias realizadas e das avaliações feitas, foi concluído que o deslocamento do reboco da edificação foi causado por vários fatores originados durante a etapa de construção do prédio, ou seja, erros de execução e/ou vícios construtivos como, por exemplo: Espessura de reboco aplicado superior ao que é recomendado pela norma NBR 13749.13; falta de cobertura mínimo das barras de aço, o que causou a corrosão das barras de aço; a ausência do sistema de preparação de base tipo chapisco, também fez com que a aderência do reboco fosse diminuída. Por fim, foi proposto isolar a área afetada, remover as partes que estão com possibilidade de deslocamento, fazer uma limpeza das armaduras corroídas e a posterior recomposição do aço. Em seguida, fazer o cobrimento dessas barras de aço com groute e executar corretamente a aplicação do revestimento de acordo com os procedimentos técnicos. Palavras-chave: deslocamento, corrosão de armaduras, e cobrimento do concreto.

ABSTRACT

This paper is a case study in a residential building located in Plano Piloto, in Brasilia. The work came from the necessity of residents and condominium identify the causes of peeling of ceilings, to then, propose solutions for the problem. The methodology of work was done with visual inspection, collecting photographic records, check the thickness of the ceiling plaster, analysis of other similar areas to compare the coating and studying of NBR 6118 standard to check for possible differences in the construction process. After inspections and evaluations, it was concluded that mortar peeling of the building was caused by various originated factors during the building construction stage. That is, execution errors or construction defects, such as: Thickness' plaster higher than what is recommended by the NBR 13749.13; lack of minimal coverings of reinforcements, causing corrosion of reinforcements; the absence of roughcast base type preparation system also caused the plaster adhesion was decreased. Finally, it was proposed to isolate the affected area, remove the parts with possibility of peeling, to clean corroded reinforcements and the subsequent recovery of steel. Then make the coatings of these steel bars with grout and correctly perform the application of the coating according to the technical procedures.

Keywords: peeling, corrosion of steel reinforcements, and coatings of concrete.



1. INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa do Tema e Objetivos

Com a construção de Brasília na década de 60 do século passado, a nova capital federal virou um imenso canteiro de obras com inúmeros projetos e construções aceleradas. Devido a isso, muitos edifícios foram erguidos sem os devidos cuidados que hoje tem-se com as normas [1] e [2].

Por esse motivo, encontra-se com frequência casos em que é necessário uma investigação sobre a causa de problemas encontrados na região do Plano Piloto de Brasília. Além disso, tem que ser levado em conta a vida útil das estruturas e dos elementos em geral, que já se encontram numa idade elevada, considerando que muitas dessas obras foram entregues na década de 50 para habitar as pessoas que vieram ajudar na construção da cidade.

A partir dessas considerações, o presente trabalho foi motivado a partir da necessidade de se fazer um estudo das causas das manifestações patológicas encontradas em um edifício no centro de Brasília, com o objetivo de orientar o condomínio a tomar as medidas necessárias para reparação das anomalias.

1.2 Revisão Bibliográfica

1.2.1 Patologia das Construções

O termo patologia tem uma origem grega (pathos, doença, e logos, estudo) e significa o estudo das doenças. Na engenharia, a patologia das construções refere-se ao estudo de problemas nas edificações e às alterações funcionais causadas no mesmo [3]. Porém, convencionou-se em engenharia que há uma diferença entre patologia e manifestações patológicas. Esta última se refere à expressão resultante do mecanismo de degradação, ao passo que, a primeira se refere ao conjunto de teorias que serve para explicar o mecanismo e a causa da ocorrência de determinada manifestação patológica.

1.2.2 Cobrimento do concreto

Segundo a [2], a durabilidade das estruturas de concreto depende das características do concreto, da espessura e da qualidade do concreto de cobertura das armaduras. Assim, definem-se valores mínimos de cobertura das armaduras para as estruturas de concreto, sendo:

Tabela 1 - Cobrimento mínimo para estruturas de concreto [2]

Tipo de Estrutura	Componente ou Elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos Estruturais em Contato com o Solo	30		40	50
Concreto Protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Além disso, [4] afirma que a proteção da armadura depende das características do próprio concreto e de sua propriedade, porém, para que seja mantido o mesmo nível de proteção em diferentes concretos, há necessidade de diferentes cobrimentos.

1.2.3 Corrosão de armaduras

Segundo [5], a natureza fortemente alcalina do hidróxido de cálcio (pH na casa de 13) previne a corrosão da armadura pela formação de uma fina camada protetora na superfície do metal. Essa proteção é conhecida como passivação. Entretanto, na presença de água e oxigênio, caso o concreto seja permeável de modo que a carbonatação atinja o concreto em contato com o aço ou que soluções com cloretos possam penetrar até a armadura, será iniciado o processo de corrosão da armadura.

Ainda de acordo com [5], a camada passivadora de óxido de ferro é destruída quando o pH cai abaixo de 11,0; a carbonatação diminui o pH para cerca de 9,0. A formação de compostos ferrosos expansivos resulta em um aumento do volume em relação ao aço original, de modo que as tensões de expansão causam fissuração e lascamento do concreto.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Local da Pesquisa

A investigação das manifestações foram realizadas no bairro Asa Sul, área central de Brasília. O edifício possui as seguintes características:

- Edificação Residencial;
- Idade do Prédio em Análise: 42 anos do habite-se;
- Pavimentos, 6 pavimentos tipos, 1 térreo e um subsolo;
- Estrutura em Concreto Armado;
- Revestimento do teto em reboco/emboço;

2.2 Metodologia

Para avaliação das manifestações, foi seguido [6] e coletadas informações conforme as seguintes etapas:

- Visita ao local para realização da Inspeção Visual e coleta dos registros fotográficos;
- Análise das possíveis causas;
- Verificação da espessura do revestimento tipo reboco do teto;
- Análise de outras áreas similares para poder comparar como estão os revestimentos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Durante a visita técnica, onde foram coletados os registros fotográficos, pôde-se observar que a edificação apresenta vários pontos de infiltrações no teto do pilotis, conforme apresentado na figura 1.



Figura 1: Pintura do teto do pilotis danificada por causa da infiltração

Pode-se observar vários problemas patológicos na edificação por falta de manutenção predial, o que acarreta a perda da durabilidade da edificação causando prejuízo aos condôminos e podendo causar acidentes graves contra os próprios moradores e transeuntes.

Onde ocorreu o deslocamento do reboco do teto do pilotis localizado abaixo do apartamento 101, foi feita uma análise criteriosa das possíveis causas desta patologia. Foi observado que a espessura do reboco estava variando entre 8 e 10 cm, conforme pode ser observado nas figuras 2 e 3, totalmente fora do que é recomendado pela [7].



Figura 2a: Apresentação da espessura do reboco



Figura 2b: Apresentação da espessura do reboco

Observou-se também que as armaduras de aço positivas da laje, onde houve o deslocamento do reboco estavam todas corroídas conforme pode ser observado nas fotos 3a e 3b , o que pode ter contribuído para este acidente.



Figura 3a: Armaduras de aço corroídas



Figura 3b: Armaduras de aço corroídas

Toda vez que as barras de aço sofrem processo de corrosão, elas tem sua área nominal aumentada [8]. E o que foi observado *in loco* é que estas barras de aço não tinha um cobrimento mínimo de concreto o que acelerou este processo de corrosão. A norma [2] recomenda um cobrimento mínimo de 3,00 cm para barras de aço, nesse caso. E, no caso da edificação em questão, o cobrimento não existiu, conforme apresentado na figura 4.



Figura 4: Cobrimento Insuficiente das Barras de Aço

Durante esta avaliação, observou-se que não houve a execução de chapisco antes da aplicação do reboco que possuía uma espessura de 8 à 10 cm. O local onde houve o deslocamento do reboco é a parte inferior de uma laje de concreto armado. É Recomendado que sempre se faça a aplicação deste procedimento de preparação de base(substrato) com chapisco, para propiciar uma melhor aderência do reboco ao substrato.

4. CONCLUSÕES

Depois da vistoria realizada e das avaliações feitas, podemos entender que o deslocamento do reboco da edificação foi causado por vários fatores originados durante a etapa de construção do prédio, ou seja erros de execução, vícios construtivos.

Espessura de reboco aplicado superior ao que é recomendado pela norma [7], causando uma carga na vertical muito elevada. Para manter o nivelamento deste revestimento ao longo de todo o pilotis da referida edificação, a construtora teve a necessidade de aumentar a espessura do reboco.

A falta de cobrimento mínimo das barras de aço causou corrosão nas mesmas, ocasionando com isso o aumento da seção. Além disso, a elevada espessura do revestimento resultou no deslocamento do reboco do teto. E a ausência do sistema de preparação de base tipo chapisco, também fez com que a aderência do reboco fosse diminuída.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Por fim recomenda-se como ação imediata para segurança dos moradores e transeuntes e para recomposição total da área afetada que os procedimentos abaixo sejam seguidos:

- Isolar a área afetada o quanto antes;
- Remover as partes que estão com a possibilidade de deslocamento;
- Fazer uma análise dos outros pontos para verificar se há possibilidade de deslocamento e fazer um mapa de checagem das espessuras;
- Fazer uma limpeza das armaduras corroídas com escova de aço, e no ponto em questão seria o ideal fazer a recomposição das barras de aço, ou seja fazer a substituição e fazer o cobrimento destas barras de aço com graute.
- Depois de ter seguido os procedimentos acima, fazer a aplicação de sistema de revestimento de acordo com os procedimentos técnicos corretos: Limpeza da estrutura de concreto, Aplicação de chapisco e após no mínimo 3 dias fazer a aplicação do reboco no teto danificado.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT NBR 15575-1:2013. *Desempenho de edificações habitacionais – Requisitos Gerais*. 2013, 71p.
- [2] ABNT NBR 6118:2014. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. 2014, 10p.
- [3] RIPPER, T.; SOUZA, V. C. M. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. 1. ed. São Paulo: PINI, 1998, 255p.
- [4] HELENE, P. R. L. “Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado”. 1993. 231 f. Tese (Livre Docência) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [5] NEVILLE, A.M; BROOKS, J. J. *Concrete Technology*. 2. Ed. 2010, 442p.
- [6] ABNT NBR 13752:1996. *Perícias de engenharia na construção civil*. 1996, 8p.
- [7] ABNT NBR 13749.13: *Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Especificação*. 2013, 8p.
- [8] CASCUDO, O. *Inspeção e diagnóstico da estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura*. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. p. 1071 - 1108.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DE CASO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE FISSURAS PROVENIENTES DE EDIFICAÇÃO SOBRE ATERRO

A. NEGREDO

Bolsista de Mestrado do CNPq
Instituição: Universidade de Brasília – UNB
Distrito Federal - Brasil
e-mail: alexandre negredo@gmail.com

J. OLIVEIRA

Profissão: Professor Universitário
Instituição: Universidade Católica de Brasília
Estado; Distrito Federal - Brasil
e-mail: rafagus@gmail.com

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo relatar a ocorrência de um quadro de manifestações patológicas do tipo trincas e fissuras existentes em uma escola municipal construída sobre um aterro, no entorno de Brasília. Em seguida, apontar as medidas cabíveis para detectar a causa dos problemas. A metodologia de análise visual seguida de registros fotográficos apontou problemas tanto na parte interna quanto na parte externa da obra. As trincas e fissuras começaram a surgir logo depois da entrega da edificação para uso da comunidade e se agravaram depois do período de chuvas. Ao analisar os problemas juntamente com o projeto da edificação, foram constatadas divergências entre o projetado e o executado, tanto no projeto estrutural quanto no projeto de fundações. Motivo este, o qual apontou a suspeita de um recalque diferencial, que foi comprovado após o estudo. Após essas análises, foram sugeridas uma série de providências para corrigir as anomalias.

Palavras-chave: trincas, fissuras, aterro.

ABSTRACT

This paper aims to report the occurrence of cracks and fissures pathologies in a Municipal school built on a landfill around Brasilia. Then point the necessary procedures to find the cause of the problems. Visual analysis methodology followed by photographic records showed problems inside and outside of the construction site. Cracks and fissures began to appear soon after the delivery of the building for community use and worsened after the rainy season. To analyze the problems with the building projects, differences were found between the designed and executed both in structural design as in the foundation design. Reason for this, which indicates a suspicion of a differential settlement that was confirmed after study. After these analyzes, it has been suggested a number of steps to correct the anomalies.

Keywords: cracks, fissures, landfill.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa do Tema e Objetivos

O mercado da construção civil que se mateve aquecido até a primeira metade da presente década desencadeou uma série de obras que não veio acompanhada por critérios de qualidade e outros aspectos presentes na nova norma de desempenho [1], lançada em 2013.

Consequentemente, este trabalho foi motivado a partir de um estudo de investigação das causas que trouxeram à tona manifestações patológicas do tipo trincas e fissuras existentes em uma escola municipal, em uma cidade no entorno de Brasília. Além disso, tem como objetivo expor os procedimentos técnicos de investigação dessas manifestações patológicas, a fim de orientar a comunidade acadêmica na investigação de obras semelhantes.

1.2 Revisão Bibliográfica

1.2.1 Patologia das Construções

O termo patologia veio do grego (pathos, doença, e logos, estudo), ou seja, estudo das doenças. Na engenharia, a patologia das construções refere-se ao estudo de problemas nas edificações e às alterações funcionais causadas no mesmo [2]. Adicionalmente, há uma diferença entre patologia e manifestações patológicas. Esta última se refere à expressão resultante do mecanismo de degradação, ao passo que, a primeira se refere ao conjunto de teorias que serve para explicar o mecanismo e a causa da ocorrência de determinada manifestação patológica.

1.2.2 Fissuras, trincas e rachaduras

Fissuras, trincas e rachaduras são manifestações patológicas das edificações, que podem ser observadas em alvenarias, vigas, pilares, lajes, pisos entre outros elementos, geralmente causadas por tensões dos materiais. Isto é, se os materiais forem solicitados com esforços maiores que sua resistência, acontece a falha provocando uma abertura. Conforme a espessura dessas aberturas, será classificada como fissura, trinca, rachadura, fenda ou brecha [3].

Tabela 1 – Classificação das anomalias [3]

Anomalias	Aberturas (mm)
Fissura	Até 0,5
Trinca	0,5 a 1,5
Rachadura	1,5 a 5,0
Fenda	5,0 a 10,0
Brecha	Acima de 10,0

1.2.3 Fundações

Segundo [4]: “Fundação é um elemento de transição entre a estrutura e o solo, seu comportamento está intimamente ligado ao que acontece com o solo quando submetido a carregamento através dos elementos estruturais das fundações.” e; “Uma fundação adequada é aquela que apresenta conveniente fator de segurança à ruptura (da estrutura que a compõe e do solo afetado pela transmissão das cargas) e recalques (deslocamentos verticais do terreno) compatíveis com o funcionamento do elemento suportado”.

Tem-se que a fundação é o elemento estrutural que transfere ao solo a carga da estrutura. Ou seja, é o elemento de transição entre solo e estrutura.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Local da Pesquisa

A vistoria foi realizada em Valparaíso de Goiás, entorno de Brasília. O edifício possui as seguintes características:

- Edificação destinada à utilização como centro de ensino municipal.
- Área do terreno: 9.438,14 m².
- Área Permeável: 7.44,80 m²
- Área Construída: 1.002,00 m²
- Idade do prédio em análise: 1 ano após habite-se.
- Pavimentos: Térreo.
- Estrutura de concreto armado e alvenaria de vedação.
- Estrutura metálica de sustentação da cobertura.
- Cobertura em telha de Fibrocimento



Figura 1: Fachada principal da escola

3. METODOLOGIA

3.1 – Verificações do Local

Foi realizada uma inspeção visual na edificação em questão e coletadas informações sobre os aspectos construtivos e de execução da obra.

3.2 – Metodologias de Inspeção

Objetivando averiguar e analisar as trincas e fissuras, foi feito um estudo de investigação, de acordo com [5], com registros fotográficos de todos os pontos da edificação que apresentavam danos. Durante a etapa de inspeção visual, a equipe técnica da empresa solicitante da inspeção indicou o local onde as manifestações podiam ser observadas. Os danos foram visualizados tanto na parte interna quanto na parte externa da obra. As figuras 2 a 7 mostram as manifestações encontradas.



Figura 2a: Viga VC 02 escorada



Figura 2b: Ruptura da viga VC02 de concreto armado

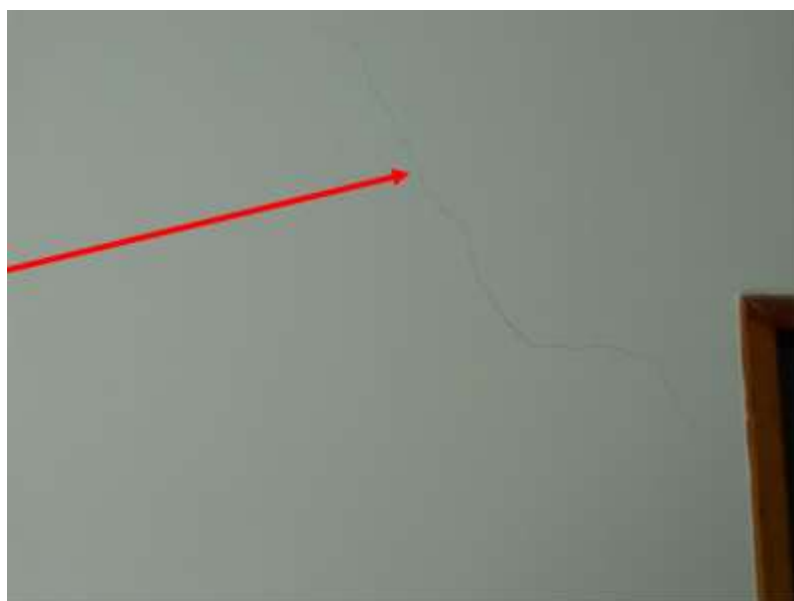


Figura 3: Fissura vertical da vedação (parte interna)



Figura 4: Fissura da vedação vertical (parte interna)

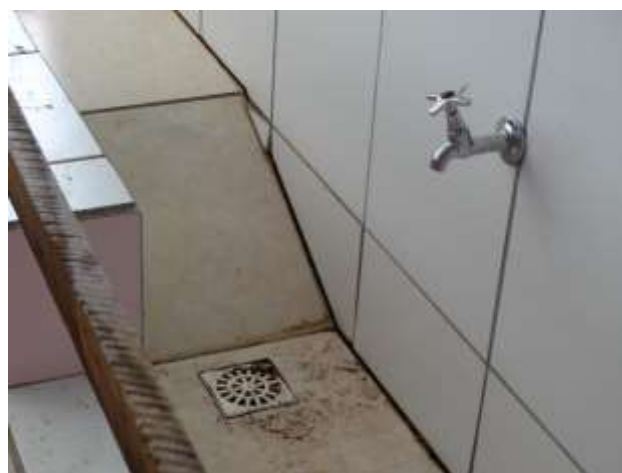


Figura 5: Descolamento do revestimento do tanque



Figura 6: Infiltrações na parede



Figura 7: Trinca horizontal ao longo da viga de cobertura (parte externa)



Figura 8a: Vista da altura do aterro onde a edificação foi construída



Figuras 8b e 8c: Vista da altura do aterro onde a edificação foi construída

Segundo as informações do engenheiro que contratou a consultoria para investigar as manifestações presentes na obra, a edificação foi executada em estrutura de concreto armado no sistema convencional de acordo com [6], com vedações em alvenaria e fundações do tipo estacas escavadas seguindo a [7]. A edificação foi construída sobre um aterro de aproximadamente de 6 metros de altura, conforme é apresentado no croqui esquemático das figuras 8a, 8b e 8c. As fundações do tipo estacas escavadas foram executadas 80% sobre aterro e os outros 20% sobre terreno natural. As trincas e fissuras começaram a surgir logo depois da entrega da edificação para uso da comunidade e se agravaram depois do período de chuvas.

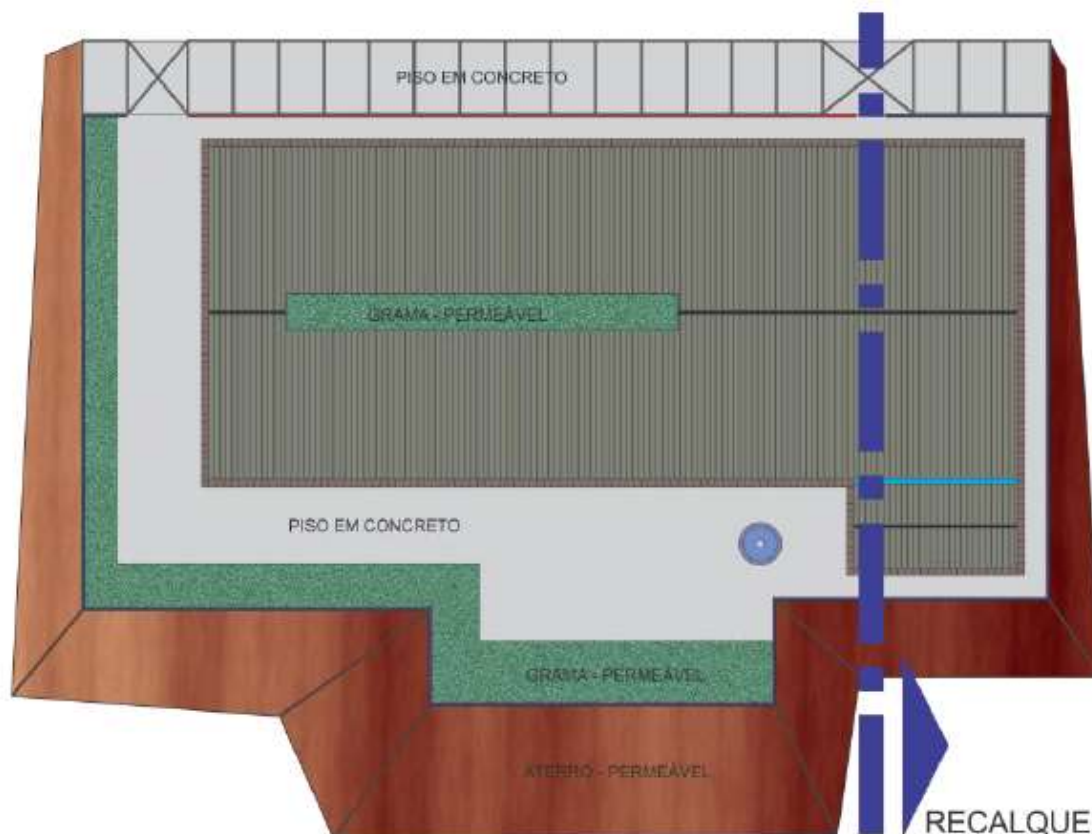


Figura 9: Croqui da edificação construída sobre aterro – Planta Baixa

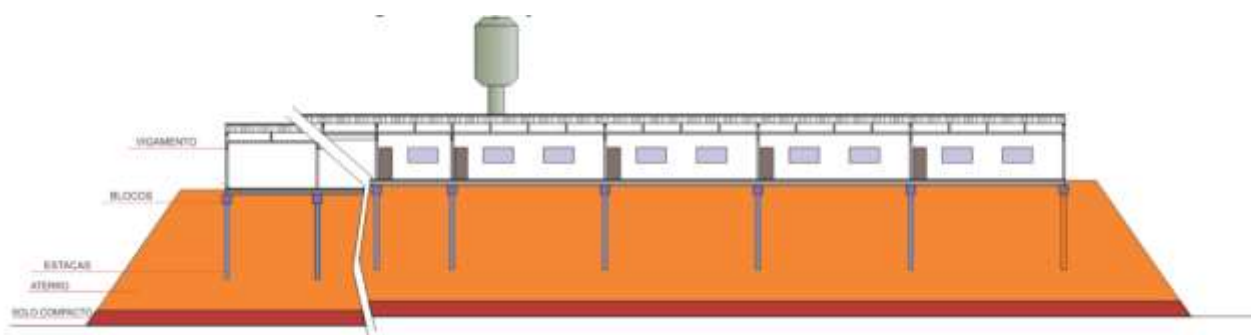


Figura 10: Croqui de simulação do recalque

Todas as vistorias foram realizadas na presença do engenheiro contratante da inspeção, para que pudesse ser coletadas as informações necessárias para investigação das manifestações patológicas. A empresa solicitante colocou à disposição uma cópia dos projetos estruturais e de fundações da edificação. Após um estudo de [8] e [9], os projetos serviram como base para uma análise do processo executivo da estrutura de concreto armado[6]. As figuras 2a e 2b revelam uma ruptura do concreto da viga VC02, que, de acordo com o projeto, a viga de cobertura VC02 vai do pilar 07 ao pilar 09 sendo uma viga de 14cm x 40cm de 20 MPa, conforme é apresentado nas figuras 11 e 12.



Figura 11: Projeto 3/13 - planta de forma da viga de cobertura VC 02.

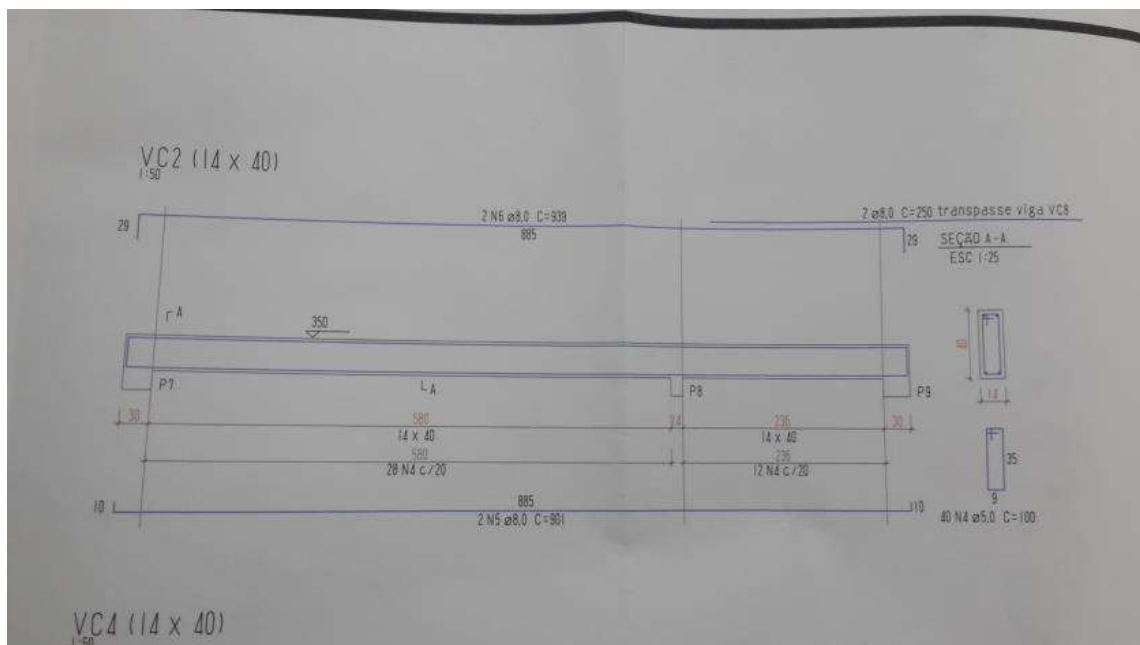


Figura 12: Projeto 12/13 - detalhamento da viga de cobertura VC 02.

No projeto de detalhamento verificou-se que as ferragens que constam são 2 Φ 8mm com comprimento de 9,01 metros na parte inferior da viga indo do P07 ao P09, e 2 Φ 8mm de 9,39 metros na parte superior com 40 Φ 5,0mm de ferragem de estribos, porém pelo que foi observado *in loco*, o projeto não foi seguido neste ponto crítico, como pode ser observado na figura 2b.

O projeto de fundação apresenta 134 estacas, sendo 51 estacas com 4 metros de profundidades com diâmetros de Φ 30 cm, 32 estacas com 5 metros de profundidades com diâmetros de Φ 30 cm e 51 estacas com 6 metros de profundidades com diâmetros de Φ 30 cm. Inicialmente, já levantou-se a suspeita de que as estacas não atingiram o terreno natural conforme é apresentado na Figura 13. Segundo [10] e [11], é necessário que fundações sobre aterro atinjam o solo natural e se interrompa em solo minimamente resistível às cargas da estrutura.

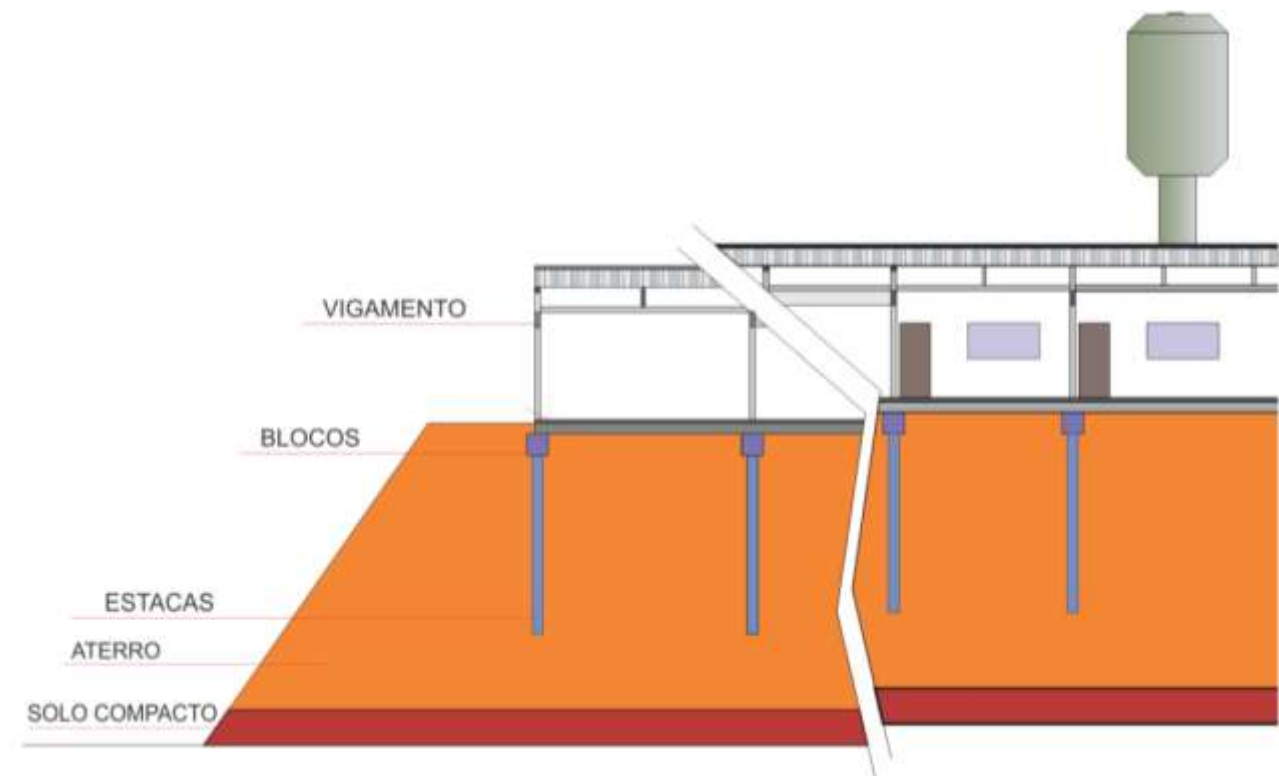


Figura 13: Corte esquemático da edificação sobre o aterro

3.3 Procedimento de Investigação

As trincas e fissuras mais comuns que aparecem em edificações são devidas à retração por argamassa de revestimento, movimentação provocada por variações térmicas e de umidade, atuação de sobrecarga[6], concentrações de tensões[6], deformabilidade excessiva das estruturas[6], recalques diferenciais das edificações[11], alterações químicas dos materiais de construções, inexistência de vergas e contravergas.

Observa-se que grande parte do processo generalizado de fissuração existente na edificação em questão é devido ao processo de recalque diferencial, falta de vergas e contravergas nas vedações. As trincas originadas por recalque diferencial são geralmente maior que 3 mm, o que foi constatado no local e surgem tanto na parte interna quanto na parte externa, conforme pode ser observado nas figuras 2, 3, 4 e 7.

A execução de fundações em solo criado ou aterro constitui uma fonte significativa de problemas, provocados pelos aspectos especiais nos quais as edificações são construídas. Os recalques de fundações que se assentam sobre aterros podem ter três causas distintas [11]:

- Deformações do corpo do aterro por causa do seu peso próprio, bem como por carregamento provocado pela fundação ao transferir a carga da superestrutura;
- Deformações do solo natural localizado abaixo do aterro, em razão do acréscimo de tensões ocasionado pelo peso próprio e pelas cargas da superestrutura;
- No caso de execução de aterros e/ou carregamento externos sobre lixões ou aterros sanitários desativados.

Recalques totais e diferenciais do corpo do aterro, causados pelo seu peso próprio e/ou pelo carregamento provocado pela fundação ocorrem normalmente nos seguintes casos [11]:

- Quando da execução de aterros cujo material é disposto sem compactação (no caso de solos argilosos), ou sem vibração (no caso de solos arenosos);



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Quando da disposição de solo por aterros hidráulicos;
- Quando da execução de aterros com compactação deficiente por lançamento de camadas muito espessas e/ou uso de equipamentos que não têm a capacidade de transmissão de energia ao solo especificado em projeto;
- Quando da execução de aterros com materiais inadequados;
- Quando da execução de aterros com materiais heterogêneos, caso em que o aterro é executado com solo misturados a restos de construção, tais como resíduos de alvenaria, concreto, madeira, aço e demais rejeitos de obra.

4. RECOMENDAÇÕES

A seguir foram apresentadas recomendações para se fazer o controle das patologias encontradas. Além disso, é possível buscar algumas explicações para essas manifestações em [12]:

- Nas trincas e fissuras encontradas deve ser feito a aplicação de um feixe de gesso cola sobre as trincas e fazer um monitoramento diário do processo de progressão das trincas e fissuras;
- Nas aberturas encontradas entre o piso externo da calçada e a parede ao lado esquerdo da edificação, deve ser preenchido com uma nata de cimento para evitar que as águas pluviais penetrem no solo abaixo da edificação;
- No ponto crítico apresentado na figura 2a, deve ser feito mantido o escoramento, pois o estado que se encontra pode haver um colapso desta viga.
- Na viga VC 02, deve ser feita uma verificação do posicionamento da ferragem e fazer a conferência da ferragem existente com o projeto estrutural, caso não esteja de acordo com o projeto de forma prancha 3/13 e o projeto de detalhamento de ferragem prancha 12/13, deve ser reexecutado conforme projeto;
- Na área externa onde foram encontradas as estacas de fundação do muro de divisa totalmente descalçadas devem ser feita com extrema urgência uma recomposição com solo cimento.
- Devem ser feito um monitoramento da movimentação do terreno por empresa especializada em geotecnia;
- Dever ser feito uma análise dos cálculos dos projetos de fundações levando-se em consideração a altura de aterro existente comparando com a altura das estacas executadas;
- Deve ser realizada uma análise dos cálculos estruturais que levaram ao projeto executivo estrutural.

5. CONCLUSÕES

Após as investigações, concluiu-se que as trincas em questão são distribuídas por toda a edificação. Na sua maioria apresentam espessura de 3 mm ou superior (o que já é considerado rachadura [4]) provenientes da movimentação devido ao recalque diferencial que vem ocorrendo na edificação, este recalque diferencial vem ocorrendo pelo fato da edificação ter sido construída em boa parte sobre aterro e não atingido o solo natural.

Há trincas partindo em 45° nos cantos das janelas na parte interna e externa das vedações existentes, e trincas também na parte superior das portas indicando a falta de vergas e contravergas, elementos estruturais da edificação encarregados de absorver as sobrecargas concentradas. Caso estas peças tenham sido instaladas, há indicações de que não foram corretamente dimensionadas com os transpasses necessários.

A trinca da estrutura de concreto apresentada nas figura 2a e 2b, são proveniente da movimentação do terreno que causou o recalque diferencial e devido à pequena ancoragem da armação da viga VC 02 apresentada no projeto estrutural 12/13.

Com relação ao processo da execução do aterro, a empresa optou por não verificar se foi executado corretamente e com os materiais adequados (devido aos elevados custos orçados para essa análise), portanto, não podemos chegar à conclusão que o aterro foi mal executado, pois é comum o surgimento de trincas e fissuras em edificações construídas sobre aterros[4]. Porém, com o projeto de fundação fornecido, pode-se afirmar que as maiores estacas especificadas em projeto (estacas de 6 metros de profundidade), confirmam que as estacas não atingiram uma profundidade suficiente no solo natural para distribuir as tensões necessárias, haja vista que o aterro tem a mesma profundidade das estacas maiores (6 metros).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT NBR 15575-1:2013. *Desempenho de edificações habitacionais – Requisitos Gerais*. 2013, 71p.
- [2] RIPPER, T.; SOUZA, V. C. M. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. 1. ed. São Paulo: PINI, 1998. 255p.
- [3] OLIVEIRA, A. M. “Fissuras, Trincas e Rachaduras causadas por recalque diferencial de fundações” 2012. (Especialização em Gestão de avaliações e perícias) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012, 54p.
- [4] MILITITSKUY, J. CONSOLI, N. C. SCHINAID, F. *Patologia das Fundações* Editora PINI, São Paulo, Maio, 2007.
- [5] ABNT NBR 13752:1996. *Perícias de engenharia na construção civil*. 1996, 8p.
- [6] ABNT NBR 6118:2014. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. 2014, 10p.
- [7] ABNT NBR 6122:2010. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, 2010, 33p.
- [8] VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. *Fundações – Nova Ed.* São Paulo, oficina de texto 2011. 568p
- [9] BRAJA, M. D. *Fundamento de Engenharia Geotécnica*. Ed. Thomson. 2011, 632p.
- [10] FALCONI *et al.* *Fundações, Teoria e Prática*. 2 ed. São Paulo: Editora PINI, 2002. 751p.
- [11] MELLO, V. *Fundações e elementos estruturais enterrados*. São Paulo SP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1975. 115p.
- [12] THOMAZ, E. *Trincas em Edifícios, causas, prevenção e recuperação – Co-edição IPT/EPUSP/PINI – São Paulo*. 2002, 194p.



**ESTUDO DE CASO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DA
APLICAÇÃO DO MAPA DE DANOS**

I. BONATTO

Graduanda de Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
isabellabbonatto@gmail.com

N. C. G. ZEM

Graduanda de Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
dinne.zem@gmail.com

A. P. B. CAPRARO

Engenheira Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
anapcapraro@gmail.com

G. C. RÉUS

Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
gio_reus@yahoo.com.br

M. H. F. MEDEIROS

Professor Doutor do Departamento de Construção Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

RESUMO

O mapa de danos é um instrumento gráfico-fotográfico amplamente empregado na área de restauro. Essa ferramenta consiste em um levantamento detalhado das manifestações patológicas presentes em uma estrutura e sua representação por meio de simbologias em plantas e elevações. Neste trabalho, foi realizado um estudo de caso, contemplando o mapa de danos e a análise de projeto de uma edificação pública no Campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná (UFPR). A obra foi paralisada na fase estrutural há 6 anos, possibilitando o surgimento de mecanismos de deterioração, intensificados por erros construtivos e inconformidades de projeto. A elaboração do mapa foi concebida a partir de inspeções visuais da edificação em questão. Os registros das degradações foram feitos por meio de fichas de identificação de danos – FIDs, para cada elemento estrutural vistoriado. Posteriormente, os dados coletados foram transformados em representações esquemáticas inseridas na planta superior da edificação. O objetivo dos registros é gerar um mapa bastante visual e de fácil identificação das manifestações patológicas, relacionando os agentes e as causas principais. Com esse trabalho, foi possível analisar as áreas mais precárias da edificação e, a partir disso, estudar suas causas e soluções, visando auxiliar o órgão responsável na continuidade da obra.

Palavras-chave: Mapa de danos, manifestações patológicas, inspeção, concreto armado.

ABSTRACT

'Damage map' is a graphic - photographic tool widely used in restoration of historic buildings. This tool consists in a detailed mapping of the existing pathological manifestations in a structure and it's presented through symbols in floor plans and elevations. In this work, a case study on a public building in Polytechnic Campus of Federal University of Paraná (UFPR) was conducted using damage mapping and analyzing it's design. The construction was halted in its structural phase 6 years ago. An exposed structure gave place to deterioration, intensified by construction errors and bad design. The Damage Map was conducted through visual inspections and the data gathered through FID's (Damage Identification Records) for every structural element checked. The collected data was represented as schematic representation in the structure's upper floor plan. The aim is to visually represent and identify the location and characteristic the pathological manifestations in the structure, relating those to its agents and causes. With this work, we were able to analyze the most damaged areas of the structure, diagnose the problems, its causes and solutions. With this information, the authorities responsible for continuing the project have a broader perspective on how to approach this task in the most efficient manner.

Keywords: Damage map, pathological manifestations, inspection.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A patologia na engenharia civil tem como principal objetivo identificar e analisar quedas de desempenho dos elementos da construção [1].

Como material mais empregado na construção civil, o concreto armado é extremamente complexo em sua microestrutura e interação com seus componentes [2]. Má qualidade ou emprego incorreto dos materiais, exposição a ambientes agressivos, condições climáticas adversas, são alguns dos fatores favoráveis ao surgimento de manifestações patológicas no material, como fissurações, manchamentos e deslocamentos, resultando em perda das propriedades de resistência do concreto e comprometendo sua durabilidade.

Para facilitar o estudo de recuperação de estruturas foram criadas metodologias para a identificação e localização de mecanismos deterioradores em edificações, como o mapa de danos, aplicado neste trabalho. O mapa de danos é um documento que sintetiza o resultado das investigações sobre as alterações estruturais e funcionais nos materiais, nas técnicas, nos sistemas e nos componentes construtivos [3].

Ainda é recomendado que o levantamento das informações para a elaboração do mapa de danos se dê em três etapas: vistoria no local, no qual devem ser registrados a existência, gravidade e alcance dos danos, levantamento de dados históricos sobre a edificação e sobre os problemas surgidos e ensaios e estudos laboratoriais para complementação do estudo [3].

O objeto em foco deste estudo é uma estrutura de concreto armado com três pavimentos que teve sua construção paralisada há seis anos na fase de execução da estrutura. O projeto da edificação previa blocos didáticos com salas de aulas e laboratórios para o curso de Educação Física da Universidade Federal do Paraná.

O trabalho foi realizado a partir de inspeções visuais, registradas em fichas de identificação de danos (FIDs), planilhas eletrônicas e plantas da edificação. Ao final do estudo, foi elaborado um mapa de danos com representações gráficas na planta superior da edificação.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. ERROS EXECUTIVOS

Os erros construtivos são provenientes da etapa executiva da obra, que muitas vezes não recebe a fiscalização e o controle adequado pelo(s) engenheiro(s) responsável(s). A falta de mão de obra qualificada na indústria da construção civil é um grande agravante desta questão, uma vez que a falta de capacitação profissional traz como consequência erros de prumo, esquadro e de alinhamento dos elementos estruturais, entre outros. Outro complicador é a ausência de fiscalização dos serviços realizados, que permite a falta de controle do traço do concreto e do travamento adequado das fôrmas e erros na colocação da armadura e de outros elementos estruturais. Juntamente com isso, a falta de controle de qualidade dos materiais utilizados, incluindo a não fiscalização do recebimento e a falta de especificações no projeto novamente favorecem a execução dos erros executivos em obras de construção civil [4].

2.2 ERROS DE PROJETO

O bom gerenciamento de um projeto é uma peça fundamental na execução de um empreendimento. É difícil identificar quais os principais pontos causadores de manifestações patológicas em uma construção, visto que podem ser de origem executiva, de projeto ou ocasionadas pelo envelhecimento natural da estrutura [5]. No entanto, sabe-se que a falta de atenção na elaboração de um projeto gera problemas patológicos graves na estrutura, tornando a construção mais cara, visto a necessidade de reparos posteriores. Erros desse porte podem gerar problemas como falta de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, especificação inadequada dos materiais ideais àquele empreendimento, falta ou erro de detalhamento e de padronização das nomenclaturas e convenções, erros de dimensionamento e divergência entre projetos.

2.3. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

As manifestações patológicas são ocorrências em estruturas de concreto ou outros tipos de estruturas, provenientes do envelhecimento natural da estrutura, acidentes, irresponsabilidade técnica, erros de execução da estrutura, erro de projeto, falta de avaliação dos riscos, entre outros [6]. Essas manifestações tendem a gerar problemas que afetam a



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



durabilidade das estruturas de concreto. A soma de tantos fatores negativos incidindo sobre a execução de uma estrutura, gerou a necessidade da criação de um novo campo da engenharia civil designado Patologia das estruturas. Essa área de estudos é definida como o estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas [7]. Desta forma, esse campo visa o reconhecimento das anomalias, mas também no que se refere à concepção do projeto e da execução das estruturas.

No estudo em questão, foram identificadas manifestações patológicas tais como eflorescências, fissuras, manchamento por corrosão e presença de matéria orgânica nos elementos estruturais.

A eflorescência é uma manifestação patológica que ocorre quando uma estrutura de concreto armado fica exposta ao ambiente sem proteção e, desta forma, ocorre a entrada de água no interior da estrutura. Assim, atuando como agente mobilizador de sais, a água dissolve a cal livre na matriz cimentícia e a transporta para a superfície. Neste local, a água evapora e o sal é precipitado, possibilitando o surgimento de pó ou manchas de sais. Esse processo acarreta a diminuição da alcalinidade do concreto [8].

As fissuras podem ocorrer a partir de falhas na concretagem e de sobrecarga nas [9]. A abertura no concreto deixa-o mais suscetível a penetração de dióxido de carbono e de cloretos, tornando-o vulnerável a ataques de cloretos e ao aumento da frente de carbonatação no concreto, criando um ambiente propício para a corrosão.

Difusão de cloretos, ataques por sulfato, reação álcali-agregado e carbonatação são algumas das principais causas de corrosão de armadura, uma vez que criam condições favoráveis a quebra da película de passivação. O processo corrosivo pode ser intensificado pelo acesso de oxigênio e umidade no concreto armado e pode acarretar em perda da seção da armadura e deslocamento da camada de cobrimento do concreto, podendo assim leva-la ao colapso [10].

3. OBJETIVO

O trabalho visa elaborar um mapa de danos e juntamente, realizar uma análise de projeto de uma edificação do Campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná (UFPR), de forma a gerar representações gráfico-fotográficas dos danos presentes na estrutura de concreto armado. A presente pesquisa busca auxiliar o órgão responsável pela edificação no que diz respeito a continuidade da construção.

4. METODOLOGIA

O trabalho foi dividido em quatro etapas, sendo elas: inspeção visual, tabulação de dados, elaboração do mapa de danos e análise de projeto.

4.1. PROCEDIMENTO EMPREGADO NA FASE DE INSPEÇÃO VISUAL

Na fase de inspeção visual foram analisadas manifestações patológicas e erros construtivos de todos os elementos estruturais da obra (pilares, vigas, laje da cobertura e laje do piso) para os três pavimentos da edificação, conforme número descrito em projeto. O registro das inspeções se deu em Fichas de Identificação de Danos (FIDs), que identificavam o responsável pela coleta de informações, a data da vistoria, o número da ficha, o elemento estrutural vistoriado e a caracterização do dano observado.

As FIDs de manifestações patológicas contemplavam fissura, eflorescência, armadura exposta, matéria orgânica, acúmulos de água e manchamentos, como mostra a Figura 69. Através das FIDs de erros construtivos, por sua vez, foram identificados desencontros pilar-viga, armadura exposta, pequena camada de cobrimento, reparo, presença de pregos, ninhos de concretagem, presença de madeira nos elementos estruturais, junta de dilatação inadequada, seção irregular das peças e desconformidade de forma.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Ficha de Identificação de Danos (FID) – Manifestações Patológicas

Data da vistoria:	Número da ficha:
Responsável pela coleta de informações:	
Identificação do elemento construtivo (nome e numeração segundo projeto):	
Caracterização do dano e localização: _____	
<input type="checkbox"/> Fissura: _____	
<input type="checkbox"/> Eflorescência: _____	
<input type="checkbox"/> Corrosão (armadura exposta): _____	
<input type="checkbox"/> Manchas de corrosão: _____	
<input type="checkbox"/> Matéria orgânica; _____	
<input type="checkbox"/> Acúmulo de água na laje: _____	
<input type="checkbox"/> Acúmulo de água no pé do pilar: _____	
<input type="checkbox"/> Manchamento por infiltração: _____	
<input type="checkbox"/> Manchamento por gotejamento: _____	
Observações: _____	

Figura 69: Ficha de Identificação de Danos de manifestações patológicas

Para padronizar a representação dos elementos construtivos, foi estabelecida uma nomenclatura a ser usada nas FIDs.

Tabela 1 - Nomenclatura utilizada nas Fichas de Identificação de Danos (FIDs)

Nomenclatura	Elemento estrutural
LC	Laje da cobertura
VC	Viga da cobertura
P2	Pilar do 2º pavimento
VP2	Vigas do 2º pavimento
P1	Pilar do 1º pavimento
LP1	Laje do 1º pavimento
VP1	Viga do 1º pavimento
PT	Pilar do térreo

Após o preenchimento das Fichas de Identificação de Danos para todos os elementos da edificação, os dados foram transferidos para planilhas eletrônicas, a fim de facilitar na elaboração do mapa de danos.

4.2. PROCEDIMENTO EMPREGADO NA FASE DE ELABORAÇÃO DO MAPA DE DANOS

Para a elaboração do mapa de danos, foram implementados símbolos representativos de forma circular com cores e siglas (Figura 70) que, inseridos na planta, geram um mapa visual e completo dos danos da edificação.

Tabela 2 - Simbologia utilizada na elaboração do Mapa de Danos

Erros Construtivos			Manifestações Patológicas		
Cor	Sigla	Significado	Cor	Sigla	Significado
Roxo	R	Reparo	Verde	MC	Mancha de corrosão
Amarelo	AE	Armadura Exposta	Rosa	F	Fissura
Verde-escuro	SI	Seção Irregular	Verde-musgo	AP	Água no Pilar
Rosa	S	Segregação	Azul	AL	Água na Laje
Cinza	M	Madeira	Verde-piscina	MO	Matéria Orgânica
Lilás	P	Prego	Rosa escuro	E	Eflorescência
Verde-claro	JI	Junta Inadequada	Laranja	MG	Mancha de Gotejamento
Vermelho	PV	Desencontro viga-pilar	Verde-claro	MI	Mancha de Infiltração
Laranja	PP	Desencontro pilar-pilar	Marrom	C	Corrosão
Rosa escuro	DF	Desalinhamento de forma			
Verde	A	Abaulamento			
Preto	PC	Pequena camada de cobrimento			

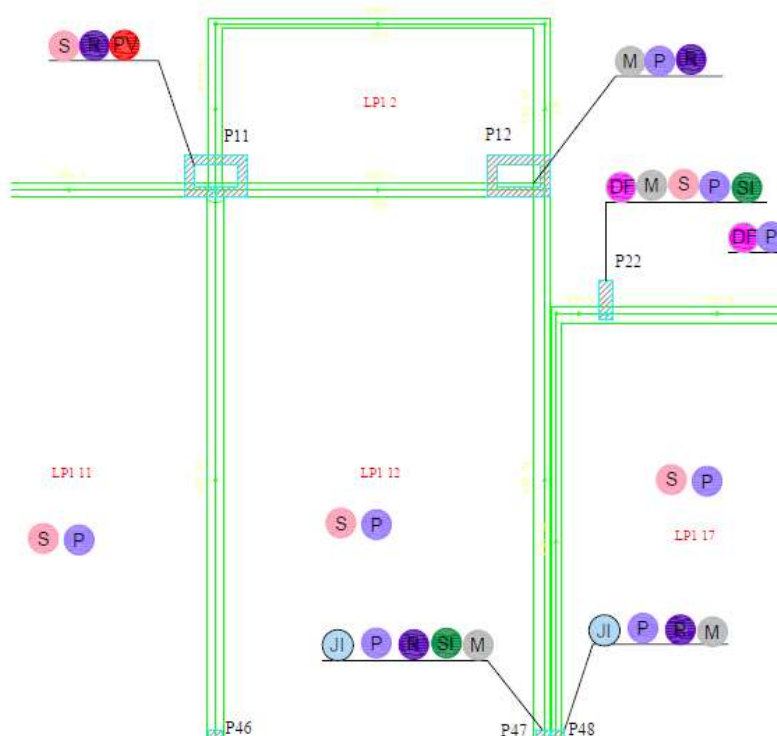


Figura 70: Recorte do mapa de danos do 1º pavimento, vista superior

O mapa de danos foi dividido em partes, visando facilitar o entendimento e a leitura dos dados. Para cada pavimento, foram elaborados dois mapas de manifestações patológicas: um deles abordava a vista superior (laje superior e vigas) e outro, a vista inferior (lajes inferiores e pilares). O mesmo foi feito para o mapa de erros construtivos. Dessa forma, o mapa do segundo pavimento é dividido em vista superior (Laje da cobertura e vigas da cobertura) e vista inferior (Lajes do 2º pavimento e pilares).

4.3. PROCEDIMENTO EMPREGADO NA FASE DE ANÁLISE DE PROJETO

Foi realizada uma análise de projeto da edificação, através de estudos dos elementos construtivos que constam nos projetos estruturais da edificação e, posteriormente, com visitas em campo, foi verificada a presença desses elementos na obra.

5. RESULTADOS

5.1 Análise dos defeitos construtivos

A análise dos defeitos construtivos foi realizada por meio de análise visual de todos os elementos. A Tabela 43, a Tabela 43 e a Tabela 44 resumem os principais erros construtivos encontrados no térreo, 1º pavimento e 2º pavimento, respectivamente.

Tabela 42 – Resumo dos principais defeitos construtivos encontrados no térreo

Erro construtivo	Pilares	Vigas	Laje superior	Total
Abaulamento	0	0	1	1
Desalinhamento do Pilar/Viga	2	7	0	9
Desencontro do pilar/viga	1	1	0	2
Armadura Exposta	2	14	1	17
Presença de madeira	70	43	45	158
Pilar-viga desencontrados	9	10	0	19
Ninhos de Concretagem	72	37	18	127
Pequena camada de cobrimento	0	7	6	13
Presença de pregos/aramé	13	34	38	85
Reparos	96	30	0	126
Junta Inadequada	7	1	0	8
Seção Irregular	0	6	1	7
Desalinhamento de forma	0	0	8	8
Laje Viga Desencontrado	0	0	0	0
Desarranjo de forma	9	6	13	28
Total	281	196	131	608

O elemento que mais apresentou erros construtivos no térreo foram os pilares, totalizando 218 erros, sendo que 84% deles correspondem aos reparos realizados durante o período de construção da estrutura, provavelmente motivado por falhas de adensamento do concreto.

Tabela 43 – Resumo dos principais defeitos construtivos encontrados no 1º pavimento

Erro construtivo	Pilares	Vigas	Laje superior	Laje inferior	Total
Abaulamento	0	1	11	0	12
Desalinhamento do Pilar/Viga	63	19	0	0	82
Desencontro do pilar/viga	2	0	0	0	2
Armadura Exposta	3	11	0	10	24
Presença de madeira	41	30	47	4	122
Pilar-viga desencontrados	4	12	0	0	16
Ninhos de Concretagem	51	40	4	58	153
Pequena camada de cobrimento	2	6	9	10	27
Presença de pregos/aramé	35	30	44	44	153
Reparos	83	18	0	0	101
Junta Inadequada	15	4	0	0	19
Seção Irregular	72	25	0	0	97
Desalinhamento de forma	0	0	29	0	29
Laje Viga Desencontrado	0	0	0	0	0
Desarranjo de forma	0	0	0	0	0
Total	371	196	144	126	837

Assim como no pavimento térreo, o elemento que apresentou mais defeitos construtivos foram os pilares, sendo que os reparos durante a construção foram os erros mais comuns, totalizando 75% dos erros encontrados.

Tabela 44 – Resumo dos principais defeitos construtivos encontrados no 2º pavimento

Erro construtivo	Pilares	Vigas	Laje inferior	Total
Abaulamento	0	2	0	2
Desalinhamento do Pilar/Viga	0	0	0	0
Desencontro do pilar/viga	13	0	0	13
Armadura Exposta	1	5	2	8
Presença de madeira	21	16	1	38
Pilar-viga desencontrados	0	1	0	1
Ninhos de Concretagem	41	16	59	116
Pequena camada de cobrimento	4	9	0	13
Presença de pregos/aramé	15	15	4	34
Reparos	68	10	0	78
Junta Inadequada	9	0	0	9
Seção Irregular	28	5	0	33
Desalinhamento de forma	0	0	0	0
Laje Viga Desencontrado	0	3	0	3
Desarranjo de forma	0	3	0	3
Total	200	85	66	351

No 2º pavimento os reparos representaram 62% dos erros encontrados. Além destes erros construtivos, foram comumente encontrados ninhos de concretagem e madeira proveniente das formas ainda aderidas a superfície do concreto.

5.2 Análise das manifestações patológicas

Bem como a análise dos defeitos construtivos, a análise das manifestações patológicas foi feita por meio de inspeção visual e resultou em uma tabela resumo de todas as manifestações patológicas encontradas (Tabela 45, Tabela 46 e Tabela 47). A Figura 71 apresenta o mapa de danos das manifestações patológicas encontradas no 2º pavimento.

Tabela 45 – Resumo das principais manifestações patológicas encontradas no térreo

Manifestação patológica	Pilares	Vigas	Laje superior	Total
Corrosão	0	0	0	0
Manchamento de corrosão	59	36	35	130
Manchamento de Infiltração	17	26	54	97
Manchamento de gotejamento	30	10	0	40
Eflorescência	0	13	50	63
Água no pilar	40	0	0	40
Água Laje	0	0	0	0
Matéria orgânica	54	31	27	112
Carbonatação	0	0	0	0
Fissuras	2	16	10	28
Total	202	132	176	510

Tabela 46 – Resumo das principais manifestações patológicas encontradas no 1º pavimento

Manifestação patológica	Pilares	Vigas	Laje superior	Laje inferior	Total
Corrosão	8	34	44	1	87
Manchamento de corrosão	57	39	29	41	166
Manchamento de Infiltração	9	18	0	6	33
Manchamento de gotejamento	20	10	0	4	34
Eflorescência	0	1	5	0	6
Água no pilar	14	0	0	0	14
Água Laje	0	0	0	41	41
Matéria orgânica	70	22	8	53	153
Carbonatação	0	0	0	0	0
Fissuras	21	23	11	1	56
Total	199	147	97	147	590

Tabela 47 – Resumo das principais manifestações patológicas encontradas no 2º pavimento

Manifestação patológica	Pilares	Vigas	Laje superior	Laje inferior	Total
Corrosão	0	0	0	0	0
Manchamento de corrosão	24	13	36	15	88
Manchamento de Infiltração	12	11	41	0	64
Manchamento de gotejamento	31	0	2	1	34
Eflorescência	0	6	32	1	39
Água no pilar	10	0	0	0	10
Água Laje	0	0	0	40	40
Matéria orgânica	58	12	35	44	149
Carbonatação	10	0	0	0	10
Fissuras	17	17	16	1	51
TOTAL	162	59	162	102	485

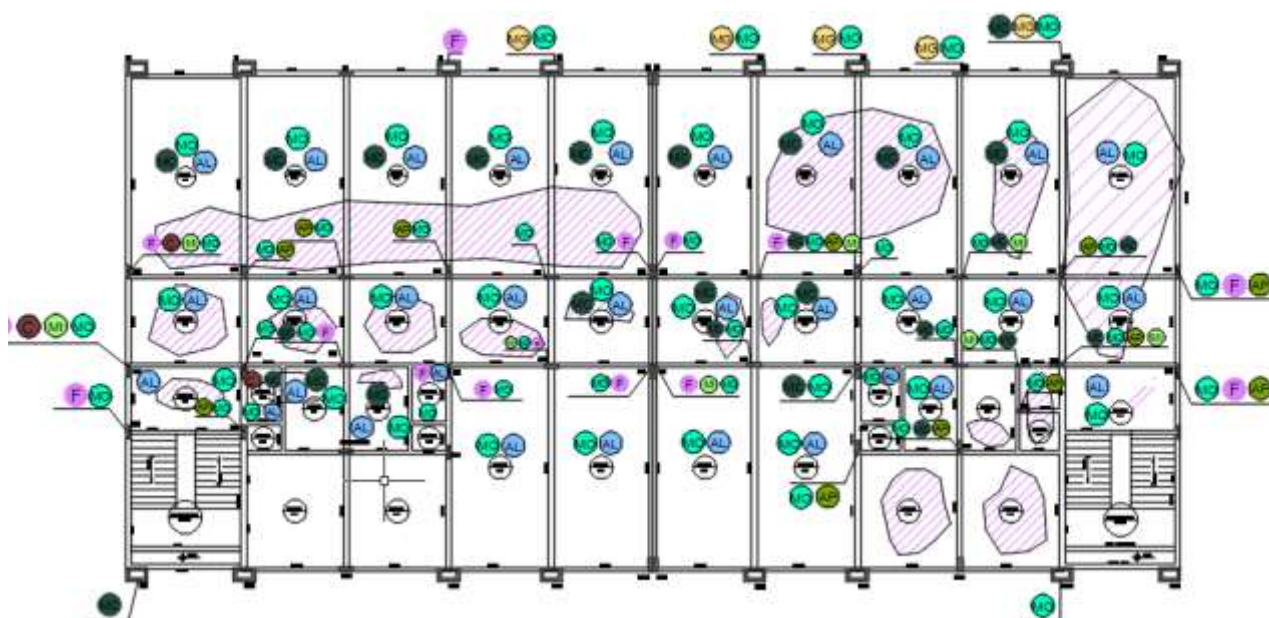


Figura 71 – Mapa de danos da região central do 2º pavimento

É possível observar que a manifestação patológica mais recorrente é o manchamento por corrosão e a presença de matéria orgânica (Figura 72). O manchamento por corrosão foi observado 384 vezes e a presença de matéria orgânica, 414 vezes.



Figura 72: Presença de matéria orgânica em viga do 2º pavimento

5.3 Análise de projetos

Foi realizada análise visual comparativa entre o projeto e a estrutura construída, a fim de verificar possíveis desacordos entre projeto e execução. As incompatibilidades foram encontradas nos pilares P111 e P113, bem como em vigas dos patamares de duas escadas da edificação.

- Pilar P111:

A incompatibilidade do pilar P111 se encontra no projeto de formas e no detalhamento dos pilares. No primeiro, não há indicação do nível onde o pilar morre, enquanto no segundo, é especificado que ele apresenta apenas 115 cm de altura. Contudo, o que se verifica em obra é que o pilar morre diretamente na laje do 1º pavimento, sem a presença de vigas ou capitéis, como pode ser observado na Figura 73. Foi possível verificar também a presença de armaduras na laje do 1º pavimento, na posição exata do P111 (Figura 74), o que indica que foram deixadas esperas para a continuação do pilar.



Figura 73: Pilar P111



Figura 74: Armadura do Pilar P111 na laje do 1º pavimento

É importante ressaltar que, pela análise do projeto, não há especificação exata de onde o pilar P111 deveria morrer. Fato que gera dúvida em como este pilar deveria ser executado.

- Pilar P113:

No pilar P113, a desconformidade também se apresenta no projeto de formas e no detalhamento dos pilares. Enquanto no projeto de formas o pilar P113 morre na laje de piso do 1º pavimento, no detalhamento dos pilares, o elemento estrutural morre na laje do pavimento térreo, com altura total de apenas 115 cm. Assim, o projeto gera dúvidas em relação ao comprimento total deste elemento. Este pilar foi executado até a laje de piso do 1º pavimento (Figura 73), mesmo sem o detalhamento das armaduras entre o térreo e o primeiro pavimento.

- Vigas dos patamares das escadas:

As vigas laterais de apoio dos patamares das escadas foram representadas por linhas descontínuas. Em função disto, estes elementos aparentam terminar junto ao patamar, ou seja, em balanço (Figura 75). Entretanto, no detalhamento das vigas, o comprimento especificado é de 668,05 cm, o que indica que as vigas deveriam ser apoiadas em pilares (Figura 76).



Figura 75: Formas da escada

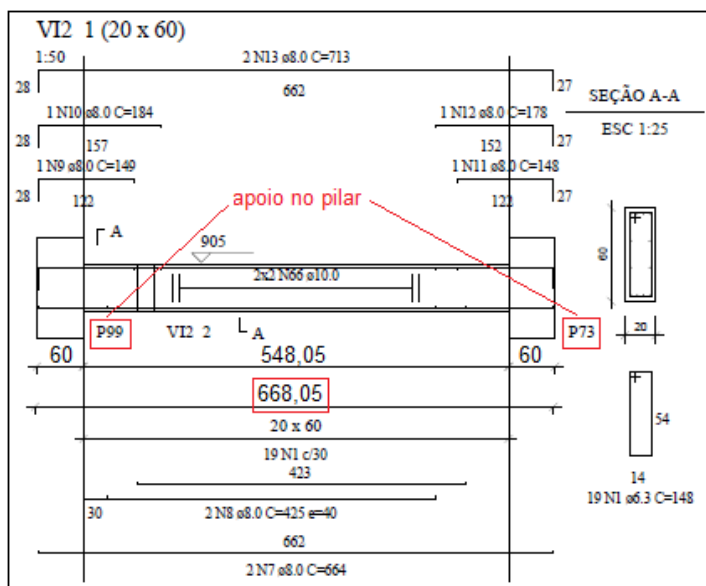


Figura 76: Detalhamento da viga VI2 1

Apesar do detalhamento das vigas, estes elementos estão executados em balanço, apoiando-se apenas em um dos pilares, como é possível observar na Figura 77.



Figura 77: Vigas da escada executadas em balanço

As desconformidades relatadas foram verificadas nas vigas de 4 patamares de escadas da edificação. Nas escadas 1 e 2, ambas do pavimento térreo ao 1º pavimento e do 1º pavimento ao 2º pavimento.

Foi encontrado também uma divergência na locação da obra, que foi executada rotacionada 180º em relação ao indicado em projeto.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONCLUSÕES

Por meio da elaboração do mapa de danos e avaliação das desconformidades de projeto, foi possível concluir que:

- Os defeitos construtivos mais recorrentes na estrutura foram a presença de reparos, madeira aderida a superfície do concreto e ninhos de concretagem. Essas falhas foram generalizadas na estrutura, com ênfase na região dos pilares;
- As manifestações patológicas mais presentes na estrutura foram manchas de corrosão e presença de matéria orgânica;
- Como a estrutura foi paralisada após a construção da estrutura, a cobertura prevista não foi executada, deixando assim a estrutura exposta às intempéries. Fica evidente que as manifestações mais recorrentes são consequência da penetração de água na estrutura. Há o levantamento de vários pontos com manchas de infiltração, acúmulo de água nas lajes e gotejamento, fatos que evidenciam essa teoria;
- É importante ressaltar que os pontos de infiltração e acúmulo de água podem variar de acordo com a situação em que a inspeção da estrutura foi realizada, no caso de chuva intensa, por exemplo. Portanto é possível que haja ainda mais infiltração na estrutura do que o observado no momento da inspeção;
- As desconformidades observadas demonstram falha de comunicação entre projeto e execução da obra, pois alguns elementos tinham o projeto incompleto ou de difícil compreensão, porém foram executados, sem que houvesse uma correção no projeto.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e Ministério da Educação pelas bolsas concedidas no Programa de Educação Tutorial (PET) e no Mestrado. Além disso, agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento dos equipamentos que deram suporte aos trabalhos de campo.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] LICHTENSTEIN, N. B. Patologia das Construções. Boletim Técnico 06/86 – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1996.
- [2] METHA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais. Ed. PINI. São Paulo, 2008.
- [3] TINOCO, E. L. Mapa de Danos – Recomendações Básicas. Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. São Paulo, 2009.
- [4] BARRIQUELO, A. R.; MORI, L. M.; RODRIGUES, F. P. M. Análise de manifestações patológicas nas estruturas de habitações de interesse social. SIMPGEU. Maringá, 2012.
- [5] CARVALHO, E. L. Patologia das edificações em concreto originadas na fase do uso. PMKB, 2015.
- [6] FRANÇA, A. A.; MARCONDES, C. G. N.; ROCHA, F. C.; MEDEIROS; M. H. F.; HELENE, P. Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil. Técnica – Edição 174, 2011.
- [7] SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. PINI, 1998.
- [8] STORTE, M. Manifestações patológicas na impermeabilização de estruturas de concreto em saneamento. Fórum da construção – IBDA. 2012.
- [9] OLIVARI, G. Patologia em edificações. Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2003.
- [10] PEREIRA, J. M. S.; SILVA, L. N.; OLIVEIRA, M. G.; FERREIRA, R. S.; AMARAL, S. W. M. Corrosão em armaduras para concreto armado. Patologia das Edificações, 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DE CASO: INSPEÇÃO PRELIMINAR DE 01 (UM) EDIFÍCIO RESIDENCIAL

C. J. G. SILVA

Mestrando
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
claytonjgsilva@gmail.com

R. A. BERENGUER

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

E. C. NASCIMENTO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
elivelthoncarlos@yahoo.com.br

J. L. MELO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
j_114@hotmail.com

F. L. CARNEIRO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
fabiocarneiro14@hotmail.com

E. C. B. MONTEIRO

Dr^a. Professora
Universidade Católica de Pernambuco e
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

Os acidentes prediais decorrentes de falhas na construção ou da ausência de ações preventivas vêm causando mortes e prejuízos injustificáveis, principalmente com o envelhecimento e desvalorização das edificações. Desabamentos, incêndios, quedas de marquises, infiltrações e tantos outros problemas provenientes dos descuidos com a edificação podem ser evitados com medidas preventivas simples, através de um planejamento. Iniciando com a inspeção, para a posterior implantação de um plano preventivo, que pode garantir o bom desempenho da edificação, a segurança e o conforto dos seus usuários. Esta pesquisa apresenta as principais manifestações patológicas em estruturas de concreto. destacam-se ainda os critérios básicos para o diagnóstico e prognóstico, indicando as etapas para realização de uma inspeção preliminar, bem como os principais locais a serem vistoriados no momento da sua execução e os critérios importantes na elaboração de um laudo de vistoria técnica. Sendo assim, apresenta-se um estudo de caso de uma edificação residencial localizada no município de Paulista, com aproximadamente 33 anos de construída, onde se procurou mostrar os aspectos importantes da inspeção preliminar do edifício em questão, contemplando as patologias existentes, retratando a atual situação da edificação recomendando procedimentos para minimizar os problemas existentes. Verificou-se que a inexistência de uma cultura para prevenção e manutenção das edificações pode levar a estrutura ao colapso, sendo imprescindível uma conscientização geral dos profissionais da construção civil no sentido de melhorar a qualidade e o desempenho das edificações.

Palavras-chave: patologias, inspeção, prevenção.

ABSTRACT

Are the property accidents resulting from construction defects or lack of preventive actions have caused unjustifiable deaths and injuries, especially with aging and depreciation of buildings. Landslides, fires, marquees outages, leaks and so many problems from the carelessness with the building can be avoided with simple preventive measures, through planning. Starting with the inspection, for the subsequent implementation of a preventive plan that can guarantee the good performance of the building, the security and the comfort of its users. This research presents the main pathological manifestations in concrete structures. It stands out even the basic criteria for the diagnosis and prognosis, indicating the steps to perform a preliminary inspection, as well as major sites to be inspected at the time of execution and the important criteria in the preparation of a technical inspection report. Therefore, we present a case study of a residential building located in the São Paulo municipality, with approximately 33 years of constructed, where it tried to show the important aspects of the preliminary inspection of the building in question, considering the existing conditions, portraying the current situation of the building recommending procedures to minimize existing problems. It was found



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



that the absence of a culture for prevention and maintenance of buildings can lead to structure collapse, being indispensable a general awareness of the construction professionals to improve the quality and performance of buildings

1. INTRODUÇÃO

As anomalias construtivas e descuidos com medidas preventivas são causadores de danos pessoais e materiais significativos, tanto aos usuários e proprietários das edificações, como à sociedade em geral, devido à deterioração urbana que entre outros aspectos, reduz a auto-estima dos cidadãos e afasta o turismo.

As estruturas de concreto, em geral, e as construções de grande porte, tais como, barragens, pontes, viadutos, também são objeto constante de deteriorações às quais afetam aspectos referentes às questões de segurança e durabilidade. A vida útil de qualquer empreendimento está intimamente ligada aos estudos nas fases de viabilidade, projeto básico e no acompanhamento da construção.

Seja por razões econômicas, ambientais ou sócio-culturais, quando uma edificação tem o desempenho estrutural comprometido, o procedimento natural é buscar a terapia ideal somente quando a estrutura atinge a sua vida útil de projeto. Seja pela forma como foram construídos (alvenaria estrutural ou concreto armado), seja pela ausência de prevenção, vários são os casos de sinistros com edificações em nosso Estado.

Alguns casos mais frequentes tais como em maio de 2001, o Edifício Ijuí, Candeias, Jabotão dos Guararapes construído em alvenaria resistente de blocos de vedação em concreto e fundação em caixão vazio, laje nervurada e cintas com falhas na armação e concretagem, ruiu sem deixar vítimas, tendo apresentado, horas antes do acidente, indicativos de danos em sua estrutura, o que permitiu a retirada dos moradores. Em outubro de 2004, o Edifício Areia Branca colapsou ocasionando 4 vítimas fatais. Casos como estes só reforçam ainda mais a inexistência de uma cultura para se evitar a ocorrência de patologias e colapso das estruturas.

A conscientização para realização de inspeções periódicas e consequentemente ações preventivas nas edificações devem ser contínuas, uma vez que podem prolongar a vida útil destas estruturas. Baseando-se nisso, nosso Estado já deu o passo inicial, uma vez que já foi provada e promulgada a **Lei 13.032 (2006), Lei das Manutenções Prediais**, que prevê a obrigatoriedade de vistorias periciais permanentes e a prevenção periódica em edifícios e salas comerciais com mais de cinco anos. A vistoria será de responsabilidade de cada condomínio e efetuada por profissional ou empresa credenciada e o acompanhamento técnico será realizado a cada três anos e o laudo pericial será registrado no CREA (Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Patologias das estruturas

Os problemas patológicos, salvo raras exceções, apresentam manifestação externa característica, a partir da qual se pode deduzir qual a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos, assim como pode-se estimar suas prováveis conseqüências. Eles só se manifestam após o início da execução propriamente dita, a última etapa da fase de produção. Em relação à recuperação dos problemas patológicos. As correções serão mais duráveis, mais efetiva, mais fáceis de executar e muito mais baratas quanto mais cedo forem executadas [1].

A patologia pode ser entendida como a parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e origens dos defeitos das construções civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema [2].

2.2 Gênese da Patologia de Estruturas

Salvo os casos correspondentes à ocorrência de catástrofes naturais, em que a violência das solicitações, aliada ao caráter marcadamente imprevisível das mesmas, será o fator preponderante, os problemas patológicos têm suas origens motivadas por falhas que ocorrem durante a realização de uma ou mais das atividades inerentes ao processo genérico a que se denomina de construção civil, processo este que pode ser dividido, em três etapas básicas: concepção, execução e utilização.

O surgimento de problema patológico em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades [3].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.2.1 Concepção (projeto)

Várias são as falhas possíveis de ocorrer durante a etapa de concepção da estrutura. Elas podem se originar durante o estudo preliminar (lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto de execução, também chamado de projeto final de engenharia.

Os responsáveis, principalmente, pelo encarecimento do processo de construção, ou por transtornos relacionados à utilização da obra, são as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojetos equivocados, enquanto as falhas geradas durante a realização do projeto final de engenharia geralmente são as responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios e podem ser tão diversas como a especificação inadequada de materiais, o detalhamento insuficiente ou errado, os erros de dimensionamento dentre outros [3].

2.2.2 Execução (construção)

A seqüência lógica do processo de construção civil indica que a etapa de execução deva ser iniciada apenas após o término da etapa de concepção, com a conclusão de todos os estudos e projetos que lhe são inerentes. Suponha-se, portanto, que isto tenha ocorrido com sucesso, podendo então ser convenientemente iniciada a etapa de execução, cuja primeira atividade será o planejamento da obra.

Iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão diversas como falta de condições nos locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão-de-obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem.

A ocorrência de problemas patológicos cuja origem está na etapa de execução é devida, basicamente, ao processo de produção, que é em muito prejudicado por refletir, de imediato, os problemas sócio-econômicos, que provocam baixa qualidade técnica dos trabalhadores menos qualificados, como os serventes e os meio-oficiais, e mesmo do pessoal com alguma qualificação profissional.

2.2.3 Utilização (manutenção)

Acabadas as etapas de concepção e de execução, e mesmo quando tais etapas tenham sido de qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar problemas manifestações patológicas originados da utilização errônea ou da falta de um programa de manutenção adequado.

As manifestações patológicas ocasionados por uso inadequado podem ser evitados informando-se aos usuários sobre as possibilidades e as limitações da obra, descritos abaixo, por exemplo [3]:

- Edifícios em alvenaria estrutural – o usuário (morador) deve ser informado sobre quais são as paredes portantes, de forma que não venha a fazer obras de demolição ou de aberturas de vãos – portas ou janelas – nestas paredes, sem a prévia consulta e a assistência executiva de especialistas, incluindo, preferencialmente, o projetista da estrutura;

- Pontes – a capacidade de carga da ponte deve ser sempre informada, em local visível e de forma insistente.

As manifestações patológicas ocasionados por manutenção inadequada, ou mesmo pela ausência total de manutenção, têm sua origem no desconhecimento técnico, na incompetência, no desleixo e em problemas econômicos. Exemplos típicos, casos em que a manutenção periódica pode evitar problemas patológicos sérios e, em alguns casos, a própria ruína da obra, são a limpeza e a impermeabilização das lajes de cobertura, marquises, piscinas elevadas e "playgrounds", que, se não forem executadas, possibilitarão a infiltração prolongada de águas de chuva e o entupimento de drenos, fatores que, além de implicarem a deterioração da estrutura, podem levá-la à ruína por excesso de carga (acumulação de água).

Os procedimentos inadequados durante a utilização podem ser divididos em dois grupos: ações previsíveis e ações imprevisíveis ou acidentais. Nas ações previsíveis, podemos compreender o carregamento excessivo, devido à ausência de informações no projeto e/ou inexistência de manual de utilização [4]. No caso das ações imprevisíveis temos: alteração das condições de exposição da estrutura, incêndios, abalos provocados por obras vizinhas, choques acidentais, etc.



2.3. Principais Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto

2.3.1 Fissuração

As fissuras podem ser consideradas como a manifestação patológica característica das estruturas de concreto, sendo mesmo o dano de ocorrência mais comum e aquele que, a par das deformações muito acentuadas, mais chama a atenção dos leigos, proprietários e usuários, para o fato de que algo de anormal está a acontecer [3].

Na época do ano em que a temperatura ambiente mantém-se elevada, é freqüente o aparecimento de fissuras ou trincas no concreto. As práticas modernas de construção, com exigências de altas resistências iniciais, desfôrma em pequenas idades, concretos bombeados e outras, tornaram a trinca ou fissura um assunto mais comum do que era há algum tempo. É interessante observar que, no entanto, a caracterização da fissuração como deficiência estrutural dependerá sempre da origem, intensidade e magnitude do quadro de fissuração existente. O concreto, por ser material com baixa resistência à tração, fissurará, sempre que as tensões de tração, que podem ser instaladas pelos mais diversos motivos, superarem a sua resistência última à tração. Portanto, ao se analisar uma estrutura de concreto que esteja fissurada, os primeiros passos a serem dados consistem na elaboração do mapeamento das fissuras e em sua classificação, que vem a ser a definição da atividade ou não das mesmas.

Classificadas as fissuras e de posse do mapeamento, pode-se dar início ao processo de determinação de suas causas, de forma a poder-se estabelecer as metodologias e proceder aos trabalhos de recuperação ou de reforço, como a situação o exigir. É necessário sempre muita atenção e competência, pois uma análise malfeita pode levar à aplicação de um método de recuperação ou de reforço inadequado. Caso não sejam eliminadas as causas o problema, ressurgirá e até mesmo poderá vir a agravar-se. Além do aspecto antiestético e a sensação de pouca estabilidade que apresenta uma peça fissurada, os principais perigos decorrem da corrosão da armadura e da penetração de agentes agressivos externos no concreto.

2.3.2 Corrosão

A corrosão metálica pode ser definida como a depreciação dos materiais metálicos pela ação química ou eletroquímica, associada ou não a uma ação física do meio [5].

Qualquer reação de corrosão necessita de um eletrólito (concreto), por onde os íons resultantes das reações transitam a parte que oxida e reduz na pilha eletroquímica que vem a ser o ânodo, a parte que recebe os elétrons da pilha eletroquímica o cátodo e uma ligação metálica entre todos. Este é o processo do aço nas armaduras, tendo o ferro como ânodo e o oxigênio como cátodo. O produto da reação dos dois migra um em direção ao outro e em uma região intermediária precipita na forma de hidróxido ferroso ($\text{Fe}(\text{OH})_2$) [6].

Dependendo do tipo de ataque sofrido pela peça, os produtos da corrosão podem variar, mas de forma geral os produtos ocupam o volume no interior do concreto em até 10 vezes o volume original do aço existente na armadura, gerando tensões do interior para o exterior da peça. Com a continuação do processo de corrosão estes produtos acumulados na superfície da armadura expandem criando fissuras paralelas a barra de aço até o destacamento de parte do cobrimento. Pode ocorrer em algumas situações em que a umidade do concreto esteja muito elevada, antes do aparecimento de fissuras, surgem manchas cor de ferrugem indicando alta velocidade de corrosão.

2.3.2.1 Corrosão por carbonatação

A carbonatação ocorre da superfície da peça para o interior, formando a frente de carbonatação, definindo duas zonas com pHs distintos, uma $\text{pH} > 12$ e outra com $\text{pH} < 8$, avançando de forma progressiva ao interior da peça e atingindo a profundidade da armadura, proporciona a despassivação da mesma, sendo o início da corrosão. Os fatores ambientais são determinantes para ocorrência de carbonatação, o meio ambiente, a concentração de CO_2 na atmosfera e a umidade relativa no ambiente os mais determinantes [7].

A velocidade da carbonatação aumenta consideravelmente em ambientes com elevadas concentrações de CO_2 . Garagens, indústrias e rodovias, pela emissão de CO_2 constante, proporcionam ambientes mais agressivos a peças de concreto. O tipo e a quantidade de cimento que integram o concreto, pozolanas já estão consagradas como aumento da proteção, interferem de maneira direta. Isto associado ao baixo fator a/c e aos cuidados com a produção do concreto, principalmente no tocante ao adensamento, indicam prognóstico de pequena profundidade de carbonatação, que em outras palavras aumenta a vida útil da peça.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.3.2.2 Corrosão por cloreto

As corrosões de armaduras pela ação de íons cloreto são frequentes nas literaturas no que se diz respeito a manifestações patológicas, diminuindo sua vida útil e sua durabilidade. Em várias normas vigentes no mundo, limitam a quantidade de cloretos na composição do concreto, sendo um parâmetro para apresentar um diagnóstico, esclarecendo o real motivo da corrosão, restringindo ao Brasil esses parâmetros estão limitados em [8].

Considerando que todo o mecanismo de penetração é semelhante à carbonatação, a umidade e a água têm papel importante no ataque por cloretos.

Outro fato importante para prevenção ao ataque de cloretos é a composição do cimento, cimentos ricos em C_3A apresentam maior resistência à difusão de cloretos em função da combinação de ambos, resultando em cloroaluminato de cálcio hidratado (CACH), um sal insolúvel [9].

Além dos aspectos relacionados ao cimento, deve existir rigoroso controle dos agregados e da água de amassamento, garantindo que os mesmos não apresentem teores acima do máximo. Menor fator a/c implica em concreto mais denso, menos poros e menor quantidade de vazios. Deve-se prevenir e controlar o aparecimento de fissuras que possibilitam ingresso mais rápido de cloretos ao interior da peça.

Existe a possibilidade de ocorrer uma combinação de carbonatação e ataque de cloretos, caracterizada por altíssimas velocidades de corrosão. Um concreto que sofre carbonatação se torna mais favorável ao ingresso de cloretos, já que se encontra despassivado e a corrosão será iniciada mais rapidamente. Além disso, alguns cloretos que estavam combinados no cimento podem ficar livres, aumentando a quantidade dos mesmos e assim criando mais um vetor.

2.3.3 Lixiviação e eflorescência

Eflorescência é o resultado da dissolução dos sais presentes na argamassa, provenientes de contaminações externas e seu posterior transporte pela água através dos materiais porosos. Geralmente se apresenta com manchas brancas, também podem se apresentar com a cor castanha ou de ferrugem, porém as mais predominantes são embranquecidas. Se, durante esse transporte, a concentração dos sais na solução aumentar (por perda de água ou aumento da quantidade de sais), eles poderão entrar em processo de cristalização e dar origem ao fenômeno. [10].

Na lixiviação do concreto, ocorre a dissolução e o arraste do hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$ da massa endurecida, pela ação do fluxo contínuo da água através da estrutura do material. O potencial hidrogeniônico (pH) do concreto é diminuído, dando lugar à decomposição de outros hidratos, aumentando sua porosidade e facilitando a desintegração [11]. Surgem como resultado da lixiviação as formações do tipo estalactites e estalagmites.

2.4 Inspeção Predial

É um instrumento técnico e legal que permite retratar o estado físico e real de um imóvel, através do levantamento dos seus sistemas prediais, entendidos aqui como: estrutura, envoltória, (paredes, vedações, pele de vidro etc), revestimentos, elétrica, hidráulica, iluminação, ar condicionado, comunicação, segurança, transporte etc. De posse dessas informações, várias medidas podem ser adotadas, entre elas: elaboração de planos de manutenção e de prevenção, estudos para implantação de retrofit, solicitação de redução de prêmio de seguro; além de auxiliar nas avaliações e transações imobiliárias, e na gestão condominial, atestando a evolução dos planos adotados. Paralelamente, serve de importante ferramenta de feedback para as construtoras, tanto na revisão de manuais de manutenção como na adoção de novos procedimentos nas construções futuras.

É importante salientar que as vistorias deverão ser realizadas por profissionais devidamente habilitados, tais como, engenheiros e arquitetos, possuindo registro no CREA, pois se trata de atividade de extremo conhecimento tecnológico. Dessa forma, as inspeções prediais têm por característica o envolvimento de diversas áreas de especializações, em face da multidisciplinaridade que constituem as edificações a serem vistoriadas, podendo o profissional responsável pela realização do trabalho convocar profissionais de outras especialidades para assessorá-lo.

Segundo a Norma de Inspeção Predial do “é a avaliação isolada ou combinada das condições técnicas, de uso e de manutenção da edificação” [12].

Segundo a cartilha “pode-se elaborar de forma consensual um Plano de Vistoria (Check list) mínimo tendo como objetivos minimizar os riscos, indicar as formas de preservar a integridade dos edifícios com mais de dez anos de construídos sob técnicas e normas não atuais, com conseqüente revalorização do patrimônio” . É importante salientar que o desenvolvimento da referida cartilha foi realizado pelos principais especialistas de Pernambuco e do país, com apoio dos órgãos institucionais da região e foi em decorrência dos inúmeros problemas patológicos, bem como colapsos de edificações em alvenaria resistente e concreto armado no nosso Estado. Sua confecção permitiu à comunidade da

construção civil (engenheiros, projetistas, etc.) como inspecionar corretamente a estrutura, assim como fornecer um diagnóstico mais preciso, objetivando, dessa forma, a melhor opção para a prevenção [13].

2.4.1 Inspeção Preliminar

Fornecer a ideia inicial-geral do estado da estrutura, natureza e a origem do problema. É nesta fase que se devem obter o histórico e antecedentes da edificação, bem como algumas informações gerais como a data da construção, a agressividade do ambiente e fazer a análise dos projetos da edificação.

2.4.2 Inspeção Detalhada

É a fase que se deve obter a informação básica necessária para efetuar o diagnóstico e o prognóstico, formulando hipóteses sobre as possíveis causas das manifestações patológicas encontradas, ou seja, devem-se definir origens, causas e origens e mecanismos de ocorrências, buscando evidências que comprovem as hipóteses formuladas levando a um diagnóstico. Dependendo das condições de exposição da estrutura, poderá ser necessária ainda a investigação de agentes de ataques químicos, como ação de cloretos, sulfatos e águas agressivas e ácidas, carbonatação e reação álcali-agregado. Após a realização do diagnóstico, é importante buscar dados que propiciem o prognóstico da deterioração da estrutura (é preciso usar o diagnóstico + dados sobre a cinética dos mecanismos). Em outras palavras, PROGNÓSTICO pode ser entendido como Predizer as conseqüências da não realização de uma intervenção ao longo do tempo baseado em um estudo detalhado e coerente que tenha resultado em um diagnóstico do problema. Além do diagnóstico, são necessárias informações sobre a cinética do mecanismo que esteja afetando a estrutura. É salutar também que se investigue, em campo, a ocorrência de intervenções posteriores à construção original, principalmente as que se referem a qualquer tipo de reparo, qualquer tipo de reforço e obras que resultem no carregamento adicional da estrutura.

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Descrição da Estrutura e Histórico de Antecedentes

Trata-se de importante obra na categoria de edificações em alvenaria estrutural, “tipo caixa”, em placas pré-moldadas de concreto armado, composta por 04 (quatro) pisos e laje de forro, sendo 08 (oito) apartamentos por andar, totalizando 32 (trinta e dois) apartamentos, localizada no Conjunto Habitacional construído pela extinta COHAB em Maranguape I – Paulista, com área construída estimada de 1.400 m², (Figura 1). Possui idade aproximada de 33 anos. Suas características principais são cobertura cerca de 1cm e os reservatórios superiores de água se encontram sobre vigas e lajes de concreto armado apoiadas sobre as paredes da caixa de escada, localizadas, dessa forma na região central da edificação. É importante salientar que este tipo de estrutura não possui os mesmos problemas dos demais prédios em “alvenaria resistente”, sendo esta a técnica construtiva onde são empregados blocos de vedação com finalidade estrutural.



Figura 78 Edifício Residencial Estudo de Caso.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.2 Constatação do Problema

Esta etapa consistiu na coleta das seguintes informações:

- Entrevista com o síndico do prédio e levantamento preliminar de dados da edificação, visando ao cadastro de problemas já detectados e de níveis de expectativas dos usuários;
- Levantamento de documentação técnica, administrativa, de manutenção e legal da edificação;
- Vistoria dos apartamentos;
- Levantamento de todas as anomalias existentes e aparentes da edificação relacionadas a problemas de origem construtiva, uso, operação, manutenção, administrativa, legal, etc;
- Observações e anotações quanto aos níveis de degradação encontrados, tipos de exposição ambiental (ex.: exposição aos raios solares), nível de desempenho, etc.

3.3 Inspeção Visual

Em primeira instância foi realizada uma inspeção visual no interior dos apartamentos do edifício, porém os permissionários não autorizaram a retirada de fotos de cada residência. Manifestações Patológicas tais como corrosão de armadura na laje do quarto social, corrosão de armadura na parede da sala, fissuras em algumas paredes de salas e quartos e Infiltração no teto do WC social puderam ser detectadas no momento da inspeção. Além disso, houve modificação no layout interno (ampliação de área comum dos apartamentos) e externo.

Em seguida, foram observadas as áreas comuns (caixas de escada), vigas, pilares, fachadas interna e externa e os reservatórios superiores do Lado A (Figura 2) e do Lado B (Figura 4).

Dentre as manifestações patológicas presentes, a mais incidente foi a corrosão das armaduras a qual provocou fissuras e destacamentos no concreto nos elementos estruturais já mencionados, sendo que nas regiões onde as armaduras se encontravam expostas havia significativa redução de seção, sendo pressuposto que, nas regiões fissuradas, a intensidade de degradação nas armaduras fosse similar. Este fato pode ser explicado em decorrência da edificação se situar na proximidade do mar.

Foi observada também a existência de vazamentos nos dois reservatórios superiores do Lado A (Figura 4) e do Lado B (Figura 5) ocasionadas pela presença de eflorescências que, em alguns pontos, formaram estalactites.

A pintura externa do prédio se encontra bastante danificada, apresentando manchas de umidade e fungos. Esta particularidade reside no fato de que existem condições de exposição à temperatura e ciclos de umedecimento e secagem e que a referida pintura ainda é a mesma desde a sua entrega. A impermeabilização da fachada evitaria as infiltrações presentes nos apartamentos.

Na inspeção realizada, foi observado que o cobrimento de todos os elementos estruturais, em alguns pontos, sequer atingiu 1cm, ou seja, estão abaixo do mínimo permitido (esp. 2,5 cm para vigas e pilares de concreto armado) pela [14]. Este fato facilitou a corrosão das armaduras em destaque. Ausência de extintores de incêndio e falta de manutenção das instalações hidrossanitárias também foram detectadas na edificação.

LADO A

Foi inspecionada a área comum do lado A onde pôde ser observada a presença das seguintes anomalias:

- Vigas e pilares de sustentação das caixas de escada apresentando armaduras expostas e oxidadas, bem como, em alguns pontos, redução de seção das armaduras e deslocamento do cobrimento.
- Concreto da cinta de amarração se despreendendo das fachadas interna e externa.
- Armaduras expostas e oxidadas no reservatório superior.
- Eflorescência no reservatório superior do lado A.



Figura 2 Deslocamento do cobrimento da viga lado A.



Figura 3 Eflorescência presente no Reservatório superior Lado A

LADO B

Assim como no Lado A, foi inspecionada também a área comum do lado B onde pôde ser observada a presença das seguintes anomalias:

- Fissura em um dos pilares de sustentação das caixas de escada apresentando armaduras expostas e oxidadas, bem como, em alguns pontos, redução de seção das armaduras e deslocamento de cobrimento.
- Concreto da cinta de amarração se despreendendo das fachadas interna e externa.
- Armaduras expostas e oxidadas no reservatório superior.
- Eflorescência no reservatório superior do lado B.



Figura 4 Corrosão da viga lado B.



Figura 5 Eflorescência presente no Reservatório superior Lado B

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se que a inspeção preliminar constitui um excelente instrumento para o levantamento e registro das manifestações patológicas de edificação. A participação dos condôminos foi de grande valia para a obtenção de informações necessárias ao estudo de caso.

As manifestações patológicas presentes na estrutura podem ter ocorrido, no que diz respeito à fase de projeto, pelo detalhamento insuficiente ou errado dos elementos estruturais, pela especificação inadequada de materiais, pela adoção de soluções construtivas obsoletas (Utilização de cobrimento de 1cm) ou ultrapassadas. Certamente, este último fato contribuiu sensivelmente para a presença das manifestações patológicas.

Alguns aspectos na fase de construção, tais como, falta de qualificação profissional, assim como inexistência de controle de qualidade de execução e má qualidade dos materiais podem ter originado algumas manifestações patológicas contidas na edificação estudada.

Em relação à fase de uso, a deterioração dos materiais, em virtude da má utilização dos usuários e ausência de prevenção, destacam-se como as causas dos problemas supracitados.

É importante salientar que, em decorrência da grande quantidade de manifestações patológicas avaliadas, tornou-se impraticável a observação individual de cada uma delas. Sendo assim, realizou-se o diagnóstico daqueles com maior relevância e incidência, tendo como destaque a corrosão de armaduras a qual ocasionou o aparecimento de fissuras e das desagregações do concreto, tendo em vista a força de expansão provocada pela corrosão ser maior do que a força de tração suportada pelo concreto.

Os resultados obtidos, a partir da avaliação realizada no edifício, evidenciaram a importância de um maior controle de qualidade durante as fases de projeto, de execução e de uso de qualquer edificação, salientando a definição de níveis de desempenho desejado e as condições de uso e prevenção.

5. REFERÊNCIAS

- [1] HELENE, Paulo. R. L.. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. 2. ed. São Paulo: PINI, 1992.
- [2] HELENE, Paulo. R. L. (Coord.). Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Red Reabilitar, 2003, p. 370.
- [3] SOUZA, Vicente C.; RIPPER, Thomaz. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 1998.
- [4] ARANHA, Paulo M. S., Contribuição ao Estudo das Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado na Região Amazônica. Porto Alegre, 1994, 144.pg. Dissertação apresentada ao curso de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.
- [5] GENTIL, VICENTE Corrosão. 4 ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2003. 341p



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



- [6] FORTES, LYTTELTON REBELO. Corrosão na armadura do concreto armado e sua avaliação pela técnica do potencial de eletrodo, dissertação de mestrado UFCE. Fortaleza, 1995. 228p.
- [7] FREIRE, K. R. R. Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão de armaduras do concreto. Curitiba, 2005. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto de cimento Portland – Preparo e condições de recebimento, NBR12655. Rio de Janeiro, 2015.
- [9] ISAIA, G.C. Concreto: Ciência e Tecnologia volumes 1 e 2. São Paulo: IBRACON, 2011. 1946p.
- [10] PINTAN, N. M; BERENQUER, R. A. ; JUST, Angelo ; LINS, C. M. M. S. ; MONTEIRO, E. C. B. (2015) "Pathological Manifestations and The Study of Corrosion Present on Bridges on the City of Recife". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, p. 11893-11907, 2015.
- [11] SILVA, M.A. e SOUZA, R. Gestão do Processo de Projeto de Edificações. 1º edição, São Paul: O Nome da Rosa, setembro de 2003.
- [12] INSTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA DE SÃO PAULO. Norma de Inspeção Predial do IBAPE/SP. São Paulo, 2007.
- [13] CARTILHA DA ABECE – Check-list para vistoria de edificações em concreto armado. ABECE. 2005
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de estruturas de concreto armado, NBR 6.118. Rio de Janeiro, 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DE CASO: MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PAREDES DE CONCRETO.

S.R. BERTOCINI

Mestre em Eng.Civil
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
sandra.bertocini@ufms.br

E.M.S.G. FREITAS

Técnico em Edificações
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
enilda.msgfreitas@gmail.com

E. I. E. SANTO

Acadêmica de Eng. Ambiental
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
elvinainayaes@gmail.com

V.R.P.FRANÇA

Acadêmica de Eng.Civil
Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Mato Grosso do Sul; Brasil
victor23rondon@hotmail.com

G. S. CASTRO

Eng.Civil e Ambiental
Empresa VBC
Mato Grosso do Sul; Brasil
gustavo.souza.castro@gmail.com

RESUMO

Com o advento dos programas habitacionais, houve a necessidade de utilização de um sistema construtivo que tenha destaque na rapidez da execução, diminuição de acidentes de trabalho, melhorando a qualidade, produtividade de trabalho e mão de obra de fácil treinamento, o sistema construtivo parede de concreto atende esses requisitos. É um sistema que permite o controle total das etapas, porém, existem algumas falhas encontradas na rotina do processo: repetição seriada. A partir da observância, acompanhamento e monitoramento no empreendimento habitacional unifamiliar de 1040 unidades de dois pavimentos, térreo e mais um andar de 42 metros quadrados, construído na cidade de Corumbá Mato Grosso do Sul, onde se utilizou concreto autoadensável (CAA). Foram observadas manifestações patológicas de diversas naturezas e com as medidas de tratamento adequadas e treinamento, foi possível neutralizar essas manifestações patológicas, garantindo a durabilidade das habitações.

Palavras chave: parede de concreto; manifestações patológicas; tratamento.

ABSTRACT

With the advent of housing programs, there was necessary to use a building system that has prominence in the speed of execution, reduction of work-related accidents, improving the quality, work productivity and easy training labour, the wall concrete building system attends these requirements. It is a system that allows full control of the steps, however, there are some flaws found in the routine of process: serial repetition. From the observance, follow-up and monitoring in the single-family housing enterprise of 1040 units of two floors, ground floor and another floor of 42 square meters, built in the city of Corumbá Mato Grosso do Sul, where was used self-compacting concrete (SCC). It was observed pathological manifestations of diverse natures and with the appropriate treatment measures and training, it was possible to neutralize these pathological manifestations, ensuring the durability of housing.

Keywords: wall concrete; pathological manifestations; treatment.

1. INTRODUÇÃO

O Sistema Construtivo em Parede de Concreto (SCPP) difundiu pelo Brasil nesses últimos anos com o advento dos programas habitacionais do Governo Federal. Criando desafios para todos os envolvidos, por exemplo, existiram



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



projetistas que trabalharam a primeira vez com o sistema, os tecnologistas do concreto que tiveram que desenvolver concretos com materiais existentes nas regiões, e as empresas executoras que tiveram que treinar a mão de obra.

A NBR 16055 (ABNT, 2012) relata alguns cuidados que devemos ter durante todo o processo. No projeto estrutural, os principais requisitos devem obedecer aos da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo que alguns cuidados a mais devem ser evidenciados, por exemplo, os embutidos às paredes devem atender aos critérios da NBR 16055 (ABNT, 2012). A classe de agressividade, em parede com armadura centralizada, pode ser inferior desde que realize a verificação da abertura de fissura [1].

Com relação ao preparo e aplicação do concreto, a NBR 16055 (ABNT, 2012) diz que o concreto deve atender aos requisitos da ABNT NBR 12655 e ABNT NBR 7212. Com alguns cuidados especiais, se o concreto não for auto adensável deve-se realizar batidas com o martelo de borracha durante a concretagem em locais mais prejudiciais, como em baixo das janelas, facilitando assim a saída do ar aprisionado [1].

Para garantir o cobrimento, a NBR 16055 (ABNT, 2012) evidencia a importância dos espaçadores uniformemente distribuídos e sendo fixados garantindo assim que não desloquem ou soltem durante a concretagem [1]. Segundo Bertolini (2010) para reconstruir o cobrimento se utiliza argamassa para pequenas espessuras e graute para espessuras maiores. Devendo existir vários cuidados com relação a esse produto, aplicação e inspeção [2].

O concreto autoadensável segundo Tutikian e Dal Molin (2015), tem a capacidade de auto adensar pelo seu próprio peso, preenchendo os espaços e passar por obstáculos na formase a necessidade de vibração. Sendo o concreto mais indicado para o sistema [3].

A durabilidade de um produto, de acordo com NBR 15575-1 (ABNT, 2013), se extingue quando deixa de atender as funções que lhe foram atribuídas, seja pela degradação que o conduz a um estado insatisfatório de desempenho, quer seja por obsolescência funcional. O período de tempo compreendido entre o início da operação ou uso de um produto e o momento em que o seu desempenho deixa de atender aos requisitos do usuário preestabelecidos é denominado vida útil. Na edificação a vida útil é uma medida temporal da durabilidade, a Norma de Desempenho determina que os projetistas devam definir a Vida Útil de Projeto (VUP), realizada a partir de uma estimativa da vida útil da edificação e seus sistemas [4]. Cabe ressaltar, o impacto que as atividades de uso, operação e manutenção têm sobre a durabilidade das edificações (ZANOTTO et al., 2015) [5].

As manutenções devem ser realizadas em obediência ao Manual de Uso, Operação e Manutenção fornecido pelo incorporador e/ou pela construtora, este elaborado em atendimento a NBR 14037 (ABNT, 2011)[6]. Visto que no desempenho de edificações habitacionais (2013) dita que os projetos devem ser desenvolvidos de maneira que facilite as manutenções ao longo de toda vida útil e mais, só se reverterá em realidade caso sejam realizadas as manutenções preventivas sistemáticas, de acordo com os materiais e a vida útil da construção [7].

Sendo assim, o requisito manutenibilidade deve ser considerado juntamente ao requisito de durabilidade em função de sua inseparável relação. Para atender a este requisito devem ser consideradas, na etapa de planejamento do empreendimento, as condições ambientais que possam impactar a vida útil de materiais, componentes e sistemas da edificação e que irão orientar as especificações nas demais etapas do projeto.

Diante cumprimento da ABNT NBR 15575, segundo Kern et al. (2014) por parte de todos os agentes envolvidos implica em várias vantagens para a o setor de construção civil e a sociedade em geral. Além dos aspectos ambientais e do atendimento aos usuários, a aplicação do conceito de desempenho também pode ser considerada uma boa oportunidade para a melhoria da qualidade das habitações brasileiras e a otimização dos recursos governamentais, pois a aplicação do conceito exige uma visão de longo prazo [8].

Referente à qualidade do material, no caso o concreto, este intimamente condicionado aos procedimentos adotados nas diferentes etapas do processo construtivo das edificações e o meio ambiente aonde serão inseridas estas obras, que governará o desempenho das mesmas ao longo da vida útil. Visto que, construir de modo a garantir uma alta durabilidade exige-se o comprometimento sério por parte dos agentes envolvidos no processo de construção das edificações (ANDRADE, 1997) [9].

O estudo em questão está relacionado com a obra financiamento da Caixa Econômica Federal programa *Minha Casa Minha Vida* (MCMV) faixa 1 de 0 a 3 salários mínimos na Cidade de Corumbá no estado de Mato Grosso do Sul,

localizada a 430 km da Capital, realizada empresa VBC Engenharia, uma construção de 1040 unidades habitacionais no sistema construtivo paredes de concreto com aproximadamente 16 mil m³ de concreto em toda obra, sendo que para as paredes de concreto e 9.360 m³, fundação sistema radier e escadas também foram moldadas in loco, Figura 1.

O prédio foi construído em dois pavimentos todos no sistema construtivo de paredes de concreto estrutural, conforme a ABNT NBR 16055:2012, armado em forma metálica de liga de alumínio da empresa SF sistemas de formas para concreto de Campo Grande-MS. Todas as paredes de 10cm de espessura, concreto f_{ck} 20MPa todo em concreto autoadensável SF2 com espalhamento entre 660-750mm, armação com malha de tela soldada de Q61 de Ø 3,4mm, com 15cm. As formas foram utilizadas para concretagem de dois apartamentos cada vez. As lajes do térreo e primeiro pavimento são do sistema lajes pré-moldada, com trilhos de concreto e isopor.



Figura 1 : Vista geral das obras Flamboyant III e II

1.1 Objetivo

Evidenciar as orientações criadas pela empresa de monitoramento e aplicação de tratamento das manifestações patológicas no SCPP, na obra de 1040 unidades habitacionais construído no sistema construtivo de paredes de concreto, no município de Corumbá, no estado de Mato Grosso do Sul. Foram criadas orientações de falhas de concretagem, eletrodutos expostos, retiradas das faquetas (tensores), quadro de distribuição e caixa de transmissão fora de posição, deslocamento da camada superficial do concreto e vazamento de argamassa. Com estas orientações foram realizados treinamento e acompanhamento da aplicação.

2. METODOLOGIA

Evidenciaram-se manifestações patológicas na obra de Corumbá, durante a construção das 1040 unidades habitacionais, sendo assim, foram geradas orientações para garantir a durabilidade do sistema construtivo. Para tanto, realizaram-se treinamentos para aplicação das orientações. A Figura 2 mostra o treinamento realizado para os engenheiros e mestres das obras.



Figura 2: treinamento para aplicação das orientações

As orientações foram: falhas de concretagem dos tipos A (1), B (2), C (3) e D (4), eletrodutos expostos (5), danos causados pelas faquetas (tensores) - presas (6) e removidas (7), quadro de distribuição e caixa de transmissão fora de posição (8), deslocamento da camada superficial do concreto (9), vazamento de argamassa (10).

2.1 Falhas de concretagem

As falhas de concretagem durante a execução do sistema construtivo de paredes de concreto foi uma das maiores manifestações patológicas, devidas que, no início da obra a mão de obra não estava treinada e sabemos que quando há colocação do concreto nas fôrmas podem formar uma quantidade significativa de ar, assim produzindo as falhas de concretagem de vários tamanhos, as quais foram divididas nas orientações em quatro tipos: A, B, C e D.

2.1.1 Falhas de concretagem Tipo A

Na manifestação patológica (1) tem-se falha de concretagem tipo A referente às falhas com até 1 cm de profundidade. Essa manifestação poderia ser oriunda do CAA que não estava com as características necessárias, principalmente de fluidez e quantidade de ar provocado pela força do bombeamento, Figura 3.



Figura 3: Manifestação patológica (1): falha de concretagem Tipo A

2.1.2 Falhas de concretagem Tipo B

Como tipo B (2) tem-se as falhas de concretagem com agregados aparentes principalmente no rodapé, devido à força da bomba lança na hora da aplicação do concreto e também a falta de realizar o descarte suficiente do Cimento Portland colocado no início do bombeamento do concreto. Além disso, em alguns pontos o concreto tinha aparência de falta de argamassa e dificuldade de fluidez do CAA, Figura 4.

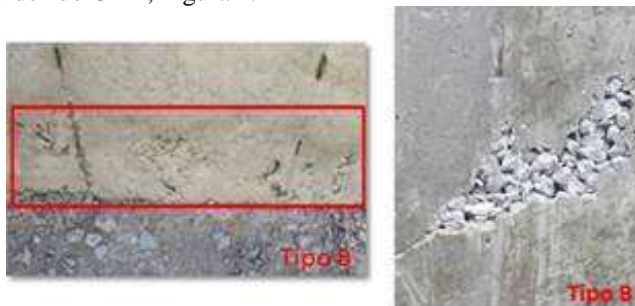


Figura 4: Manifestação patológica (2): falha de concretagem Tipo B

2.1.3 Falhas de concretagem Tipo C

A falha de concretagem tipo C (3) se refere àquelas com mais de 1 cm de profundidade e com aço exposto, manifestados em paredes altas (acima das janelas, com dificuldades de reparos). Teve grande ocorrência desse tipo de manifestação, com certeza relacionada com a fluidez do CAA, Figura 5.



Figura 5: Manifestação patológica (3): falha de concretagem tipo C

2.1.4 Falhas de concretagem Tipo D

A falha de concretagem tipo D (4) se refere àquelas com mais de 1 cm de profundidade e com aço exposto, manifestados em paredes baixas. Esse tipo de falha foi evidenciado principalmente nas janelas, onde havia a dificuldade

de verificar o seu preenchimento, pois não havia abertura; já na mureta (conforme a Figura 6) ocorreu com menor frequência, o que pode ser por descuido da própria mão de obra.



Figura 6: Manifestação patológica (4):
falha de concretagem tipo D

2.2 Eletroduto expostos

Os eletrodutos expostos (5) durante a construção das unidades habitacionais foi um dos maiores problemas. Como era impossível fazer uma fiscalização intensiva durante a montagem das formas – devido a produção em 5 formas no mesmo período – este problema está relacionado diretamente com quantidade incorreta de espessadores, Figura 7.



Figura 7: Manifestação
patológica (5): eletrodutos
expostos

2.3 Danos causados por faquetas

Sabe-se que existem quantidades de faquetas ou tensores necessários para que as formas sejam fixadas para não abrirem, porém a mão de obra coloca sempre em menor quantidade devido a produção, assim ocasionando os danos nas paredes de concreto relacionados às faquetas (tensores) durante a construção. Além disso, o uso de menores quantidades de faquetas pode gerar outros problemas como perda de argamassa entre as placas, e outras.

Para garantir a facilidade de retirada das faquetas devem ser utilizadas as camisinhas e lubrificar, além de sempre manter as faquetas retas (fazendo um ângulo de 90° com a parede). Na hora da desforma as faquetas com dificuldade de remoção foram sendo deixadas na parede e depois sendo retiradas através de furadeira danificando o concreto. Também temos as faquetas retiradas de forma correta e este espaço deve ser preenchido para garantir a durabilidade da parede de concreto. Figura 8.



Figura 8: Manifestação patológica:
danos causados pelas faquetas
presas (6) e removidas (7)

2.4 Quadro de distribuição e caixas de transmissão

Os quadros de distribuição quando usados no sistema de paredes de concreto não podem ser os mesmos que são utilizados em obras convencionais, pois não estão previstas as pressões exercidas pelo concreto; logo, devem ser utilizados os já testados nos estudos do grupo de paredes de concreto. Isso foi o que aconteceu nesta obra, os quadros de distribuição que foram utilizados eram de obras convencionais, então todos trincavam. As caixas de transmissão que giravam era devido à falta de fixação das mesmas nas fôrmas e também ao tipo de material não apropriado para o sistema, Figura 9.



Figura 9: Manifestação patológica (8):
quadros de distribuição e caixas de
transmissão tortas

2.5 Deslocamento da camada superficial de concreto

O deslocamento do concreto esta relacionado ao tipo de desmoldante aplicado nas fôrmas ou até mesmo quando o concreto apresenta um retardo aderindo-sena forma, Figura 9.



Figura 10: Manifestação
patológica (9):
deslocamento da camada
superficial do concreto

2.6 Vazamento de argamassa

O vazamento de argamassa está intimamente relacionado com falta de faquetas, conforme citado anteriormente, Figura 11.



Figura 11: Manifestação patológica (10): vazamento de argamassa

Para todas estas 10 manifestações patológicas encontradas durante a construção da obra em questão foram realizadas orientações para reparos e garantir a durabilidade do sistema.

A Tabela 1 apresenta as indicações das etapas a serem executadas em cada orientação, numeradas de 1 a 10, de cada tipo de manifestação.

Tabela 1: Orientações e manifestações

ETAPAS	ORIENTAÇÕES/MANIFESTAÇÕES									
	1 A	2 B	3 C	4 D	5	6	7	8	9	10
Com ponteira e marreta de borracha escarificar ao entorno da região danificada	X		X	X	X	X		X		
Escarificar levemente com escova de cerdas de aço a área a ser trabalhada		X							X	X
Remover o quadro de distribuição, caixas de transmissão ou eletrodutos danificados.					X			X		
Com escova de cerdas macia realizar a limpeza do local retirando partículas soltas	X	X			X	X	X		X	X
A partir de um sistema de aspersão de água potável finalizar a limpeza do local, bem como saturar o substrato deixando-o no estado "saturado superfície seca"	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Recolocar o quadro de distribuição, caixas de transmissão ou eletrodutos.					X			X		
Montar a fôrma				X						
Aplicar ACI (parede interna) ou ACII (parede externa) com colher de pedreiro ou desempenadeira metálica	X	X					X		X	X
Aplicar argamassa convencional 1:6 (em volume) com colher de pedreiro ou desempenadeira metálica			X		X	X		X		
Aplicar concreto igual ao aplicado na parede				X						
Não é necessário realizar cura	X	X					X		X	X
Realizar cura			X	X	X	X		X		
Finalizar o acabamento normalmente	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Nota: falhas de concretagem dos tipos A (1), B (2), C (3) e D (4), eletrodutos expostos (5), danos causados pelas faquetas (tensores) - presas (6) e removidas (7), quadro de distribuição e caixa de transmissão fora de posição (8), deslocamento da camada superficial do concreto (9), vazamento de argamassa (10).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante a obra, as 1040 unidades habitacionais continham 5 fôrmas metálicas de liga de alumínio, com 4 equipes diferentes. Inicialmente a Construtora responsável contratou uma empresa terceirizada, já com experiência no sistema de paredes de concreto, mas essa equipe não estava produzindo adequadamente nem mantendo o ciclo de concretagem esperado. A empresa resolveu então, assumir a produção das paredes onde ocorreram várias trocas de equipes e cada uma teve que passar novamente por um período de adaptação. Essa troca de equipes ocasionou na queda de produtividade e muitas manifestações patológicas. Entretanto, depois de treinamento da mão de obra foram com o passar do tempo obtendo melhores resultados.

Por ser uma obra muito grande a empresa fez um acordo entre as equipes, cada uma com um líder, o mestre que tomava conta destas equipes de produção de paredes de concreto fazia um *checklist* onde anotava as quantidades de problemas encontrados em cada concretagem e, no final do mês seria descontado em dinheiro se a meta não fosse atingida. Essa atitude da empresa foi determinante para melhoria da produção e evitou vícios e novas manifestações patológicas.

O concreto autoadensável aplicado nas unidades habitacionais também sofria modificações, devido que em Corumbá, existe a dificuldade de materiais com qualidade na cidade, com a fabricação de cimento e a produção é prioridade deixando a demanda de consumo para a usina de concreto uma baixa demanda de agregado graúdo, muitas vezes havia a necessidade de usar pedra de Campo Grande e esta é de basalto com formato cubico e de boa qualidade. Não havia disponibilidade de pedrisco, dificultando a fluidez do concreto (CAA). Por estes motivos que o CAA não mantinha suas propriedades necessárias para atender todas as qualidades.

3.1 Falha de concretagem

Conforme as orientações, nas falhas de concretagem tanto tipo A e B foram aplicadas argamassa ACI (parede interna) e ACII (parede externa). Acompanharam-se alguns reparos e verificaram-se a facilidade da execução e o resultado que se pode ver na Figura 12 sendo excelente e atendendo as expectativas das orientações e do resultado final.



Figura 12: Aplicação do tratamento das falhas de concretagens tipos A e B

A falha de concretagem tipo C quando havia dificuldade de colocar fôrma para concretagem, usava-se uma argamassa de 1:6 (em volume) e observou-se sua eficiência e facilidade de execução.

A falha de concretagem tipo D foi a que mais obteve dificuldades, pois deveria realizar a limpeza da área antes da colocação da fôrma e esperar a concretagem da próxima unidade habitacional (apartamento) para aproveitar o mesmo CAA, mas depois de treinamento a mão de obra já estava qualificada, o acabamento final muitas vezes não era de aspecto muito bom, mas com certeza garantir uma continuidade da estrutura, Figura 13.



Figura 13: Falha de concretagem tipo D

3.2 Eletrodutos expostos

Pode-se observar na Figura 14 a aplicação da argamassa 1:6 para o tratamento de eletroduto exposto na parede, esta argamassa foi aplicada com colher de pedreiro. Esse tipo de manifestação é uma das mais difíceis de execução, pois devemos retirar o concreto até que envolva o eletroduto e depois aplicar argamassa para reparo. Durante as primeiras unidades foi criada uma ficha para verificar qual equipe estava repetido esse erro, assim o mestre passava pontuando a equipe que tinha menor quantidade de problema e seria descontado no final do mês. Com essa atitude, conseguiu diminuir o aparecimento dessas manifestações patológicas.



Figura 14: Aplicação do tratamento de eletroduto exposto

3.3 Danos causados pela retirada das fauquetas

Na Figura 15 à esquerda, pode-se observar a aplicação da argamassa ACII (externamente) ou I (internamente) nas orientações preliminares colocamos a aplicação da desempenadeira metálica, mas os responsáveis pela aplicação usavam a colher de pedreiro. Para os tamponamentos da fauquetas (Figura 15, à direita) que foram danificadas na hora da retirada forma aplicadas argamassa ACI ou ACII com colher de pedreiro e verificamos que atendeu a expectativa e rapidez na produção. Após um grande treinamento para lubrificar as fauquetas não reutilizar as camisinhas e manter sempre limpas e retas, foi possível verificar uma melhor resposta e observamos que veio acontecer no final da obra quando as fauquetas já estavam no final de sua vida.



Figura 15: Aplicação de ACII

3.4 Quadro de distribuição e caixas de transmissão

Praticamente todos os quadros foram substituídos, devido que a empresa que administrava a obra já havia comprado todos os quadros para as 1040 unidades, foram realizadas testes com os novos produtos de mercado para treinamento das equipes para que na nova obra seja alterado esse produto e não causando tanto retrabalho.

3.5 Deslocamento da camada superficial de concreto

A região de Corumbá possui um clima em sua maior parte do ano com temperaturas elevadas, porém em certos períodos existiam temperaturas muito baixas, ocasionando um maior retardo no endurecimento do CAA, esse retardo na desforma acarretava um maior aparecimento de deslocamento, mesmo tendo corpos de prova de concreto com idade de 24 horas monitorando a retirada das formas, mas era concretado dois apartamentos de um vez e 3 betonadas diferentes e poderia ocorrer somente em uma delas essa característica de retardo.

Observa-se que haviam os deslocamento devido ao desmoldante, porém esse problema foi resolvido logo de início, passaram a utilizar óleo vegetal como desmoldante.

3.6 Vazamento de argamassa

No início da obra verificamos com muita frequência o vazamento de argamassa, foi melhorando gradativamente e com o controle da obra referente ao *check list* de cada equipe de trabalho que eram 5 foi fácil identificar quais estavam as empresas responsáveis e assim podíamos intensificar o treinamento. Como colocar as fauquetas em quantidade corretas acarreta tempo e as equipes ganhavam por produtividade, Figura 16.

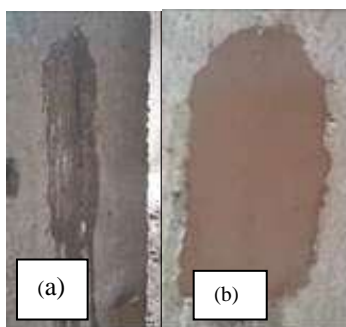


Figura 16: a) Saturação da superfície e b) Aplicação do tratamento

3.7 Aspecto geral da obra

Podemos observar que no final há qualidade nas unidades habitacionais, sendo aplicadas as orientações foi evidente que com o tempo esse tipo de sistema que é totalmente de repetição e muito rápido, melhorava gradativamente e os problemas passaram a ser resolvidos com o passar do tempo, Figura 17.



Figura 17: Aspectos finais da obra

4. CONCLUSÃO

Todos os tipos de sistemas construtivos, quando iniciados, devem ter sempre o treinamento da mão de obra, pois acarretam na qualidade do produto final, rapidez e a diminuição do retrabalho.

O sistema construtivo paredes de concreto é muito rápido, sendo importante a vigilância e acompanhamento constante, para evitar vícios de mão de obra, que podem elevar o orçamento da obra.

O uso de material não específico para o sistema construtivo de paredes de concreto pode gerar desperdícios incalculáveis, como aconteceu com os quadros de distribuição que tiveram de serem praticamente todos substituídos, gerando retrabalho e maior custo para obra, podendo ainda se uma zona frágil devido ao reparo.

Conclui-se que para usufruir das vantagens que o sistema construtivo de paredes de concreto oferece, é necessário que não haja retrabalho, nem o surgimento de danos e falhas nas edificações, sejam elas nas etapas ou nos métodos construtivos e para garantir a otimização de processo é preciso o treinamento de todos envolvidos na rotina de trabalho, tanto para executar, quanto para acompanhar e fiscalizar os serviços desenvolvidos, encontrados no uso do sistema construtivo parede de concreto: repetição seriada. Assim, mantém o tempo de execução inicial programada e fica assegurado que as manifestações patológicas tenham pouco ou nenhuma frequência.

Em nosso estudo de caso após aplicação das orientações, treinamento constante, acompanhamento e supervisão da empresa, garantiram a qualidade e durabilidade das edificações e minimizando ou até eliminando as manifestações patológicas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] ABNT NBR 16055: “Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações — Requisitos e procedimentos”, 2012, 35 p.
- [2] Bertolini, L. “Materiais De Construção: Patologia, Reabilitação, Prevenção”/ Tradução Leda Maria Marques Dias Beck, São Paulo, Oficina De Texto, 2010, 414 p.
- [3] Tutikian, B.F., Dal Molin, D.C. “Concreto Autoadensável”, São Paulo, Pini, 2015, 144 p.
- [4] ABNT NBR 15575-1: “Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1: Requisitos gerais”, 2013, 71 p.
- [5] Zanotto, G.; Lantelme, E.; Costella, M.; Laval, L. G. “Atendimento ao requisito manutenibilidade da NBR 15575:2013 em um empreendimento habitacional”, SIBRAGEC ELAGEC, São Carlos-SP, 2015, 9p.
- [6] ABNT NBR 14037: “Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações - Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos”, 2011, 16 p.
- [7] CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção Civil, 2010. Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013. Fortaleza: Gadioli Cipolla Comunicação, 2013.
- [8] KERN, A. P.; SILVA, A.; KAZMIERCZAK, C. S. O processo de implantação de normas de desempenho na construção: um comparativo entre a Espanha (CTE) e Brasil (NBR 15575/2013). Gestão e Tecnologia de Projetos, São Paulo, v. 9, n. 1, p. 89-101, 2014
- [9] Andrade, J.J.O. “Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco, Porto Alegre, 1997”. 151 p. Dissertação (mestrado em engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.



**ESTUDO DE COBERTURAS DE EDIFICAÇÕES RESIDENCIAIS SEGUNDO NORMA DE
DESEMPENHO NBR 15.575 – PARTE 5**

MARCUS DANIEL FRIEDERICH DOS SANTOS

Prof. MSc Engenheiro Civil
Universidade de Santa Cruz do Sul
RS/Brasil
marcusds@unisc.br

ANA JULIA METZ

Acadêmica de Arquitetura e Urbanismo
Universidade de Santa Cruz do Sul
RS/Brasil
anajuliametz@gmail.com

RESUMO

Existe uma grande variedade de coberturas, sejam lajes impermeabilizadas, sejam telhados com estruturas de concreto, de madeira ou ainda metálicas, bem como diversos tipos de telhas e conformação de telhado, porém todos os tipos podem apresentar manifestações atológicas e provocar grandes danos nas edificações e transtornos aos moradores. Os maiores danos causados são destelhamento e infiltrações que podem comprometer vários sistemas construtivos. A ABNT NBR 15575-5:2013 – Edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 5: Requisitos para os sistemas de coberturas, estabelece requisitos mínimos de desempenho (Nível M) e também prevê premissas de projeto. No entanto, por se tratar do sistema construtivo mais exposto à radiação direta do sol, condições de chuva e outros agentes externos de uma edificação, esta parte da norma define os requisitos para um desempenho mínimo, buscando conforto do usuário da edificação, prevenção a saúde e proteção da estrutura. Neste trabalho foi realizada uma pesquisa dos principais anos existentes em coberturas, correlacionando estes, através de uma fundamentação teórica, com base nos requisitos da NBR 15575-5:2013, visto que este sistema gera dúvidas entre construtores, incorporadores, fornecedores, projetistas e usuários, bem como é um grande gerador de manifestações patológicas e vulnerável a condições adversas do clima, principalmente na região Sul do Brasil.

Palavras-chave: Coberturas, norma de desempenho, patologias.

ABSTRACT

There are many varieties of roofs, as slabs waterproofed, roofs with concrete structures, wood or metal; as well exist different types of tiles and roof compositions, however all of this types can cause pathological manifestations on the buildings and bother to residents. The bigger damages are caused by unroofing and infiltration that can compromise many building systems. The standard NBR 15575-5: 2013 - Building Housing - Performance. Part 5: Requirements for Roofing Systems establishes the minimum of performance requirements (M level) and also project assumptions. Whereas that it is the building system more exposed to the sun's direct radiation, wet conditions and others other external actions of the buildings, this part of the standard defines the requirements for minimum performance for this system, seeking comfort for the residents, preventing structural problems and protecting the structure. For create this summary study was realized a search of the main pathological manifestations existing about roofs and correlating by theoretical foundations of the coverage based in the requirements of the ISO 15575-5: 2013, since this systems raises doubts to builders, developers, suppliers, designers and users, as well it is a big generator of construction diseases because building can be vulnerable to adverse weather conditions, particularly in southern Brazil.

Keywords: Roofs, performance standard, pathologies.

1. INTRODUÇÃO

O telhado é um elemento construtivo importante em uma edificação, e tal fato deve-se à grande área de interceptação de radiação sendo que, em regiões tropicais, a escolha adequada da telha torna-se fator principal para o conforto térmico e acústico para um adequado desempenho do conjunto.

O conceito de desempenho vem sendo discutido a mais de 40 anos no mundo todo, em julho de 2013 entrou em vigor a ABNT NBR 15575 – Edificações Habitacionais - Desempenho, a qual foca nos requisitos de segurança, habitabilidade e sustentabilidade em edifícios habitacionais. Tais requisitos trazem um novo foco para a construção

civil no país, elevando o padrão das obras por mudar conceitos com relação a sua construção, envolvendo itens como desempenho estrutural, segurança contra incêndio, segurança e uso na operação, entre outros.

A NBR 15575-5:2013 – Edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 5: Requisitos para os sistemas de coberturas, estabelece requisitos mínimos de desempenho (Nível M) e também prevê premissas de projeto.

Esta pesquisa busca levantar fundamentações teóricas e realização de ensaios sobre os sistemas de cobertura com base nos requisitos da ABNT NBR 15575-5:2013, visto que este sistema gera dúvidas entre construtores, incorporadores, fornecedores, projetistas e usuários.

2. REVISÃO DE LITERATURA

A cobertura de um edifício tem por finalidade principal abriga-lo contra as intempéries, e deve possuir propriedades isolantes. Uma cobertura deverá ser impermeável, resistente, inalterável quanto a forma e o peso, leve, de secagem rápida, de fácil colocação, de longa duração, de custo econômico, de fácil manutenção, deverá prestar-se às dilatações e contrações, e ter um bom escoamento. [1]

Segundo pesquisa realizada pelo instituto paranaense IDD, as manifestações patológicas ocorrem em diferentes partes de uma residência térrea, no entanto, manifestam-se com mais frequência na cobertura, o gráfico ilustra a relação com os outros elementos construtivos que compõe a residência

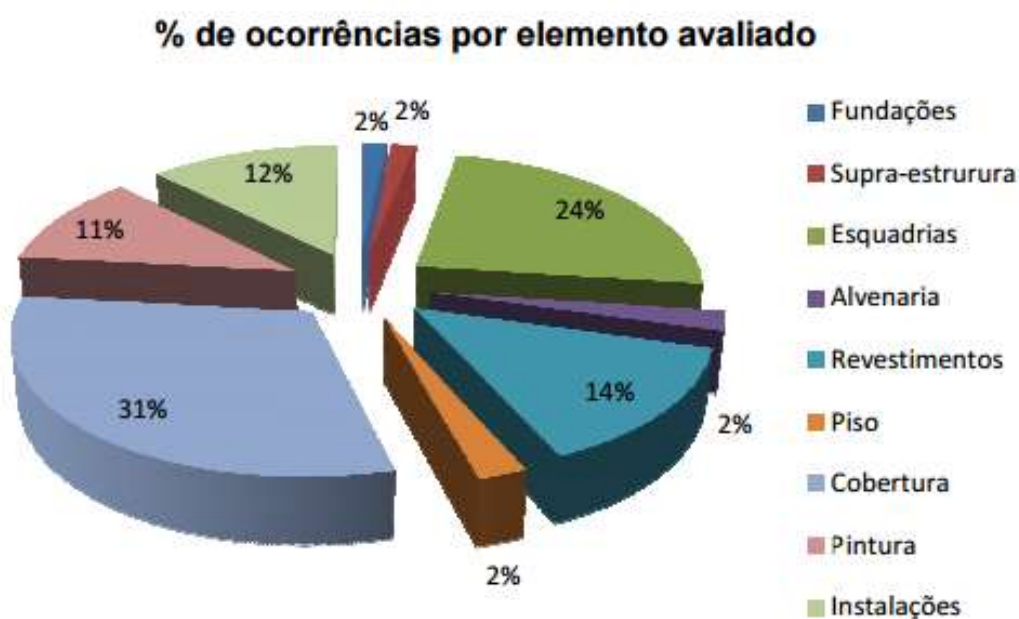


Figura 01: Gráfico de manifestações patológicas em residência (fonte: <http://www.imap.curitiba.pr.gov.br>)

Com o passar do tempo e muitas vezes também pela falta de manutenção anual, acumulam-se nos telhados de telha de barro, telha de cimento ou telha de fibrocimento, detritos de origem mineral, trazidos pelos ventos e pelas chuvas e outros que se desprendem das próprias telhas, e de origem orgânica devido, por exemplo, a dejetos de aves e insetos.

Se, para além dos referidos fatores, existir ainda a temperatura adequada e a proximidade com zonas de vegetação exuberante, então estão reunidas todas as condições para o aparecimento de fungos, algas, musgos e líquenes, que apresentam cores avermelhadas, verdes ou negras, que conferem aos telhados, um aspecto bastante degradado e envelhecido.

Porém ventos, granizos, falta de manutenção, de projeto e de uso são outros itens que geram patologias e reduzem a durabilidade desta importante parte de uma construção.

3. METODOLOGIA

Foram estudados teoricamente alguns requisitos da ABNT NBR 15575-5:2013 juntamente com seus critérios. Ainda, de acordo com a norma citada serão realizadas verificações in loco nos sistemas de coberturas (SC) para que seja



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



registrada a ocorrência de patologias. Dentre os trabalhos executados, através de análise de normas e bibliografia disponível, é importante registrar um resumo da metodologia adotada:

- Estudo relativo à ação de granizo em coberturas e busca de parâmetros ou indicações para referência na elaboração de projeto de cobertura;
- Levantamento de solicitações de montagem ou manutenção em fachadas relativas aos critérios de cargas para coberturas acessíveis aos usuários, principalmente na etapa de pintura ou qualquer eventual manutenção da fachada;
- Possibilidade de manutenção e operação analisando os critérios de caminhamento de pessoas sobre o sistema de cobertura para diferentes tipos de telha, visto que a incidência de pessoas que sofrem quedas de telhado é significativa em coberturas, principalmente em coberturas avariadas por temporais;
- Busca de subsídios para se obter salubridade no ambiente habitável, aos critérios de impermeabilidade, estanqueidade do sistema de cobertura, captação e escoamento de águas pluviais bem como estanqueidade para sistemas de coberturas impermeabilizados;
- Índices e elementos mais utilizados para se obter o isolamento ou redução do impacto térmico na cobertura, onde são registrados os índices de desempenho do conjunto da cobertura;
- Soluções, principalmente de caimento de telhado, para aumentar a vida útil da das coberturas para diferentes tipos de telhas;
- Registro dos parâmetros e periodicidade previsto em norma para manutenção dos componentes de uma cobertura.

Neste trabalho também foi realizado, paralelo aos itens citados na norma de desempenho, levantamento possíveis patologias que podem ocorrer, caso não sejam atendidas as condições previstas para um sistema de cobertura.

4. RESULTADOS

4.1 OCORRÊNCIA DE CHUVAS NO RIO GRANDE DO SUL

O estado do Rio Grande do Sul conta com grande incidência de raios, vendavais, granizos e elevado volume de chuvas, é o estado mais atingido por intempéries como essas no Brasil. Nos meses de setembro e outubro do ano de 2015 o Rio Grande do Sul foi drasticamente atingido pelo fenômeno El Niño e fez cerca de 177 mil vítimas diretas neste período. Segundo dados da Defesa Civil foram 132 municípios atingidos, 6.408 famílias desalojadas e 1.353 desabrigadas entre enchentes, quedas de árvores e falta de energia elétrica, ocorreu também queda de granizo em várias cidades, o que resultou em destelhamento de muitas residências. Acompanhando a repercussão das notícias foi possível identificar diversas situações que poderiam ter sido evitadas se existisse a preocupação com um projeto de cobertura ou em adquirir um material de qualidade.

Observou-se, por registros fotográficos e vídeo, que dentre as casas que tiveram a cobertura danificada devido a tempestade de pedras de gelo, cerca de 90% era composta por telhas de fibrocimento, sendo que este tipo de telha é muito usada em função do seu baixo custo inicial. Segundo a ABNT NBR 7581-3:2012 a comercialização e utilização de telhas de fibrocimento de 4mm, 5mm, 6mm e 8mm é permitida, no entanto é importante ressaltar que as telhas de 4mm e 5mm são frágeis e vulneráveis à intempéries de grande porte, como as que ocorreram no estado. Entende-se que a maioria das famílias atingidas possuem baixa renda, sendo este um dos fatores determinantes para a escolha do sistema de cobertura é o baixo custo.

Estes casos chuvas de intensas, provam que o planejamento prévio de qual tipo de cobertura utilizar, o espaçamento indicado entre as ripas (galga) e inclinação ideal, são fatores determinantes para o bom desempenho das mesmas frente a intempéries como essa que ocorrem anualmente sempre deixando muitas famílias sem abrigo.

Segundo a defesa civil estadual, os prejuízos totais do estado no mês de outubro devido as chuvas somam R\$867,5 milhões de reais. Em Encantado, município que faz parte do Vale do Taquari, a chuva de granizo atingiu em torno de 350 residências. No interior do município, aviários foram atingidos pelas pedras de gelo, provocando danos em 70% da população mais retirada da cidade. (fonte: Zero Hora outubro de 2015)



Figura 01: Telhado com telhas de fibrocimento danificado pela chuva de granizo.

O início do ano de 2016, na região Sul do Brasil, foi marcado pelas fortes chuvas, atingindo principalmente a capital Porto Alegre, a qual enfrentou dias sem energia elétrica, além de ruas alagadas e interrompidas por árvores que caíram devido aos ventos que chegaram a marca de 119,5 km/h. A cidade registrou ainda o destelhamento de parte da cobertura do Shopping Praia de Belas, além da total destruição de um posto de gasolina no mesmo bairro do shopping.



Figura 02: Posto de gasolina destruído no Bairro Praia de Belas (Foto: Diego Guichard /G1)

4.1 Ações de intempéries

O emprego de materiais, técnicas e sistemas construtivos, inadequados às construções tradicionais dos telhados, pode acarretar inúmeras deteriorações na edificação. As principais têm origem nas goteiras, quer por percolação nas telhas mal queimadas quer por infiltração em cumeeiras, beirais e algerozes quer por transbordamento nas calhas sendo que o telhado é o principal elemento de estanqueidade de uma cobertura. [5]

As principais patologias que estão presentes nos telhados são registradas na Tabela 1, identificando sua causa e principais manifestações.

Tabela 1 – Principais patologias observadas em telhado.

Tipos de Telhas	Erros de	Causas	Manifestações
De barro cozido • Tipo francesa • Colonial • Planas	Projeto	<ul style="list-style-type: none"> • Caimento inadequado para o telhado <ul style="list-style-type: none"> ➢ Muito Alto – Telha Escorrega ➢ Muito Baixo – Penetra água no trespassse • Dimensionamento incorreto da estrutura do telhado (flechas exageradas) 	<ul style="list-style-type: none"> • Goteiras • Apodrecimento do madeiramento • Mofo na superfície inferior da telha • Fungo sobre a telha • Manchas de umidade • Eflorescência • Ruptura por congelamento
	Execução	<ul style="list-style-type: none"> • Madeiramento mal executado • Fixação inadequada das telhas • Falta de imunização contra cupim do madeiramento • Sistema de encaixes longitudinais e laterais inadequados 	
	Materiais	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa qualidade das telhas: porosas, muito finas, empenadas, tamanhos variáveis 	
	Manutenção	<ul style="list-style-type: none"> • Telhas quebradas ou fissuradas • Telhas com fungos e com degradação • Telhas fora de posição (escorregamento) 	
De fibro-cimento • Onduladas • Calhetões	Projeto	<ul style="list-style-type: none"> • Caimento inadequado • Trespases laterais e longitudinais insuficientes • Deformação lenta da telha produzindo flexão da mesma 	<ul style="list-style-type: none"> • Goteiras • Apodrecimento de madeiramento • Acúmulo de água por deformação lenta • Mofo na superfície inferior • Fungos sobre a telha • Fissura na telha
	Execução	<ul style="list-style-type: none"> • Fixação inadequada das telhas colocando mal o parafuso (na parte baixa da onda) ou sem vedação nos furos de fixação • Trespases inadequados 	
	Materiais	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa qualidade: muito finas, grande deformação lenta 	
	Manutenção	<ul style="list-style-type: none"> • Telhas quebradas ou fissuradas • Telhas com fungos e mofo 	
Metálicas Onduladas Auto-portantes	Projeto	<ul style="list-style-type: none"> • Caimento inadequado • Trespases inadequados • Madeiramento mal dimensionado 	<ul style="list-style-type: none"> • Amassamento • Corrosão • Gotejamento • Manchas
	Execução	<ul style="list-style-type: none"> • Pregos de fixação mal colocados e sem vedação • Disposição errada das telhas • Trespases errados 	
	Materiais	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa qualidade, muito finos, pouco resistente 	
	Manutenção	<ul style="list-style-type: none"> • Sem pintura protetora • Telhas com furos pela oxidação 	

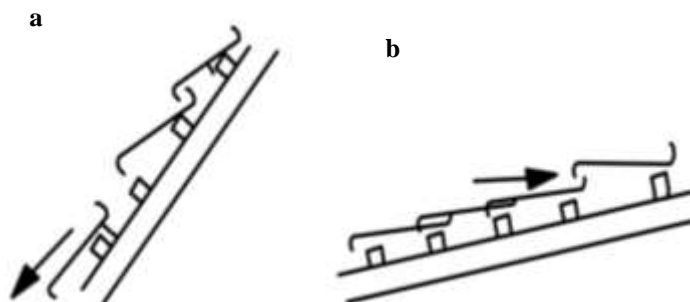
4.1.1 Vento

Além de destelhamento de sistemas de cobertura quando atinge velocidade muito elevada, o vento também pode ser um dos fatores aliados à falta de manutenção de uma cobertura, isso porque o mesmo pode trazer consigo detritos de origem mineral que necessitam ser retirados para que a cobertura possa continuar funcionando. “Ressalta-se que o simples apoio das telhas pode funcionar em áreas com ventos de baixa intensidade, como são os ventos no Mato

Grosso. Em áreas com ventos de maior velocidade, como no Rio Grande do Sul, recomenda-se utilizar uma forma de apoio ou fixação que vise resistir aos esforços do vento “[9].

Na Figura 03 a seta representa a ação dos ventos, quando a inclinação do telhado é muito acentuada, as telhas podem vir a se desprender da estrutura, como mostra a imagem “a”, caso a inclinação seja muito baixa, a água das chuvas pode forçar a entrada por baixo das telhas, como ilustrado na imagem “b”.

Figura 03: Caimento de telhas e a ação dos ventos (VERÇOZA, 1991).



4.1.2 Granizo

Trata-se de uma carga acidental pontual que atua sobre o sistema de cobertura, provocando danos em alguns casos, dependendo do tipo de telha que está sendo utilizado, ou da instalação da mesma no local. No Rio Grande do Sul ocorrem registros de chuvas de granizo anualmente e muitas famílias são atingidas pelas mesmas, a partir de uma análise frente às chuvas que o estado gaúcho enfrentou nos meses de setembro e outubro do ano de 2015, foi possível constatar que a maioria das casas que tiveram a cobertura danificada pelas chuvas de granizo contava com telhas de fibrocimento de no mínimo 4 mm a 6 mm, as quais são permitidas pela NBR 7581-1:2012 e pela norma de desempenho 15575-5.

Sabe-se que as telhas de menor espessura são mais acessíveis financeiramente para muitas famílias, no entanto representam um risco para as mesmas, tendo em vista que não contam com boa resistência frente a intempéries deste tipo. A NBR 7581-1:2012 deveria ser revisada, pois permitir a fabricação e comercialização de um material frágil como a telha de fibrocimento de 4mm e 5 mm, não alertando para sua fragilidade a ação de granizo e ventos fortes.

4.1.3 Térmico

O isolamento térmico do sistema de cobertura é de extrema importância para que o conforto térmico no ambiente que a mesma abriga seja agradável ao usuário, para isso são estabelecidos valores que devem ser obedecidos para que o isolamento funcione da melhor maneira possível, pois os mesmos variam de sistema para sistema. A tabela 02 indica a diferença que cada combinação de materiais apresenta.

Tabela 02 : Informações do catálogo de propriedades térmicas de paredes e coberturas da UFSC – Lab EEE

TABELA DE ÍNDICES TÉRMICOS		
Sistema de cobertura	*U [W/(m².K)]	**Ct [Kj/(m².K)]
Telha cerâmica + câmara de ar + laje maciça 10cm	2,05	238
Telha cerâmica+ câmara de ar + laje pré-moldada com cerâmica 12cm	1,79	185
Telha cerâmica + câmara de ar + forro de PVC 1cm	1,75	21
Telha cerâmica + câmara de ar + forro de madeira 1cm	2,02	26
Telha cerâmica + câmara de ar + forro de gesso 3cm	1,94	37
Telha cerâmica + câmara de ar + laje pré-moldada com EPS 12cm	1,52	150
Telha de fibrocimento + câmara de ar + laje maciça 10 cm	2,06	233
Telha de fibrocimento + câmara de ar + laje pré-moldada com cerâmica 12cm	1,79	180
Telha de fibrocimento + câmara de ar + forro de PVC 1cm	1,76	16
Telha de fibrocimento + câmara de ar + forro de madeira 1cm	2,02	21
Telha de fibrocimento + câmara de ar + forro de gesso 3cm	1,95	32
Telha de fibrocimento + câmara de ar + laje pré-moldada com EPS 12cm	1,52	145

*U = Transmitância **Ct = Capacidade térmica



4.2 Desgastes ao longo da vida útil

4.2.1 Corrosão em estrutura metálica

Quase todos os processos de corrosão são espontâneos, o que muda são as velocidades de ocorrência, e isto depende de vários fatores como o tipo de material, características do meio, temperatura etc. Alguns metais são intrinsecamente mais resistentes que outros e alguns meios são também mais corrosivos que outros. [3]

As patologias mais comuns em estruturas de aço são:

- A Corrosão localizada é causada por deficiência de drenagem das águas pluviais e deficiências de detalhes construtivos, permitindo o acúmulo de umidade e de agentes agressivos. Já a corrosão generalizada é causada pela ausência de proteção contra o processo de corrosão.
- A sobrecargas ou efeitos térmicos não previstas no projeto original, ou ainda, deficiências na disposição de travejamentos provocam a deformação excessiva na estrutura metálica. Em caso de uso incorreto de modelos estruturais, ou deficiências no enrijecimento local de chapas ou até mesmo imperfeições geométricas, pode-se nomear tal patologia como Flambagem que pode ser local ou global.
- Em casos de falhas, estas iniciadas por concentração de tensões, devido a detalhes de projeto inadequados, defeitos de solda, ou variações de tensão não previstas no projeto, nomeia-se tal patologia como fratura e propagação de fraturas. [4]

4.2.2 Ação de agentes biológicos

As chuvas, o vazamento de encanamentos, e a má instalação do sistema de cobertura estão diretamente associadas às patologias provocadas por agentes biológicos. Segundo VERÇOZA (1991), é extremamente comum ocorrer vazamentos em calhas, condutores, algerozes e outros aparelhos que são utilizados com a finalidade de se coletar a água vinda de chuvas. Vazamentos como estes muitas vezes são percebidos somente quando já existe infiltração ou até mesmo goteiras.[6]

O mofo é uma patologia muito constante em telhados, afetando mais em questões estéticas dos mesmos. O crescimento do mofo está diretamente ligado a umidade existente, no caso de uma cobertura, nas partes em que a água fica acumulada, devido a falhas no caimento do mesmo ou até mesmo pela má instalação de calhas e algerozes.

A ferrugem é uma reação da oxidação que aos poucos vai deteriorando o metal. Ocorre mais comumente em regiões do sistema de cobertura que são fixados com parafusos, como por exemplo, as calhas e tratando-se de telhas, as metálicas. A ferrugem inicialmente pode ser apenas uma questão estética, mas com o passar do tempo a situação tende a se agravar e trazer problemas para o ambiente interno, por isso primeiramente é necessário instalar corretamente todo o sistema de cobertura para evitar tais agentes e caso o sistema tenha sido atingido pelos mesmos, realizar a correta manutenção.

4.3 Falta de manutenção

Cada tipo de telha tem um período recomendado pelo fabricante para realizar a manutenção periódica, sendo assim caso o usuário não faça a mesma, automaticamente perde a garantia do produto. A manutenção está associada a presença de agentes biológicos, isso porque se não é feita com a frequência recomendada o sistema pode apresentar falhas e tornar o ambiente interno insalubre. Problemas como telhas quebradas, vazamentos, cupins, ferrugens, entre outros, podem ser resolvidos se for feita a manutenção preventiva. A ABNT NBR 5674 recomenda que seja feita a manutenção do sistema de cobertura anualmente, verificando itens como a integridade estrutural dos componentes, vedações, fixações, além de reconstituir e tratar onde necessário.

Tabela 03: Manutenção preventiva do sistema de cobertura (fonte: NBR 5674)

Periodicidade	Sistema	Elemento/ componente	Atividade	Responsável
A cada ano	Sistema de cobertura		Verificar a integridade estrutural dos componentes, vedações, fixações, e reconstituir e tratar, onde necessário	Equipe de manutenção local/ Empresa especializada

4.3.1 Cuidados para realizar manutenção

Em uma edificação, deve-se prever ainda em projeto, soluções de platibanda e laje que suportem equipamentos de manutenção apoiados nas mesmas, como por exemplo, o balancim. Se a platibanda for apenas de alvenaria, não será possível apoiar tal equipamento, isso por que, essa platibanda terá tendência ao “giro”, ou seja virá a cair com o peso do balancim.

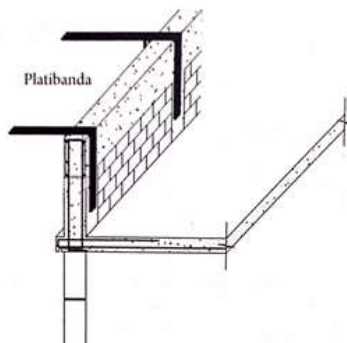


Figura 04: Balancim apoiado em platibanda de pilares e viga de concreto armado engastado em laje maciça. [2]

4.3.2 Equipamentos mínimos para manutenção de coberturas

Balancim manual, balancim elétrico, cadeirinha e afastador, utilizando cabo de aço corretamente fixado junto a estrutura da construção, e assegurando-se que a fixação e o cabo suportam os pesos do balancim bem como os trabalhadores, executar o passo da aproximação do afastador de uma das laterais da edificação na parte superior da mesma.

Em uma edificação, deve-se prever ainda em projeto, soluções de platibanda e laje que suportem equipamentos de manutenção apoiados nas mesmas, como por exemplo, o balancim. Se a platibanda for apenas de alvenaria, não será possível apoiar tal equipamento, isso por que, essa platibanda terá tendência ao “giro”, ou seja virá a cair com o peso do balancim.

4.4 Telhado com telha cerâmica ou telha de concreto

Em telhados com telha cerâmica ou telha de concreto deve-se ter o cuidado de não caminhar sobre uma só onda da telha, o indicado é pisar sobre duas ondas juntas, assim a carga é distribuída entre duas telhas diminuindo as chances de ruptura. Além disso, não se deve pisar na extremidade das telhas, sempre no meio, usando sempre sapatos antiderrapantes pois as mesmas podem se encontrar escorregadias em situações de sereno, umidade ou chuva.

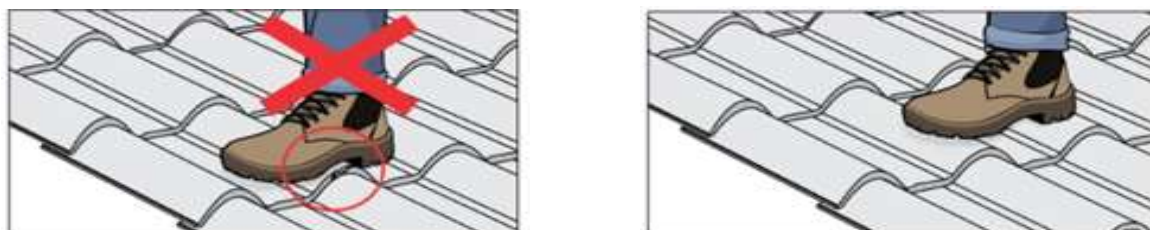


Figura 05: Caminhamento para manutenção da cobertura (fonte- catalogo telha perkus)

4.5 Telhado com telha de Fibrocimento

No caso das telhas de fibrocimento recomenda-se que em situações de manutenção, jamais se deve pisar diretamente sobre as telhas, pois a ação pode resultar em fissuras, trincas ou até mesmo a quebra da telha, podendo resultar em um acidente. A maneira correta de realizar a manutenção é dispor pontos de apoio e sobre estes pontos utilizar tábuas, para que assim o peso seja distribuído e a manutenção seja feita com segurança.

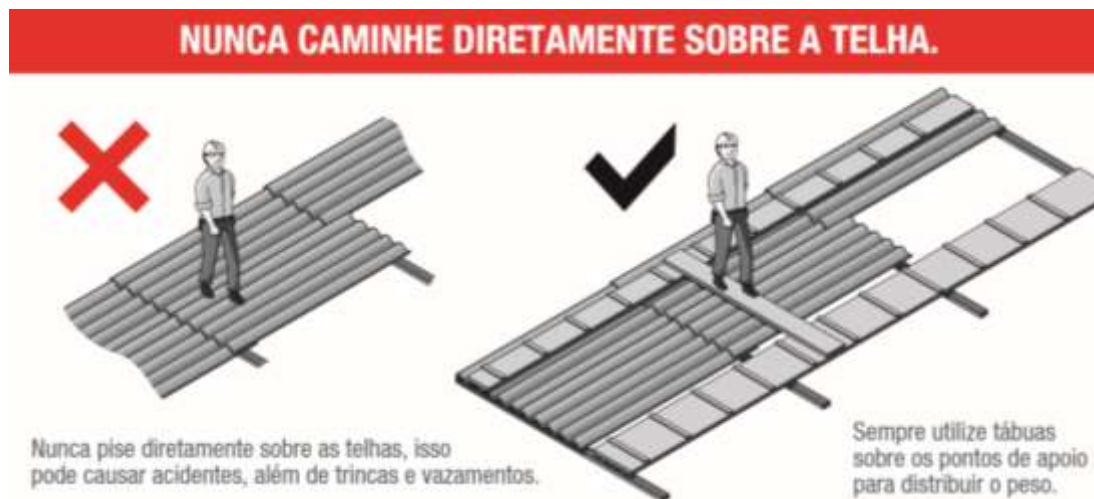


Figura 06: Maneira correta e incorreta de manutenção de telhas de fibrocimento
(Fonte: Filipeta técnica telha ondulada Brasilit)

4.6 Caminhamento

Segundo a NBR 15575-5, todos os tipos de sistema de cobertura (telhado, laje, etc) devem suportar carga vertical concentrada maior ou igual a 1,2 kN sem que apresentem qualquer tipo de falha.

A NBR 15310:2009 especifica no Anexo C quais são os requisitos mínimos que a telha cerâmica deve atender para caminhamento de pessoas e outras cargas em cima da cobertura. Para as telhas de fibrocimento a NBR 7581:2012 descreve no ensaio de flexão para telhas não estruturais e os valores mínimos a serem obedecidos. A NBR 13858-2 especifica os valores mínimos a serem respeitados para telhas de concreto.

4.7 Estudo de isolamento acústico da cobertura em relação aos sons aéreos

Ruído de impacto em piso Comportamento em Campo O valor de $L'nTw$, depende de vários fatores: Rigidez da laje, Espessura, Densidade do material, Módulo de Young, Armaduras (bitola e malha), Forma de vinculação das 4 bordas da laje na estrutura (interligação de armaduras), Vãos nas duas direções, Forma de vinculação ou contato com as paredes.[10]

4.8 Nível de ruído de impacto nas coberturas acessíveis de uso coletivo

As coberturas de uso coletivo devem apresentar nível de pressão sonora de impacto padronizado ponderada ($L'nTw$), conforme os limites e níveis de desempenho abaixo:

Tabela 04 – Tabela de índices acústicos em coberturas acessíveis

Elemento Sistema	$L'nTw$ [Db]	Nível de desempenho
Cobertura acessível, de uso coletivo	51 a 55	M
	46 a 50	I
	≤ 45	S

Fonte: Proacustica

5. CONCLUSÕES

O projeto de cobertura ainda não é visto como um fator importante na obra, sendo assim há a preocupação com o arquitetônico sem pensar que o sistema de cobertura existente na residência é tão importante quanto a totalidade do projeto. O telhado é aquele que protege o local de intempéries, doenças, chuvas, ventos, etc, ou seja, mantém o ambiente salubre. A despreocupação com o sistema de cobertura tem ocasionado vazamentos, devido a má fixação ou



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



posicionamento errôneo das peças, quebra de telhas devido a falta de estruturação, enfim, uma série de problemas que podem vir a surgir com o passar dos anos.

Neste estudo estamos ressaltamos a importância do projeto de cobertura em uma residência, e estes casos que ocorrerem com as chuvas intensas, vendavais e ocorrência de granizo provam que o planejamento prévio de qual tipo de cobertura utilizar, o espaçamento indicado entre as ripas (galga) e inclinação ideal, são fatores determinantes para o bom desempenho das mesmas frente a intempéries como essa que ocorrem anualmente, deixando muitas famílias sem abrigo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] AZEREDO, Hélio Alves de . *O edifício até sua cobertura*. 2ª ed. 1977. 188p.
 - [2] PARSEKIAN, Guilherme Aris, *Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto*. 2012. 85p.
 - [3] Revista Engenharia Civil Corrosão de Estruturas , Junho de 2013
 - [4] <http://www.metallica.com.br/patologias-comuns-em-estruturas-metallicas> (acesso 06/02/2016)
 - [5] TINOCO, J.E.L. *Telhados Tradicionais: Patologias, reparos e manutenção*, 2007
 - [6] VERÇOZA, E. J. *Patologia das Edificações*. Porto Alegre, Editora Sagra, 1991. 172p.
 - [7] DE SOUZA, M.F. *Patologias ocasionadas pela umidade em edificações*, 2008, 54p.
 - [8] BORGES, de Campos Alberto . *Prática das pequenas construções*
 - [9] FLACH, S.R. *Estruturas para telhados: Análise Técnica de Soluções*, 2012, 81p.
 - [10] http://www.proacustica.org.br/assets/files/DiaRuido/Apresentacoes-2013/FulvioVitorino_IPT_24AbrilProAcustica.pdf
- _____. *NBR 15575-5: Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 5: Requisitos para os sistemas de coberturas*. Rio de Janeiro, 2013.
- _____. *NR - 18: Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção* .
- _____. *NBR 7581-1: Telha ondulada de fibrocimento- Parte 1: Classificação e requisitos*. Rio de Janeiro, 2012.
- _____. *NBR 13858-1: Telhas de concreto - Parte 1: Projeto e execução de telhados*. Rio de Janeiro, 1997.
- _____. *NBR 5764: Manutenção de edificações- Requisitos para o sistema de gestão de manutenção*. Rio de Janeiro, 2012.
- _____. *NBR 15310: Componentes cerâmicos - Telhas - Terminologia, requisitos e métodos de ensaio*. Rio de Janeiro, 2009.
- <http://www.telhasperkus.com.br/> - Catálogos telha Perkus (acesso 20/12/2015)
- <http://www.imap.curitiba.pr.gov.br> (acesso 29/02/2016)
- <http://www.brasilit.com.br/> - Catálogos Brasilit (acesso 04/11/2015)
- Laboratório de eficiência energética em edificações, Lab EEE - <http://www.labee.ufsc.br/node/105>



**ESTUDO DE PRÁTICAS DE EXECUÇÃO QUE PODEM GERAR MANIFESTAÇÕES
PATOLÓGICAS EM EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL NA CIDADE DE BELO
HORIZONTE - MG**

A. M. DIAS

Mestrando em Engenharia Civil
CEFET-MG
Minas Gerais; Brasil
anieldias@globocom

F. C. S. SANTOS

Mestrando em Engenharia Civil
CEFET-MG
Minas Gerais; Brasil
felipecarvalho.bio@gmail.com

L. A. C. RAPOSO

Engenheiro Civil
UFSJ
Minas Gerais; Brasil
lucas.raposo@hotmail.com

RESUMO

O Brasil apresenta uma grande quantidade de construções em alvenaria estrutural. O crescimento da utilização desse método construtivo é consequência do programa *Minha Casa Minha Vida* do Governo Federal, que estimula as construtoras a produzirem edifícios a custos mais baixos. Apesar de economicamente vantajosos em relação ao concreto armado, é necessário um sistema eficaz de controle de qualidade para inibir o surgimento de manifestações patológicas que comprometam a estrutura e garantir a durabilidade da edificação, como é exigido pela norma de desempenho ABNT NBR 15575. Devido ao surgimento dessas manifestações em vários edifícios em alvenaria estrutural no Brasil, o trabalho pretendeu analisar obras na cidade de Belo Horizonte, construídas com esse método, com o objetivo de avaliar práticas empregadas durante a execução da obra que contribuem para o surgimento das manifestações.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, manifestações patológicas, edifícios.

ABSTRACT

Structural masonry is widely used in brazilian's construction industry. Growth utilization of this constructive method is due to *Minha Casa Minha Vida*, a Federal Government social program that stimulates constructors to produce lower cost buildings. Although it is more profitable in comparison to reinforced concrete, it demands a quality control system in order to prevent pathological manifestation that can harm the structure and assure buildings durability, as required by the performance standard ABNT NBR 15575. Due to several pathological manifestation in structural masonry buildings in Brazil, this work will analyze under constructions masonry buildings in the city of Belo Horizonte aiming evaluate constructions practices that can contribute to future pathological manifestation.

Keywords: structural masonry, pathological manifestation, buildings.

1. INTRODUÇÃO

Corrêa *et al.* [1] afirma que “a alvenaria é um sistema construtivo bastante tradicional, tendo sido muito utilizado desde o início da atividade humana de executar estruturas para os mais variados fins. Com a utilização de blocos de diversos materiais, como argila, pedra e outros, foram produzidas obras que desafiaram o tempo, atravessando séculos ou mesmo milênios, e chegando até nossos dias como verdadeiros monumentos de grande importância histórica”.

Segundo Tauil *et al.* [2], neste sistema, a alvenaria é a estrutura da edificação, pois as paredes distribuem as cargas uniformemente ao longo das fundações, além de promover segurança, resistir a impactos, isolar e proteger os ambientes e impedir a entrada de vento e chuva no interior dos ambientes.

De acordo com Hoffmann *et al.* [3], as principais vantagens da alvenaria estrutural são a racionalização, redução de custos e de prazos de execução. Por outro lado, as desvantagens são as limitações do projeto, falta de mão de obra qualificada e a falta de fornecedores.

Para que as vantagens sejam maiores que as desvantagens e o resultado do empreendimento seja satisfatório, é necessário que a obra tenha qualidade. Barros Neto [4] destaca que a possibilidade de construir uma edificação durável

é maior quando se utiliza materiais e componentes de boa qualidade e a execução é realizada respeitando as normas técnicas estabelecidas.

Nesse contexto, este trabalho visa identificar a utilização dos materiais e os erros na execução de obras de alvenaria estrutural na cidade de Belo Horizonte - MG que, por consequência, podem gerar manifestações patológicas e, além de esteticamente ruins, podem diminuir a vida útil da edificação ou até mesmo comprometer a estabilidade da estrutura.

2. METODOLOGIA

Para atingir o objetivo, foram realizadas visitas a duas obras de diferentes construtoras e diferentes regiões da cidade de Belo Horizonte. Nelas foram observados aspectos importantes como os materiais escolhidos pelas construtoras para execução das paredes e os métodos de estocagem desses materiais, o processo de fabricação e transporte de argamassa e o aspecto visual da alvenaria construída como: espessura de juntas, integridade dos blocos e preenchimento das juntas verticais.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Obra A

A construtora responsável por esta obra possui mais de 20 anos de mercado e já realizou dezenas de empreendimentos residenciais, tanto em concreto armado, quanto em alvenaria estrutural. O edifício possui 6 pavimentos e 1.270,40 m² de área construída e é composto por 8 apartamentos de médio padrão, com área de 90,00 m² cada (apartamento tipo). A Figura 1 mostra o esboço do projeto arquitetônico de sua fachada principal.

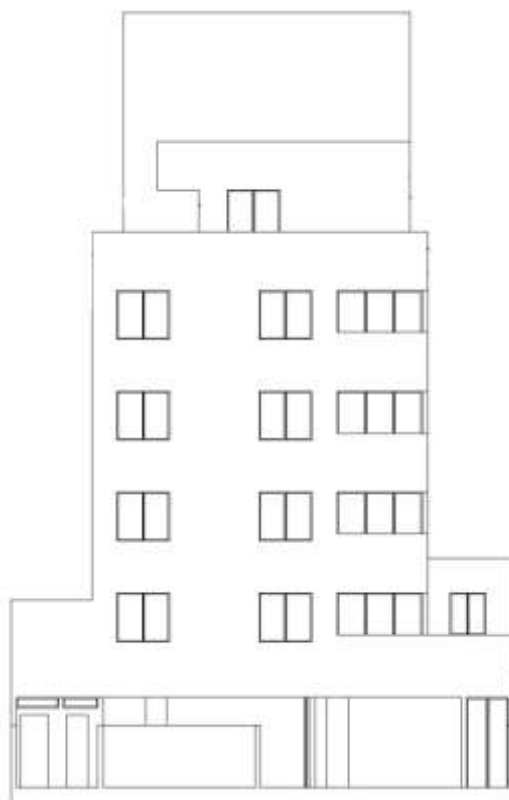


Figura 1: Fachada principal do Edifício.

3.1.1 Materiais da obra A

Para a execução da alvenaria estrutural da obra, foram utilizados os seguintes materiais: blocos estruturais de concreto, blocos estruturais cerâmicos, cimento e areia. Os blocos de concreto foram utilizados no primeiro pavimento (primeiro andar da edificação). A justificativa para a sua utilização nesse pavimento foi pelo fato do bloco ter uma resistência de 6 MPa, maior que a do bloco cerâmico disponível no mercado.

Já os blocos cerâmicos foram utilizados nos pavimentos superiores ao primeiro pavimento. A justificativa para a sua utilização nos pavimentos superiores foi o fato do bloco cerâmico ser mais barato que o bloco de concreto. Apesar de ter uma resistência de 4 MPa, menor que a do bloco de concreto, a carga suportada por ele é menor, sendo assim, suficiente. Tanto os blocos cerâmicos quanto os de concreto foram entregues na obra em paletes e foram armazenados próximos aos locais de aplicação, conforme se vê na Figura 2. Os blocos também são transportados através de guinchos.



Figura 2 – Armazenamento de blocos na obra A.

Foram feitos ensaios visuais, de esquadro e de planicidade em obra, assim como dos blocos de concreto. Não foram enviadas amostras a laboratórios para ensaios. A utilização desse material fora das especificações, pode ocasionar em uma planicidade irregular da alvenaria. Observa-se que os dois tipos de blocos não estão armazenados separadamente e não estão cobertos para evitar a absorção de umidade que dificulta e pode prejudicar a execução da alvenaria.

O cimento utilizado, não apenas na parte estrutural, mas também em toda a obra, foi o cimento do tipo CII-E-32. O material foi entregue pelo fornecedor em embalagens de 50 kg e foram transportados em paletes até o local de armazenamento. Os sacos foram armazenados na garagem da edificação e não foram cobertos com lona, já que o local era coberto e de baixa umidade. A Figura 3 mostra como foi feita a estocagem do cimento utilizado na obra.



Figura 3 – Estocagem de cimento na obra A.

Como é mostrado na Figura 3, o material não está armazenado como é exigido pela NBR 12655 ABNT [5], que determina que “o cimento fornecido em sacos deve ser guardado em pilhas, em local fechado, protegido da ação de chuva, névoa ou condensação. Cada lote recebido numa mesma data deve ser armazenado em pilhas separadas e

individualizadas”. Os sacos poderiam estar cobertos por uma lona e separados de outros materiais. A utilização do cimento em mal estado de conservação pode baixar a resistência da argamassa, podendo causar fissuras, já que o material pode não resistir as cargas previstas em projeto.

As faixas de areia especificadas apresentavam as granulometrias média e grossa. Foram compradas por tonelada e chegaram à obra em caminhões tipo caçamba. Esse material não foi pesado para conferência e não passou por ensaios de laboratório. Foi armazenado em baias na garagem e, assim como o cimento, não foram cobertos por lonas. Esse material, assim como o cimento, também pode comprometer a qualidade da argamassa e causar fissuras pelo mesmo motivo citado anteriormente.

A distância da areia até a betoneira era de, aproximadamente, 3 metros e o transporte era feito também por um operário, utilizando carrinho de mão ou padiolas, dependendo da quantidade usada. A Figura 4 mostra como foi feito o armazenamento da areia utilizada na obra e também a distância da betoneira.



Figura 4 – Estocagem de areia e distância até a betoneira.

Como vimos na Figura 4, o material não foi armazenado como é exigido na NBR 12655 ABNT [5], que diz que “o depósito destinado ao armazenamento dos agregados deve ser construído de maneira tal que evite o contato com o solo e impeça a contaminação com outros sólidos ou líquidos prejudiciais ao concreto”. A areia está em contato direto com o chão, permitindo que ele se misture a outros materiais, além de estar exposto, semelhante ao cimento.

3.1.2 Produção e transporte da argamassa da obra A

A dosagem dos materiais para a argamassa de assentamento é realizada em uma betoneira de 400 litros, envolvidos na dosagem estão um operador de betoneira e dois serventes, como ilustrado na Figura 5.



Figura 5 – Mistura de argamassa.

Em uma “betonada” são adicionados um saco de cimento (CPII-E-32), 8 “carrinhos” de areia industrializada e 25 litros de água (utilizando 2,5 baldes de 10 litros).

Além da orientação dos encarregados da obra para melhor realização do traço, os funcionários da obra são orientados por placas junto a betoneira, como a mostrada na Figura 6.

TRAÇO DA ARGAMASSA	
CHAPISCO	
3 - CARRINHOS DE AREIA INDUSTRIALIZADA	1 - SACO DE CIMENTO
25 LITROS DE ÁGUA	
1 - LITRO DE BIANCO	
REBOCO PARA AREIA FRIA E FAIXADA	
5 - CARRINHOS DE AREIA INDUSTRIALIZADA	1 - SACO DE CIMENTO
150 ML - DE PLASTIFICANTE VADALITE	
20 - LITROS DE ÁGUA	
REBOCO INTERNO	
6 - CARRINHOS DE AREIA INDUSTRIALIZADA	1 - SACO DE CIMENTO
150 ML - PLASTIFICANTE VEDALITE	
20 LITROS DE ÁGUA	
ALVENARIA	
8 CARRINHOS DE AREIA INDUSTRIALIZADA	1 - SACO DE CIMENTO
25 - LITROS DE ÁGUA	

Figura 6 – Traço para argamassa.

A construtora buscou a realização de um traço 1:4 (em volume), para obter uma argamassa de assentamento com 6 MPa. É importante salientar que a empresa solicitou, em uma ocasião, a realização de um ensaio de resistência à compressão dessa argamassa e os resultados possuíram valores acima da resistência esperada.

A betoneira foi instalada no primeiro pavimento da obra (nível da rua) e muito próxima ao guincho que realizava a suspensão dos materiais para os outros pavimentos. O transporte até o guincho era realizado por um servente por meio de carrinhos do tipo jericas, com as dimensões de 60x40x25 cm, como mostrado na Figura 7.



Figura 7 – Carrinho jericas utilizado para transporte da argamassa.

O guincho do tipo mini grua que realizou a suspensão da argamassa foi operado por um operador de guincho. No pavimento onde a argamassa foi utilizada, um servente usou o mesmo carrinho jericas para levar o material até a parede a ser construída. Como a obra possui apenas 6 pavimentos, o processo de transporte normalmente não ultrapassava 5 minutos.

3.1.3 Alvenaria da obra A

Foi informado pela construtora que as paredes da obra foram executadas de acordo com um projeto de paginação, porém esse projeto não foi fornecido para conferência. Foi utilizada toda a família dos blocos com largura de 14 cm e as juntas verticais tem a especificação de 1 cm de espessura e as horizontais de 1,5 cm. Porém as juntas horizontais obtiveram variações e várias estavam visivelmente com espessuras menores. Problemas também foram detectados com

as juntas verticais, nas quais a maioria estava mal preenchida ou sem preenchimento. Outro erro encontrado foi a integridade dos blocos, foram encontradas quantidades significativas de blocos quebrados. Esses defeitos podem ser vistos na Figura 8.



Figura 8 – Alvenaria executada na Obra A.

3.2 Obra B

A construtora responsável por esta obra possui mais de 30 anos de mercado e já realizou inúmeros empreendimentos residenciais, tanto em concreto armado, quanto em alvenaria estrutural. A obra possui 38 pavimentos e 298 unidades autônomas com uma área total de 24.505,29 m². Existem dois modelos de apartamento tipo, de dois quartos com área de 59,78 m² e de três quartos com área de 73,61 m². A Figura 9 mostra visão geral do canteiro de obras.



Figura 9 – Canteiro de Obras.

3.2.1 Materiais da obra B

Para a execução da alvenaria estrutural da obra, foram utilizados blocos estruturais de concreto de 8 Mpa nos primeiros quatro pavimentos e de 4,5 Mpa nos últimos quatro pavimentos. Os blocos de concreto foram entregues na obra em paletes e foram armazenados próximos aos locais de aplicação, conforme se vê nas Figuras 10 e 11. Foram feitos ensaios visuais, de esquadro e de planicidade em obra e foram enviadas amostras para laboratórios para verificação da resistência dos blocos, conforme se vê na Figura 12. Observa-se que os blocos estão cobertos com filmes plásticos para evitar a absorção de umidade que dificulta e pode prejudicar a execução da alvenaria.



Figura 10 – Transporte dos blocos Obra B.



Figura 11– Armazenamento dos Blocos Obra B.



Figura 12 – Ensaio de Resistência do concreto e do prisma.

O cimento utilizado, não apenas na parte estrutural, mas também em toda a obra, foi o cimento do tipo CII-32. O material foi entregue pelo fornecedor em embalagens de 50 kg e foram transportados em paletes até o local de

armazenamento. Os sacos foram armazenados sobre paletes e cobertos por lona para evitar a umidade. A Figura 13 mostra como foi feita a estocagem do cimento utilizado na obra.



Figura 13– Estocagem de cimento na obra B.

Como é mostrado na Figura 13, o material está armazenado como é exigido pela NBR 12655 ABNT [5].

A brita 0 foi especificada para o graute e as faixas de areia especificadas apresentavam as granulometrias média e grossa. Foram compradas por tonelada e chegaram à obra em caminhões tipo caçamba. Esse material não foi pesado para conferência e não passou por ensaios de laboratório. As areias foram armazenadas em baias devidamente cobertas e próximas as betoneiras. As britas foram armazenadas em baias no canteiro de obras e não foram cobertas por lonas, conforme se vê na Figura 14.



Figura 14– Estocagem de areia e brita.

Em relação ao armazenamento de areia e brita, a obra B apresenta a mesma situação da obra A.

O aço utilizado na obra possui certificado de qualidade dado pelo fabricante, não sendo necessários passar por outros ensaios no canteiro de obras. Conforme se vê na Figura 15, o aço foi armazenado de forma a não haver o contato direto com o solo e organizado de forma a separar as barras por feixes e agrupadas por bitolas, porém não estava coberto e protegido das intempéries, sendo o armazenamento feito em parte obedecendo a regulamentação exigida conforme NBR 12655 ABNT [5]



Figura 15 – Estocagem de aço.

3.1.2 Produção e transporte da argamassa da obra B

A dosagem dos materiais para a argamassa de assentamento é realizada em betoneiras de 400 litros, o traço e a resistência de uma “betonada” é mostrado na Figura 16. Foram feitos ensaios da argamassa e de prisma, conforme se vê na Figura 12, com o intuito de verificar a resistência final do conjunto bloco/argamassa. A betoneira foi instalada em lugar estratégico do canteiro de obras de forma a atender todos os edifícios.

Argamassa 6,0 Mpa				Argamassa 3,6 Mpa			
Areia	Cimento CPII - 32	Água	Massical	Areia	Cimento CPII - 32	Água	Massical
C Padiolas: 5	Sacos: 1	Litros: 81	20 Kg Sacos: 1	C Padiolas: 7	Sacos: 1	Litros: 81	20 Kg Sacos: 1
Graute 15 Mpa				Graute 10 Mpa			
Areia	Brita 0	Cimento CPII - 32	Água	Areia	Brita 0	Cimento CPII - 32	Água
C Padiolas: 2	C Padiolas: 1	Sacos: 1	Litros: 30	C Padiola: 2,5	C Padiola: 1,5	Sacos: 1	Litros: 34

Figura 16 – Tabela de Traço.

3.1.3 Alvenaria da obra B

As paredes da obra foram executadas de acordo com um projeto de paginação, ficando o projeto disponível no canteiro de obras para conferência e esclarecimento de dúvidas por parte dos pedreiros. Foi utilizada toda a família dos blocos com largura de 14 cm e as juntas verticais e horizontais com especificação de 1 cm de espessura. Conforme se vê na Figura 17, as juntas verticais obtiveram variações em relação ao preenchimento e as horizontais se encontravam em perfeito estado. Em relação à integridade dos blocos, não foram encontradas quantidades significativas de blocos quebrados.



Figura 17 – Alvenaria executada na Obra B.

4. CONCLUSÕES

O estudo das duas obras mostrou alguns aspectos em comum entre elas. Apesar de serem obras com porte bastante diferentes, pouca diferença foi observada quanto ao cuidado no armazenamento dos materiais. Contudo é nítido uma maior preocupação com este armazenamento dos materiais na obra B que na obra A. Quanto aos cuidados com os blocos, apenas a obra B se preocupou em enviar os blocos para ensaio em laboratório.

Quanto à argamassa utilizada, em ambas as obras optou-se por fazer o traço em obra mesmo existindo diversas opções de argamassas prontas no mercado. A metodologia adotada em ambas as obras pode produzir um resultado não uniforme e de difícil aferição da qualidade final do produto, já que as condições de armazenamento dos materiais foram inadequadas. Face à importância das características da argamassa no desempenho da alvenaria, é recomendada a adoção de argamassas prontas, já que oferecem maior homogeneidade do traço e, conseqüentemente, maior qualidade.

As espessuras das juntas horizontais afetam diretamente a resistência à compressão do conjunto. Foi observado que a obra A adotou junta horizontal de 15mm enquanto a obra B adotou junta de 10mm. Segundo Parsekian *apud* Camacho [6] enquanto a junta horizontal de 10mm reduz a resistência a compressão em 89%, a junta de 16mm reduz em 62%. Desta forma fica claro como a prática construtiva adotada na obra A pode vir a ser fonte de patologias.

Quanto às juntas verticais, estas não interferem diretamente na resistência a compressão dos blocos, mas na resistência ao cisalhamento e à tração na flexão. Essas resistências abaixo do previsto em projeto podem causar maiores fissuras, permitindo a infiltração de água, gerando manchas de umidade nas paredes. Em ambas as obras, o preenchimento não foi homogêneo, evidenciando o pouco cuidado nos trabalhos de assentamento.

A alvenaria estrutural constitui em um método construtivo, em vários casos, mais barato que o concreto armado, principalmente devido à grande velocidade de execução e, conseqüentemente, expressiva redução nos custos indiretos da obra. Contudo, são necessários vários cuidados para garantir a qualidade e durabilidade do produto final. O que se observou nas obras estudadas é uma maior preocupação com o tempo de obra do que com a qualidade do produto final. O fato de as habitações possuírem padrão de médio a baixo contribui para esta realidade.

Uma vez que a análise foi restrita a duas obras, é recomendado que seja feito um estudo mais amplo, de longo prazo, acompanhando a evolução das práticas construtivas de modo a orientar os agentes fiscalizadores, principalmente aqueles envolvidos no financiamento destas obras, no tocante à fiscalização e às exigências de qualidade.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. REFERÊNCIAS

- [1] Corrêa, M. R. S.; Ramalho, M. A.. "Projeto de edifícios de alvenaria estrutural", São Paulo: Editora PINI Ltda, 2003, 169 p.
- [2] Tauil, C. A.; Nese F. J. M. "Alvenaria estrutural", São Paulo: Editora PINI Ltda, 2010, 183 p.
- [3] Hoffmann, L. G. ; Bressiani, L. ; Furlan, G. ; Thomaz, W. A. . "Alvenaria Estrutural: Um levantamento das vantagens, desvantagens e técnicas utilizadas, com base em uma pesquisa bibliográfica nacional". In: *II Simpósio de pós graduação em engenharia urbana, 2012, Maringá. SIMPGEU 2012*, 2012, 10 p.
- [4] Barros Neto, J. P. "Proposta de um modelo de formulação de estratégias de produção para pequenas empresas de construção habitacional". *Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Administração, Curso de Doutorado em Administração, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 1999, 350 p.*
- [5] ABNT. "Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento". *NBR 12655*. Rio de Janeiro, 2006, 18 p.
- [6] Parsekian, G. A; Hamid, A. A; Drysdale, R. G; Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural. 2ª edição, São Carlos, EdUFSCar 2013, 625p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE BLOCOS CERÂMICOS E DE CONCRETO, SUBMETIDOS A ATAQUES DE CLORETOS

D. LOPES

Acadêmico em Engenharia Civil
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
junyer.lopes@hotmail.com

R. PALHARES

Acadêmico em Engenharia Civil
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
rodolfo.palhares@hotmail.com

L. BRASIL

Acadêmico em Engenharia Civil
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
brasil.lh@hotmail.com

M. NÓBREGA

Professora Doutora
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
marcilenenobrega@ufersa.edu.br

RESUMO

A existência de manifestações patológicas que afetam direta e indiretamente as edificações torna-se a cada dia mais comum. Entre os danos triviais estão as eflorescências, que geralmente são causadas inicialmente por infiltrações, e nessas infiltrações estão geralmente presentes os sais solúveis, que afetam as alvenarias e os demais sistemas construtivos, modificando esteticamente e até mesmo reduzindo a vida útil da obra, já que danificam os elementos e as estruturas. As manifestações patológicas causadas por sais incidem de diversas maneiras, através de absorções capilares, difusões iônicas que são depósitos de sais sobre a superfície e cristalização dos sais respectivamente no interior dos elementos construtivos que geralmente são transportadas pelo ar, água, solo e até mesmo estão presentes nos materiais de construções, havendo agentes diretos e indiretos. Este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de blocos cerâmicos e de concreto submetidos a soluções de Cloreto de Sódio e Cloreto de Cálcio em ordens de 3% e 2%, respectivamente. Foi observado com a realização dos testes que o cloreto de sódio agiu de forma mais acentuada no bloco cerâmico. O cloreto de cálcio agiu de forma menos agressiva nos dois blocos analisados. Foi constatado aumento de peso nos blocos submetidos ao Cloreto de Cálcio em função da cristalização interna dos sais e perda de massa nos blocos submetidos no NaCl.

Palavras-chave: Manifestações Patológicas. Blocos Cerâmicos. Blocos de Concreto.

ABSTRACT

Nowadays, is usually the presence of some buildings pathological manifestations that compromise direct and indirect the quality of constructions. Efflorescence is one of these damages, which are usually caused by infiltration. The soluble salts are generally present on these infiltrations, which affect the masonry and other building systems, modifying aesthetically and even reducing the useful life of the project. The salt's pathological manifestations act in different ways through overs capillaries, ionic broadcasts that are deposits of salts on the surface and crystallisation of salts respectively within the constructive elements that are generally transported by air, water, soil and even are present in the materials of construction. This work aims to analyze the behavior of ceramic brick and concrete subjected to solutions of Sodium chloride and Calcium chloride in orders of 3% and 2 %, respectively. It was observed in these tests that the sodium chloride acted more intensively on ceramic block. The calcium chloride acted in a manner less aggressive in two blocks analyzed. Was checked the increment of weight on blocks subjected to the Calcium Chloride in function of internal crystallization of salts and loss of mass in the blocks subjected on NaCl.

Keywords: Pathological Manifestations. Ceramic Brick. Concrete blocks.

1. CONTEXTO E MOTIVAÇÃO

A construção civil é um setor que está em constante evolução, no que diz respeito aos materiais empregados e também as novas técnicas construtivas, onde as máquinas e equipamentos se modernizam dia após dia. Apesar do homem desenvolver estas técnicas, materiais e métodos de projeto, ainda existem problemas como falhas involuntárias,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



acidentes, imperícias, deterioração de estruturas e materiais, podendo estes últimos, serem responsáveis pela desestabilização das estruturas e dos seus outros elementos construtivos [1].

Os processos de deterioração são classificados de forma direta e indireta, onde os causadores de forma direta são os agentes físicos, químicos e os esforços mecânicos. Já as causas indiretas são erros de projetos, de execução, e que possibilitam as ações dos agentes diretos [2].

No que diz respeito às formas de deterioração, estão as manifestações patológicas e as suas origens. De acordo com [3], as formas de manifestações estão ligadas ao transporte de sais e a forma das suas infiltrações. O mesmo afirma que manchas, bolor, corrosão e eflorescências, fissuras e adulteração nas tonalidades geralmente são dadas por infiltrações, umidade por capilaridade, umidade de construção, umidade de precipitação, mostrando que a água está diretamente ligada ao transporte dos sais. Esses depósitos de sais, com cor predominante branca, passam a existir nas superfícies de diversos tipos de revestimentos, como paredes, pisos e tetos e são decorrentes da migração e volatilização de soluções aquosas salinizadas e eles acontecem quando esses sais solúveis são conduzidos pela água e pelo ar, infiltrando nos poros, solidificando quando em contato com o ar.

Essas solidificações, também chamadas de cristalização dos sais podem acontecer na superfície dos materiais empregados, no interior dos poros e nas redes capilares destes materiais. Quando nas superfícies externas não há produção de esforços comprometedores, já nos internos existem esforços mecânicos estimáveis, pode-se inferir que as eflorescências podem causar degradações macroestruturais, geralmente nas proximidades das superfícies dos materiais, podendo ser identificadas esteticamente [4].

Dentro dos materiais empregados na construção civil, os que apresentam grandes índices de manifestações patológicas são os blocos cerâmicos e de concreto, onde [5] diz que blocos cerâmicos de vedação são membros da alvenaria de vedação, composto basicamente de argila em estado plástico conformadas e queimadas no qual possuem furos prismáticos perpendiculares as suas faces. Já para [6] os blocos de concreto têm como elementos fundamentais o cimento e a brita, sendo misturados e conformados de acordo com as medidas pré-determinadas.

Para uma análise elaborada sobre tais manifestações é preciso avaliar a origem de tais causas. Desta forma é muito importante analisar estes elementos construtivos, onde abordaremos com ênfase os blocos cerâmicos e de concreto e o ingresso de sais sobre eles.

Esse trabalho tem como objetivo realizar um estudo para acompanhar um processo de degradação de blocos cerâmicos e de concreto submetidos a ataques de cloretos. Onde os objetivos específicos são atacar blocos cerâmicos e de concreto com dois tipos de cloretos, analisar a degradação durante o processo de realização dos testes, acompanhar modificações geométricas nos blocos analisados e verificar qual tipo de material foi mais sensível ao ataque.

2. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ALVENARIAS

O termo patologia vem sendo muito utilizado na engenharia civil, onde se especifica como o estudo das anomalias das edificações. Atualmente são encontradas diversas formas de manifestação patológica, que em algumas situações são simples, porém em outras são tão complexas que afetam diretamente a vida útil da obra [7].

Segundo [8], um dos principais motivos de manifestações patológicas é relacionada à umidade que são provocadas por infiltrações, onde alguns mecanismos podem ser os responsáveis por isso, sendo eles: absorção capilar de água; absorção de água de infiltração ou de fluxo superficial de água; absorção higroscópica de água; absorção de água por condensação capilar; absorção de água por condensação.

Sendo assim, alguns dos principais tipos de manifestações patológicas encontradas são dadas pelas:

- Fissuras: Considerada por muitos como uma das mais predominantes, é ocasionada por muitos fatores como por exemplos irregularidades no acabamento, umidade, variações de temperaturas, onde estas fissuras deixavam os elementos construtivos vulneráveis a ataques biológicos, existindo a proliferação de fungos, manchas, e ate mesmo rompimento das estruturas [9].

- Infiltrações: São relativos à presença de água, o que pode ocasionar diversas manifestações patológicas seguintes, como bolor, fungos, corrosões entre outras e são geralmente formadas por absorções capilares, fluxos de água e de forma higroscópica [7].
- Eflorescência: é a cristalização de sais de metais alcalinos solúveis em água. Sendo que esses sais podem ser transportados por diversos meios, como o ar, o solo e a água [9].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta pesquisa foi adotada uma metodologia adaptada de [2]. A seguir, especifica-se os materiais utilizados, bem como o processo de degradação dos blocos, que constituem a metodologia aplicada. Os experimentos foram realizados no Laboratório de Química I da Universidade Federal Rural do Semi Árido, Campus Angicos.

3.1 Materiais Utilizados

3.1.1 Blocos

Foram utilizados 3 (três) blocos cerâmicos (Figura 1.A) com dimensões 9x19x19 do Tipo A, de acordo com a Norma NBR 12270-1. Ainda com relação a estes, 1 (um) bloco foi utilizado como referência. Utilizou-se também blocos de concreto da Família 9, de acordo com Norma NBR 6136, (Figura 3.B) com dimensões 9x19x39.

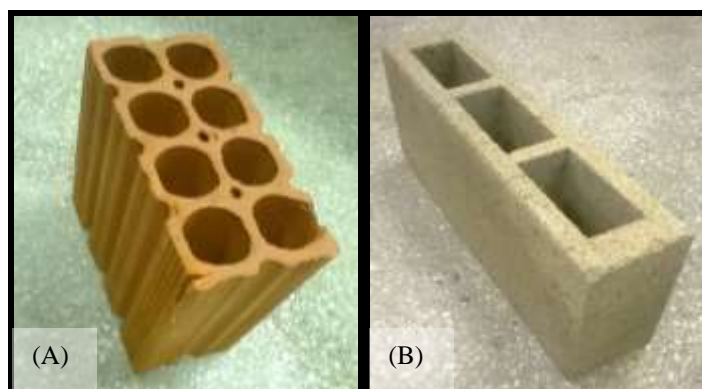


Figura 1: Bloco Cerâmico (A) e de Concreto (B) utilizados na pesquisa

3.1.2 Cloretos

Para essa pesquisa foi utilizado o Cloreto de Sódio (NaCl) (Figura 2.B) na proporção de 3%, aproximando-se com a concentração existente na atmosfera, e o Cloreto de Cálcio puríssimo (Figura 2.A) na proporção de 2%, pois de acordo com a [10], é o limite sugerido para adição em argamassa como acelerador. Estas proporcionalidades foram adotadas com o intuito de simular situações em que os materiais empregados na construção civil podem estar expostos, seja os blocos de vedação para alvenarias, bem como as armaduras para as estruturas de concreto armado.



Figura 2: Cloreto de Cálcio (A) e de sódio (B)

3.2 Processo de Degradação dos Blocos

Os blocos todos os dias eram pesados para acompanhamento dos pesos ciclo a ciclo, por ser um fator importante a ser considerado quando se refere à degradação dos materiais.

Na referida técnica os blocos eram submersos em solução de NaCl e Cloreto de cálcio (Figura 3) por 1h (uma hora).



Figura 3: Blocos Submersos nas soluções de NaCl e Cloreto de Cálcio

Depois de submersos nas substâncias, os blocos eram colocados em estufa, em temperatura de 40°C (Figura 4) durante 10 (dez) horas. Essa temperatura escolhida representava a média das temperaturas ambientes a que os blocos estariam expostos.



Figura 4: Blocos na Estufa

Em seguida à estufa, os blocos eram expostos à temperatura ambiente na qual permaneceriam durante aproximadamente 12 horas (Figura 5) com temperatura aproximada de 33°C e chegando aos 40°C (Figura 6).



Figura 5: Temperatura Inicial de Exposição



Figura 6: Blocos Expostos ao ambiente

Todo esse processo foi replicado durante 7 dias ou seja, uma repetição de (7 ciclos), a fim de analisar o comportamento desses blocos durante esse período

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.2 Resultados Obtidos Com a Exposição Dos Blocos aos Cloretos

4.2.1 Primeiro ciclo

Pode-se observar, nesse primeiro ciclo, alguns aspectos importantes com relação à submissão dos cloretos aos blocos. Percebeu-se borbulhamentos referentes as infiltrações após a imersão na solução, com maior ênfase na solução de Cloreto de Cálcio atuante no bloco cerâmico, em que o mesmo apresentava características semelhantes com efervescentes (Figura 7).

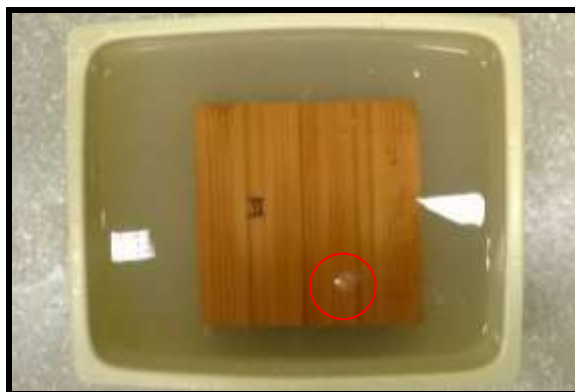


Figura 7: Ação do cloreto de cálcio no bloco cerâmico.

Logo após a retirada da estufa os blocos foram expostos à temperatura ambiente, que inicialmente era de 33°C, mas atingia os 40°C no decorrer do dia. Observou-se que, após às 10h de exposição à temperatura ambiente, os blocos cerâmicos já apresentavam mudanças em relação aos blocos de referência como também entre eles (Figura 8).



Figura 8: Mudança visível do bloco cerâmico submetido ao NaCl em relação ao bloco de referência

Nos blocos que foram submersos na solução de NaCl (Figura 9), podemos observar o início de depósitos salinos na superfície do bloco cerâmico (Figura 9.A e B), no bloco de concreto, aparentemente não observou-se com clareza esses depósitos salinos.

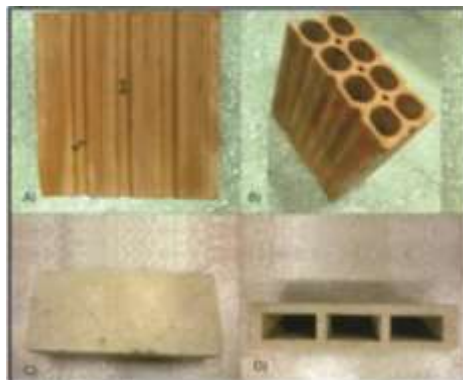


Figura 9: Primeiro ciclo do Cloreto de Cálcio

De acordo com [11], as possíveis manifestações patológicas apresentadas inicialmente, com a presença de NaCl, podem estar relacionadas com as infiltrações. É notória, também uma maior porosidade nos blocos de concreto, podendo este fato influenciar no comportamento do bloco ao longo do tempo.

Estes fluxos de soluções faz com que as primeiras manifestações sejam devidas as absorções capilares que é o transporte de sais em um meio líquido, para os 2 (dois) blocos, de acordo com o mesmo autor.

Os blocos submetidos ao cloreto de cálcio (Figura 10), no primeiro ciclo, não apresentaram aparentemente depósitos salinos e outros tipos de manifestações patológicas.

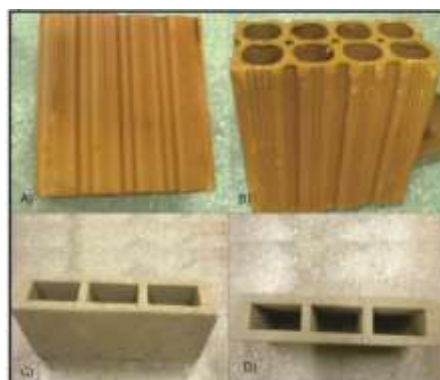


Figura 10: Primeiro ciclo do Cloreto de cálcio

4.2.2 Segundo ciclo

Após a finalização do primeiro ciclo, os mesmos blocos foram novamente submersos durante 1h (uma) hora nas soluções, levados a estufa durante 10 horas e em seqüência, finalizando com a exposição á temperatura ambiente durante 12 horas.

Neste ciclo os blocos submetidos à solução de NaCl, observou-se uma presença maior de depósitos salinos (Figura 29) nas superfícies dos mesmos, com maior ênfase visual no bloco cerâmicos (Figura 11. A e B) Porém há um intenso clareamento no bloco de concreto (Figura 11. C e D).



Figura 11: Segundo Ciclo NaCl

Pode- se observar que houve uma intensificação das manifestações patológicas por meio de absorção capilar, com ênfase nos blocos de concreto, que devido a sua alta permeabilidade, teve um grande avanço podendo existir até mesmo difusões iônicas que são cloretos nos interiores do bloco, formando possíveis cristais, conforme [11].

Nos blocos submetidos à solução de cloreto de cálcio (Figura 12) houve pequenas mudanças, onde em ambos houve um pequeno clareamento não uniforme devido aos depósitos salinos.

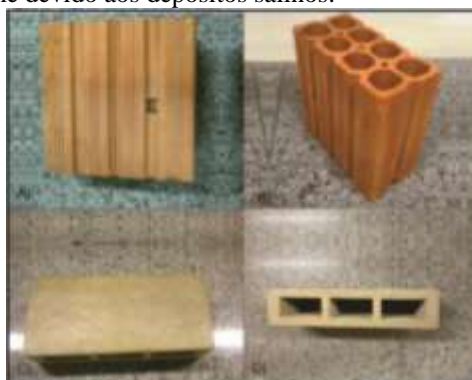


Figura 12: Segundo ciclo do Cloreto de cálcio

Este pequeno clareamento conforme [11] pode ter ocorrido devido à absorção capilar, já que os sais estão solúveis e existe a possibilidade de ocorrência de difusões iônicas relacionadas às infiltrações, já que as mesmas acontecem internamente.

4.2.3 Terceiro ciclo

No terceiro ciclo houve uma continuidade no processo de deposição de sais nos blocos submersos em NaCl, além do avanço destas manifestações patológicas, outro aspecto importante a ser considerado foi a perda de massa, verificada visualmente nos reservatórios, principalmente para o bloco de concreto. (Figura 13). A intensificação dos depósitos salinos, de acordo com [11], são referentes à absorção capilar, que em cada ciclo apresenta um aumento gradativo.

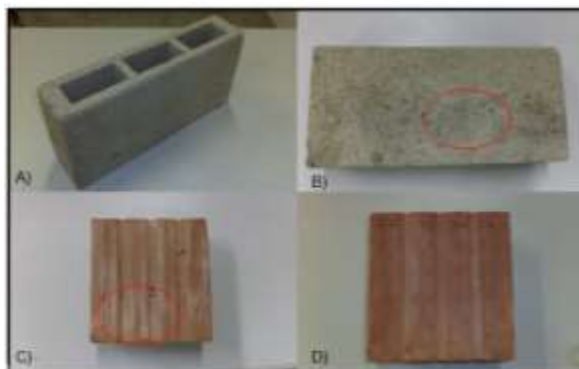


Figura 13: Terceiro Ciclo NaCl

Muito provavelmente a perda de massa que é mais relevante no bloco de concreto, conforme [11], refere-se as difusões iônicas, onde após a saída da água, os sais se cristalizam entre os poros, gerando tensões internas, desfragmentando grãos constituintes do corpo do bloco.

Já os blocos imersos ao cloreto de cálcio, aparentemente permaneceram com os mesmos aspectos do ciclo anterior (Figura 14)

4.2.4 Quarto ciclo

Neste ciclo percebemos que os blocos em solução de NaCl, além das manchas brancas decorrentes dos depósitos salinos, observou-se regiões em que foi possível notar uma degradação mais específica, onde os blocos permaneciam perdendo de massa como pode ser observado na Figura 14 e na pesagem da Tabela 05.

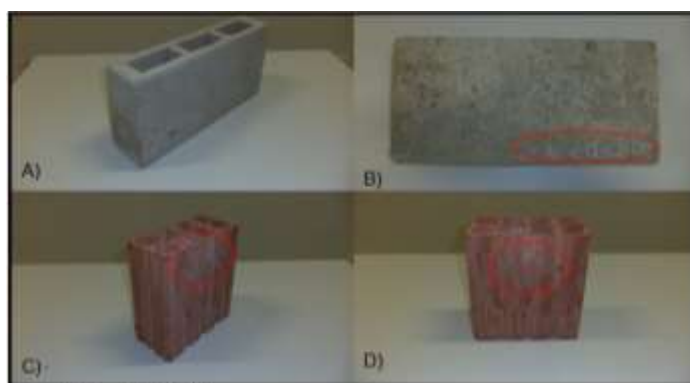


Figura 14: Quarto ciclo NaCl

Este ciclo é caracterizado pela intensificação dos resultados obtidos no ciclo anterior, onde os depósitos salinos aumentaram devido às absorções capilares e o aumento da perda de massa do bloco de concreto provavelmente em decorrência das difusões iônicas, conforme [11].

Os blocos da solução de Cloreto de Cálcio, continuam aparentemente com um aspecto constante, com o aparecimento de pequenos depósitos salinos, porém nos reservatórios pode-se observar resíduos (Figura 15), onde são referente a degradação dos blocos da figura 16.



Figura 15: Resíduo do bloco cerâmico no reservatório

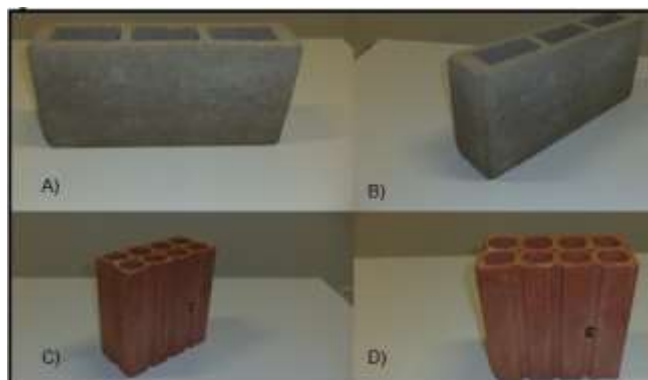


Figura 16: Quarto ciclo NaCl

Nesses blocos submetidos a solução de Cloreto de Cálcio, pode existir as criptoflorescências, que são aquelas não visíveis, pois os depósitos salinos se formam sobre as superfícies, além das possíveis difusões iônicas responsáveis pela cristalização dos sais interna [4].

4.2.5 Quinto ciclo

No quinto ciclo os blocos submetidos ao NaCl, acentua a sua degradação e deposição dos sais na superfícies dos blocos cerâmicos e de concreto, havendo uma evolução da perda de massa do bloco de concreto (Figura 17).

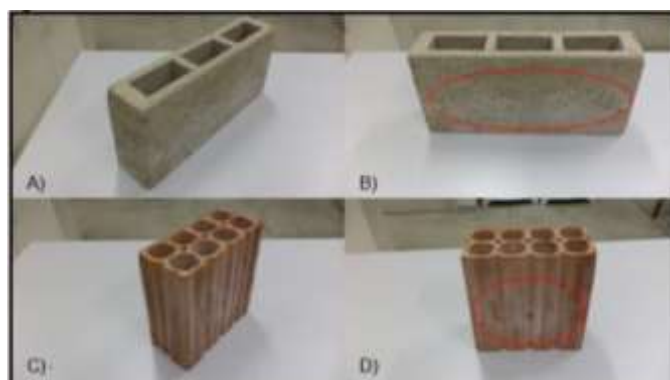
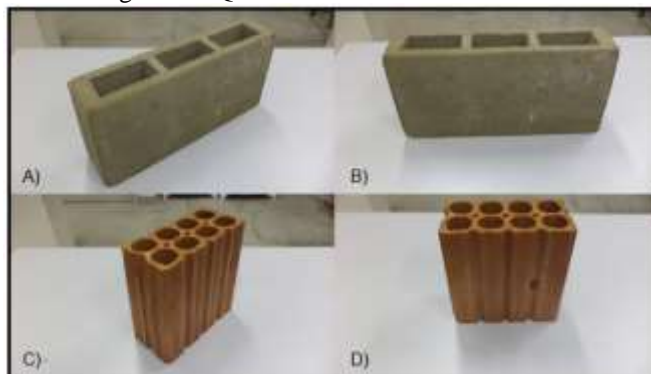


Figura 17: Quinto ciclo NaCl

Os resultados no quinto ciclo é caracterizado pelo avanço das eflorescências que de acordo com [9] é a cristalização de sais de metais alcalinos solúveis em água, por meio das infiltrações das soluções salinas, ocasionada depósitos salinos e conforme [11] a perda de massa pode ser caracterizada pelas difusões iônicas.

Os blocos submetidos na solução de cloreto de cálcio se mostraram com aspecto semelhante ao ciclo anterior, não sendo notória visualmente mudanças nos blocos (Figura 18)

Figura 18: Quinto ciclo do Cloreto de cálcio



4.2.6 Sexto ciclo

Os blocos que foram submersos na solução de NaCl (Figura 22) assim como os demais ciclos houve um progressão da degradação, avançando os depósitos salinos e por parte dos blocos de concreto existência de um aumento da perda de massa.



Figura 19: Quinto ciclo do Cloreto de cálcio

Este ciclo é marcado pela intensificação das eflorescências que conforme [9] são provocadas pela cristalização de sais o que contribui para a acentuação dos depósitos salinos. Já [11] relaciona a perda de massa com as difusões iônicas.

Os blocos submetidos à solução de Cloreto de Cálcio (Figura 20) permanecem com aspectos semelhantes aos ciclos anteriores, não havendo visualmente manifestações patológicas.



Figura 20: Sexto ciclo do Cloreto de cálcio

4.2.7 Sétimo ciclo

Finalizando os ciclos, percebe-se que foi um avanço gradual da degradação, principalmente nos blocos submetidos à solução de NaCl (Figura 21), havendo o aumento dos depósitos salinos em ambos os blocos e uma perda de massa referente ao bloco de concreto.



Figura 21: Sétimo ciclo NaCl

Nessa etapa houve uma continuidade no processo sendo perceptível através do exame visual, onde são constatadas manchas que são referentes às absorções capilares.

Os blocos submetidos a Cloreto de Cálcio (Figura 22) aparentemente permanecem com as mesmas características podendo apresentar manifestações patológicas internamente.

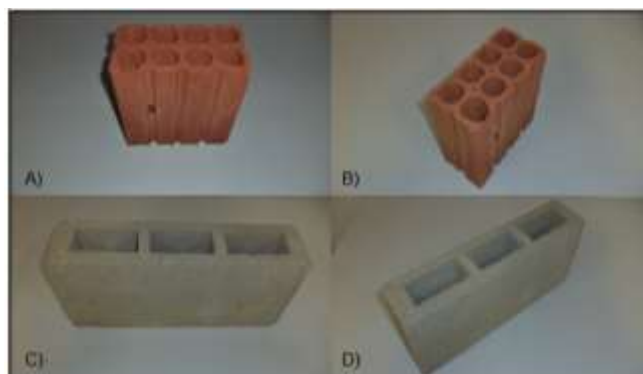


Figura 22: Sétimo ciclo do Cloreto de cálcio

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo realizar em laboratório submersões de blocos de concretos e cerâmicos em soluções salinas de Cloreto de Sódio e Cloreto de Cálcio, para analisar o comportamento e visualizar as manifestações patológicas. De acordo com essas condições de trabalho, foi possível fazer as seguintes considerações:

- Analisando as possíveis formas de manifestações patológicas, observa-se que os blocos submetidos à solução de NaCl apresentaram claramente depósitos salinos, caracterizando as eflorações.
- Os blocos submetidos ao Cloreto de Cálcio não apresentaram visivelmente manifestações patológicas nos 7 (sete) ciclos, havendo possibilidades de manifestações internas.
- No bloco de concreto submetido à solução de NaCl, foi constatado uma perda de massa, que a curto prazo, pode ser insignificante, mas em um maior espaço de tempo deve ser levado em consideração, pois pode danificar os sistemas construtivos.
- Os blocos submetidos ao Cloreto de Cálcio, diferentemente do que foi exposto ao NaCl, foi constatado que seu peso aumentou gradualmente ciclo a ciclo, possivelmente devido à cristalização dos sais internamente.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Os blocos submetidos ao NaCl, apresentaram de forma rápida as manifestações patológicas, enquanto os expostos a Cloreto de Cálcio não apresentaram visualmente estas manifestações.

Sendo assim, pode-se concluir que as manifestações patológicas são problemas que afetam de maneira rápida os elementos construtivos. São dadas inicialmente pela umidade, onde os sais, particularmente o Cloreto de Sódio e Cloreto de Cálcio, infiltram pelas fissuras e poros destes elementos (no caso da pesquisa os Blocos de Concreto e Cerâmico), formando as eflorescências que prejudicam de forma direta e indireta.

Verifica-se que o Cloreto de Sódio, apesar de um curto espaço de tempo de simulações é um elemento ofensivo as edificações e seus elementos constituintes, sendo que sua atuação se intensifica com o aumento dos teores de sua presença. Já o Cloreto de Cálcio, no tempo proposto não alterou visualmente os blocos, não caracterizando que sejam totalmente inofensivos.

6. REFERÊNCIAS

- [1] SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 2009. 262 p.
- [2] COSTA, Renato Alison. Análise comparativa e visual em bloco de concreto da família 39 e bloco cerâmico tipo a (8 furos) submetidos à ação de Cloretos. 2013. 57 f. Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Mossoró, 2013.
- [3] CECHINEL, Bruna Moro. et al. Infiltração em alvenaria. Estudo de caso em edifício na grande Florianópolis. 2009. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina- IF-SC. Florianópolis, 2009.
- [4] MENEZES, R. R. et al. - Sais solúveis e eflorescência em blocos cerâmicos e outros materiais de construção. Revisão, CERÂMICA v.52 n.321 São Paulo Jan./Mar. 2006.p. 37-49.
- [5] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2005). NBR 15270-2 Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural - Terminologia e requisitos. 2005. 15 f.
- [6] DA SILVA, Lindoaldo Deodato. Técnicas e procedimentos para assentamento de alvenaria de vedação e estrutural. 2007. 61 f. Monografia- Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2007.
- [7] CORRÊA, Ederson Souza. Patologias decorrentes de alvenaria estrutural. 2010. 47 f. Monografia (Engenharia Civil) – Universidade da Amazônia, Belém, 2010.
- [8] BAUER, L. A. F. Caderno Técnico Alvenaria Estrutural. Patologias em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, p. 1-6, 2001.
- [9] SALOMÃO, Maria Cláudia de Freitas. Estudo da umidade ascendente em painéis de alvenaria de blocos cerâmicos. 2012. 193 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2012.
- [10] BRICK INDUSTRY ASSOCIATION. Notas Técnicas para a Construção em Tijolo. Nota Técnica 23 Revista. Fevereiro de 1997. Disponível em: <http://www.bia.org/html/frmset_thnt.htm>. Acesso em: 4 nov. 2013.
- [11] ROMANO, Fátima. S. Estudo do ingresso de cloretos em concretos localizados no litoral norte do Rio Grande do Sul. 2009. 153 f. Dissertação (Pós graduação em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

JENNIFER. DE OLIVEIRA RODRIGUES

Graduanda em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
jenni-rodrigues@hotmail.com

RICARDO. JOSÉ CARVALHO SILVA

Professor do Curso de Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
ricardo.carvalho222@gmail.com

RESUMO

Estruturas de concreto armado estão sujeitas a diversos fatores que podem alterar suas condições normais de uso, e comprometer o seu desempenho. Nesse contexto, surge a necessidade de se utilizar mecanismos de reabilitação para que as estruturas sejam reutilizadas com segurança. O reforço estrutural, embora pouco discutido na literatura técnica brasileira, compreende um desses tipos de mecanismos, onde se busca promover adequações da capacidade resistente das estruturas. Portanto, o presente trabalho consiste em um estudo experimental de reforço estrutural de vigas de concreto armado com a adição de chapas de aço coladas, por meio de adesivo estrutural de base epóxi, nas faces inferiores, utilizando como meio de ancoragem a colagem de chapas de aço nas faces laterais e de cantoneiras também de aço. Para realização deste estudo foram analisadas experimentalmente e comparadas, cinco amostras de vigas, igualmente armadas e de mesmas dimensões, sendo uma referencial (sem reforço) e outras quatro reforçadas com diferentes configurações, onde se buscou verificar a eficiência do reforço. As amostras foram submetidas ao ensaio de *stuttgart*, com objetivo de analisar o modo de ruptura e verificar a aderência do reforço. Através dos resultados obtidos, realizou-se comparações entre a viga de referência e as demais, dessa maneira, verificou-se que este método de reforço não ofereceu uma eficiência significativa, acredita-se que o fator principal para esse resultado se deu devido ao uso das cantoneiras e das chapas laterais, como peças monolíticas, já que a rigidez das mesmas, e conseqüentemente, a pouca flexibilidade, contribuiu para que ocorresse o descolamento precoce da chapa inferior.

Palavras-chave: reforço, chapa de aço, viga.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures are subject to various factors that can change their normal use and compromising its performance. In this context, the need arises to use rehabilitation mechanism for the blanks to be reused safely. The structural reinforcement, although not common in the Brazilian technical literature, comprises one of these types of mechanisms, which seeks to promote adaptations of the bearing capacity of the structures. Therefore, the present work is a structural reinforcement of experimental study of reinforced concrete beams with the addition of bonded steel sheets, by means of structural adhesive epoxy base, the lower faces, using as a means of anchoring the bonding sheet steel on the sides and angles also of steel. For this study were analyzed and compared experimentally, five samples beams, also armed and same dimensions, with a referential (unreinforced) and four reinforced with different settings, where it sought to verify the enhanced efficiency. The samples were submitted to Stuttgart test, in order to analyze the failure mode and check the reinforcement of adherence. The results obtained, there was comparisons between the reference beam and the other in this way, it was found that this strengthening method has not offered significant efficiencies, it is believed that the primary factor for this result was due to the use the gussets and side plates, as monolithic parts, since the rigidity thereof, and therefore the little flexibility contributed to occur early detachment of the bottom plate

Keywords: reinforcement, steel sheet, beam.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A ABNT-NBR6118:2014 [1] aponta que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas para que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, as mesmas conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Porém, mesmo que as estruturas de concreto armado tenham a resistência e a durabilidade como algumas de suas principais características, o passar do tempo, a exposição a agentes agressivos, os agravantes de erros de projeto, má execução e conservação, por exemplo, contribuem para uma degradação precoce, já que alteram as condições normais de uso da estrutura, contribuindo para o aparecimento de algumas patologias que podem comprometer a sua funcionalidade, reduzir sua vida útil ou até mesmo danificar o restante da edificação.

Nesse contexto, percebe-se que a indústria da construção vem deslocando bastante atenção aos estudos sobre mecanismos de reabilitação de estruturas, estimulando o desenvolvimento de tecnologias destinadas a solucionar problemas em peças deterioradas, danificadas ou tornadas obsoletas, e buscando pesquisas que foquem na utilização de materiais, que além de aumentarem a resistência mecânica da estrutura, sejam de fácil aplicação, duráveis, acessíveis e de bom custo-benefício.

Entre as várias técnicas de reabilitação de estruturas, têm-se o reforço estrutural por colagem de chapas metálicas. Segundo Reis [2], esse método consiste em colagem de chapas de aço de espessura adequada, externas à peça estrutural, isto é, na superfície dos elementos de concreto armado. A colagem se dá, geralmente, através de adesivo epoxídico, criando uma armadura secundária solidária à peça estrutural, fazendo com que haja a união do aço ao concreto. Araújo [3] cita que dentre as técnicas de reforço de estruturas de concreto armado, a de aplicação de reforços colados tem as vantagens de ser eficiente, de fácil execução e de não aumentar significativamente o peso e dimensões do elemento. Porém, Silva [4] enfatiza que o sucesso dessa aplicação depende da preparação das superfícies do concreto, da chapa e de sua cura.

Quanto às vantagens, Reis [5] cita que essa técnica provoca apenas pequenas alterações na seção do elemento reforçado, o que conseqüentemente acarreta pequena interferência arquitetônica, além disso, proporciona a vantagem da rapidez na execução, ausência de vibração, baixo nível de ruídos e apresenta-se como solução de baixo custo. Este último quesito é um dos principais para larga utilização desse método em pequenas e médias edificações, principalmente diante de técnicas mais modernas que possuem custo mais elevado, como os reforços baseados em fibra de carbono (CFRP).

O presente trabalho consiste, portanto, no estudo experimental de reforço estrutural em vigas de concreto armado, com a adição de chapas de aço coladas (com adesivo estrutural de base epóxi) na face tracionada (inferior). Ressalta-se que a reabilitação contou com o auxílio de chapas laterais e cantoneiras de aço, com intuito de proporcionar uma maior ancoragem à chapa inferior. Para a realização deste estudo foram analisadas experimentalmente e comparadas, cinco vigas, igualmente armadas e de mesmas dimensões, sendo uma referencial, ou seja, sem reforço, denominada J1 e outras quatro vigas que foram reforçadas com diferentes tamanhos de chapas de aço, dispostas em diferentes localizações nas vigas, denominadas J2, J3, J4 e J5, onde se objetivou verificar a eficiência desse método de reabilitação, considerando a influência da resistência mecânica, aderência e segurança.

Levando-se em consideração, que cada método de reforço apresenta suas peculiaridades, inclusive Galle [6] enfatiza que a escolha, geralmente, se dá em relação ao custo e facilidade de aplicação e em relação ao desempenho e durabilidade do reforço, a escolha da técnica adotada nessa pesquisa se deu devido à disponibilidade de material e mão de obra, na região, e por ser um método de reforço de fácil aplicação que pode ser utilizado tanto por grandes como por pequenas empresas, buscando-se o desempenho apropriado. Ressalta-se também, o fato de que na literatura técnica brasileira, estudos e investigações científicas ainda são necessárias para melhor avaliar o comportamento de estruturas reabilitadas.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Aparelhagem do Ensaio

Para realizar a comparação proposta nesse trabalho, e conseqüentemente analisar a eficiência do reforço utilizado, as vigas foram submetidas ao Ensaio de Stuttgart, no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção do Departamento de Engenharia da Universidade Estadual Vale do Acaraú. Para tal, utilizou-se uma prensa universal adaptada com uma bandeja metálica existente, com dois apoios flexíveis distantes 62 cm entre si, e um dispositivo para distribuição de carga em dois pontos simétricos, conforme mostra a figura 1. Destaca-se que os adaptadores utilizados para a aplicação de carga nas peças foram posicionados de tal maneira que a carga fosse aplicada em dois pontos opostos e equidistantes a 10 cm do centro da peça, restando uma distância de 30 cm de cada ponto para a extremidade da viga, como se ver na figura 2.



Figura 1: Prensa Hidráulica Universal Adaptada para o Ensaio de Stuttgart e Adaptadores Utilizados

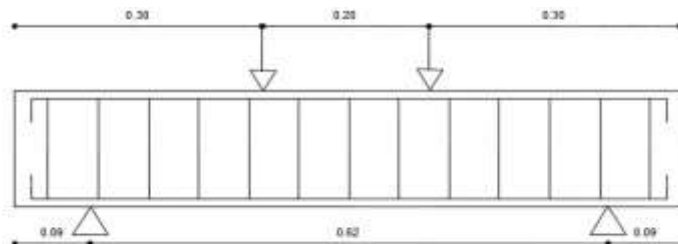


Figura 2: Esquema de Aplicação das Cargas e Posição dos Apoios da Prensa Hidráulica

2.2. Descrição e Detalhamento das Vigas Ensaçadas

2.2.1. Geometria das Vigas Ensaçadas

Nesse experimento, ensaiaram-se cinco vigas de concreto armado com seções transversais retangulares de dimensões 10 cm x 15 cm e 80 cm de comprimento, como ilustrado na figura 3. A escolha dessas dimensões se deve ao fato de desejar obter peças que pudessem ser utilizadas, sem prejuízos de eficiência, na aparelhagem descrita acima.



Figura 3: Foto da Viga Concretada com as Dimensões Finais

2.2.2. Materiais das Vigas Ensaçadas

Todas as cinco vigas ensaiadas foram igualmente armadas, sendo suas armaduras confeccionadas por vergalhões CA-50 (GG50), e tanto o diâmetro do aço da armadura longitudinal principal (tração), o diâmetro do aço da armadura longitudinal secundária (compressão), bem como o diâmetro do aço das armaduras transversais, todos foram iguais a 6,3mm. As figuras 4 e 5 ilustram o detalhamento das armaduras das peças ensaiadas.

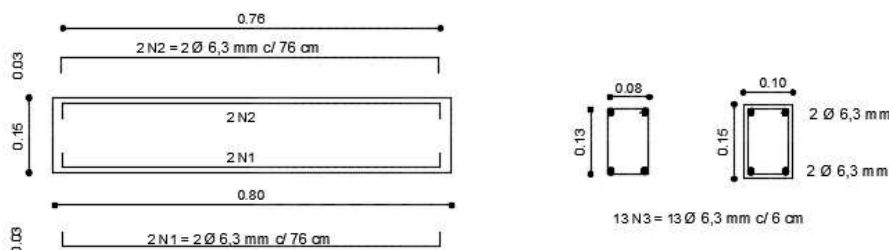


Figura 4: Detalhamento das Vigas Ensaçadas

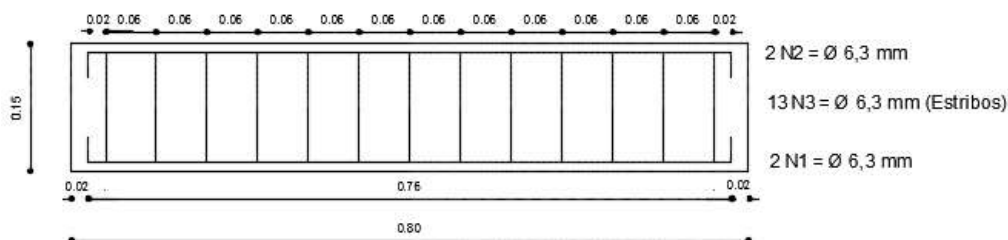


Figura 5: Espaçamento dos Estribos

Através de ensaios submetidos a corpos-de prova cilíndricos, confeccionados concomitantemente à confecção das vigas, foi possível obter informações relevantes das características do concreto utilizado na pesquisa, como se verifica na tabela 1. As tabelas 2 e 3, por sua vez, mostram as principais características do aço e do adesivo estrutural utilizado, respectivamente, através de informações dos fabricantes.

Tabela 1 - Características do Concreto Utilizado nas Vigas Ensaçadas

Material	$f_c^{(1)}$ (MPa)	$f_t^{(1)}$ (MPa)	$f_t^{(2)}$ (MPa)	$E_{cs}^{(2)}$ (GPa)
Concreto	31,42	3,30	2,09	26,68

(1) Obtidos em ensaios;
(2) Calculados pela Norma NBR6118:2014 ^[1];

Tabela 2 - Características do Aço Utilizado nas Vigas Ensaçadas

Material	Referência	$f_y^{(3)}$ (MPa)	$f_{rupt}^{(3)}$ (MPa)	$E_s^{(3)}$ (GPa)
Aço	Vergalhão GG50 de Ø 6,3mm	500	550	210
	Chapa de aço patinável (CSN COR 420) de 3mm	300	420	205

(3) Informados pelo fabricante;

Tabela 3 - Características do Adesivo Estrutural Utilizado nas Vigas Ensaçadas

Material	$f_c^{(3)(4)}$ (MPa)	$f_t^{(3)(5)}$ (MPa)	$f_{aderência}^{(3)(5)}$ (MPa)	$E^{(3)}$ (GPa)
Adesivo Estrutural à Base de Epóxi	80	50	28,3	4,3

(3) Informados pelo fabricante;
(4) Resistência aos 14 dias, submetida a 32°C;
(5) Resistência aos 14 dias;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.3. Metodologia do Ensaio

O ensaio se deu basicamente em três etapas, a saber: 1) Pré-fissuração das peças, com exceção da J1, que foi considerada a viga de referência, isto é, isenta de reabilitação; 2) Aplicação do reforço com chapas de aço coladas nas quatro vigas reabilitadas, J2, J3, J4 e J5; 3) Aplicação de carga até o momento de ruptura das cinco vigas.

Sendo assim, na primeira etapa de ensaios, que ocorreu 63 dias após a concretagem, as quatro vigas que seriam reforçadas J2, J3, J4 e J5, foram submetidas a um pré-fissuramento, já que, em casos de engenharia, quase sempre as peças reabilitadas sofreram algum tipo de dano. O processo iniciou-se com a aplicação de uma carga inicial de 5 kN, em cada viga, que logo em seguida foi retirada, procedimento realizado para acomodar os materiais da peça e também para garantir a eficácia dos resultados nos ensaios. Posteriormente, aplicou-se carga de maneira progressiva em cada peça, até atingir 50 kN, sendo as fissuras nessa etapa marcadas por um pincel de cor azul.

A segunda etapa consistiu na reabilitação das quatro vigas pré-fissuradas. Cada viga recebeu um tipo de reforço diferente, detalhado mais adiante. Ressalta-se que o processo de reabilitação iniciou-se com a marcação prévia da posição das chapas, posteriormente foi realizado ranhuras nesses locais, com auxílio de makita, para melhorar a aderência, o processo seguiu com a limpeza de todo o substrato, e somente após esses procedimentos preliminares, iniciou-se o processo de aplicação do adesivo estrutural à base de epóxi, e conseqüentemente a fixação das chapas.

Por fim, a terceira etapa consistiu no Ensaio de Stuttgart, realizado sete dias após a reabilitação das vigas, período necessário para a cura final do adesivo estrutural. Na ocasião, as cinco vigas também receberam, inicialmente, uma carga de 5 kN, com o objetivo de acomodar a viga, retirada logo em seguida e posteriormente receberam carga de maneira gradativa e uniforme de 10 em 10 kN, verificando em cada acréscimo de carga, tanto o surgimento de novas fissuras como a evolução das fissuras já existentes, sendo que nessa etapa as fissuras foram marcadas com pincel de cor preta. Esse processo se deu até a ruptura das vigas, onde foi possível analisar o modo de ruptura e verificar a aderência do reforço de cada viga.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Estimativa da Carga de Início ao Descolamento do Reforço

$$\tau_{falha} = F_{arrancamento}/A \rightarrow 3 \text{ Mpa} = F_{arrancamento}/(0,10\text{m} \times 0,10\text{m}) \rightarrow F_{arrancamento} = 30000 \text{ N} = 30 \text{ KN}$$
$$V_{início \text{ de descolamento}} = 2 \cdot F_{arrancamento} \cdot z/a \rightarrow V_{início \text{ de descolamento}} = 2 \cdot 30 \cdot 0,135/0,21 = 38,57 \text{ kN}$$

Onde:

τ_{falha} = tensão de cisalhamento limite dado pelo fabricante na ligação com concreto (entre 3 MPa e 3,5 MPa);

$F_{arrancamento}$ = força necessária para o cisalhamento arrancar o reforço;

z = distância entre o banzo comprimido e a armadura longitudinal ($z \approx 13,5$);

a = distância do apoio ao ponto de aplicação de carga ($a = 21 \text{ cm}$);

Partindo desse princípio, havia a possibilidade de descolamento precoce da chapa inferior, necessitando assim de meios de ancoragem, portanto, a utilização das cantoneiras e chapas laterais teria o intuito de melhorar a ancoragem do reforço inferior, objetivando elevar a carga de ruptura da peça.

3.2. Estimativa da Resistência à Flexão das Vigas Ensaaiadas

$$V_{rupt \text{ sem reforço}} = 2 \cdot [k_z \cdot A_{s1} \cdot d \cdot f_{y1}] / a$$
$$V_{rupt \text{ sem reforço}} = 2 \cdot [1 \cdot 0,62 \cdot 10^{-4} \cdot 0,135 \cdot 700 \cdot 10^6] / 0,21 = 55800 \text{ N} = 55,80 \text{ kN}$$

$$V_{rupt \text{ com reforço}} = 2 \cdot [k_z \cdot (A_{s1} \cdot f_{y1} + A_{s2} \cdot f_{y2}) \cdot d] / a$$
$$V_{rupt \text{ com reforço}} = 2 \cdot [1 \cdot (0,62 \cdot 10^{-4} \cdot 700 \cdot 10^6 + 3 \cdot 10^{-4} \cdot 300 \cdot 10^6) \cdot 0,13] / 0,21$$
$$V_{rupt \text{ com reforço}} = 2 \cdot [1 \cdot (43400 + 90000) \cdot 0,13] / 0,21 = 165161,91 \text{ N} = 165,16 \text{ kN}$$

Onde:

$V_{rupt \text{ sem reforço}}$ = Carga de ruína à flexão da viga J1;

$V_{rupt \text{ com reforço}}$ = Carga de ruína à flexão das vigas J2, J3, J4 e J5, considerando aderência perfeita entre a chapa de aço e o concreto;

$$k_z = z/d \approx 1;$$

z = distância entre o banzo comprimido e a armadura longitudinal ($z \approx 13,5$);

d = altura útil da viga ($d = 13,5$ cm);

a = distância do apoio ao ponto de aplicação de carga ($a = 21$ cm);

A_{s1} = seção transversal da armadura longitudinal ($2\phi 6,3\text{mm} \rightarrow 0,62$ cm²);

A_{s2} = seção transversal da chapa de reforço ($3\text{mm} \times 100\text{mm} \rightarrow 3$ cm²);

f_{y1} = tensão limite de escoamento do aço da armadura longitudinal (apesar do fabricante apresentar uma tensão mínima de escoamento de 500MPa, diversos ensaios de laboratório mostram que a tensão de escoamento do aço CA-50(GG50) tem variado entre 650 MPa e 750 MPa, por isso optou em usar no cálculo 700MPa);

f_{y2} = tensão limite de escoamento do aço da chapa de reforço (o fabricante apresenta uma tensão mínima de escoamento de 300MPa).

Verifica-se, portanto, que com a configuração de reforço utilizada deseja-se elevar consideravelmente a carga de ruptura da peça ensaiada.

3.3. Viga J1

A viga de referência J1, ilustrada na figura 6, serviu de parâmetro de comparação para as demais vigas reabilitadas, com o objetivo de verificar a eficiência dos reforços utilizados.



Figura 6: Viga J1

Tendo como intuito simular como a viga romperia em seu estado normal, ela não sofreu processo de pré-fissuração e nem foi reabilitada. Dessa maneira, foi apenas exposta ao Ensaio de Stuttgart. A primeira fissura ocorreu ao receber o carregamento de 30 kN e a viga chegou a ruptura com 98 kN, como ilustra a figura 7. Percebe-se que a carga de ruptura é bem maior do que a estimada (98 kN > $55,80$ kN), provavelmente, devido ao fato de que a peça possui um vão pequeno em relação a sua altura, contribuindo para que surja um núcleo de rigidez, criando bielas arqueadas, e consequentemente, aumentando a resistência da viga.



Figura 7: Viga J1 após Ruptura

Na figura 8, que ilustra a face inferior da viga, é possível observar as fissuras causadas pela flexão. Portanto, pode-se dizer que a viga J1 obteve ruptura por flexão com deformação plástica excessiva do aço, como esperado.



Figura 8: Face Inferior da Viga J1 após Ruptura

3.4. Viga J2

A viga J2, ilustrada na figura 9, após a pré-fissuração apresentou 2 fissuras visíveis, como mostrado na figura 10.



Figura 9: Viga J2



Figura 10: Viga J2 após Pré-Fissuração

Na segunda etapa, a amostra foi reforçada com a adição de 1 chapa de aço de 10 cm x 50 cm e espessura de 3 mm, em sua parte inferior, com objetivo de combater à flexão, e para servir de ancoragem a essa chapa foram adicionadas 8 chapas de aço de 3 cm x 14 cm, nas laterais (4 em cada lateral) e 2 cantoneiras de 50 cm (uma em cada lado), todas também de 3 mm de espessura. Ressalta-se que todas foram coladas ao concreto e entre si, por meio do adesivo estrutural à base epóxi. A figura 11 ilustra a viga reforçada.



Figura 11: Viga J2 após Aplicação de Reforço

Por fim, na terceira etapa, que deu início ao Ensaio de Stuttgart, verificou-se que ao receber a carga de 60 kN surgiram as primeiras fissuras visíveis dessa etapa e as chapas laterais começaram a se descolar. No decorrer do ensaio, as fissuras foram se intensificando, até a carga de 80 kN, quando as cantoneiras e a chapa inferior começaram a descolar. A partir desse momento, a peça mostrou sua ductilidade e se rompeu com 99 kN, como se ver nas figuras 12 e 13.



Figura 12: Viga J2 após Ruptura



Figura 13: Face Inferior da Viga J2 após Ruptura

Pode-se dizer que a viga J2 obteve ruptura por flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço. Quanto à carga de ruptura, não houve um aumento significativo em relação à viga de referência J1, apenas 1%, uma das explicações para esse fato consiste justamente no descolamento precoce do reforço, principalmente nos reforços laterais que descolaram em grande proporção rapidamente.

3.5. Viga J3

A viga J3, ilustrada na figura 14, na primeira etapa apresentou 3 fissuras visíveis, como mostrado na figura 15.



Figura 14: Viga J3



Figura 15: Viga J3 após Pré-Fissuração

Na segunda etapa, a amostra foi reforçada com a adição de 1 chapa de aço de 10 cm x 50 cm e espessura de 3 mm, em sua parte inferior, com objetivo de combater à flexão, e para servir de ancoragem a essa chapa foram adicionadas 4 chapas de aço de 3 cm x 14 cm, nas laterais (2 em cada lateral) e 2 cantoneiras de 50 cm (uma em cada lado), todas também de 3 mm de espessura. A figura 16 ilustra a viga reforçada.



Figura 16: Viga J3 após Aplicação de Reforço

Em relação à terceira etapa, verificou-se, que ao receber a carga de 70 kN surgiram as primeiras fissuras dessa etapa e as chapas laterais começaram a dá sinais de descolamento. Com 90 kN as cantoneiras e a chapa inferior começaram a descolar, e a viga chegou ao colapso com 108 kN, como se analisa nas figuras 17 e 18.



Figura 17: Viga J3 após Ruptura



Figura 18: Face Inferior da Viga J3 após Ruptura

A ruptura da viga J3 também foi por flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço. Em relação ao descolamento das chapas laterais foi em proporção bem menor quando comparados à viga J2. E quanto à carga de ruptura, em relação à viga de referência, o aumento foi da ordem de 10%, possivelmente um aumento em pequena escala devido ao descolamento precoce do reforço.

3.6. Viga J4

A viga J4, ilustrada na figura 19, durante a primeira etapa apresentou 2 fissuras visíveis, como mostrado na figura 20.



Figura 19: Viga J4



Figura 20: Viga J4 após Pré-Fissuração

Durante a segunda etapa, a viga foi reforçada com a adição de 1 chapa de aço de 10 cm x 30 cm e espessura de 3 mm, em sua parte inferior, com objetivo de combater à flexão, e para servir de ancoragem a essa chapa foram adicionadas 8 chapas de aço de 3 cm x 14 cm, nas laterais (4 em cada lateral) e 2 cantoneiras de 30 cm (uma em cada lado), todas também de 3 mm de espessura. A figura 21 ilustra a viga reforçada.



Figura 21: Viga J4 após Aplicação de Reforço

Na terceira etapa, analisou-se que ao receber a carga de 50 kN surgiram as fissuras dessa etapa e as chapas laterais começaram a dá sinais de descolamento. As cantoneiras e a chapa inferior começaram a descolar com 80 kN e a viga chegou a ruptura com 110 kN, como se ilustra nas figuras 22 e 23.

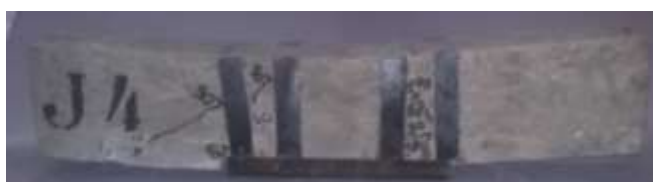


Figura 22: Viga J4 após Ruptura



Figura 23: Face Inferior da Viga J4 após Ruptura

Pode-se dizer que a ruptura da viga J4 também foi por flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço. Em relação ao descolamento das chapas laterais também foi em proporção bem menor quando comparado à viga J2. Quanto à carga de ruptura, em relação à viga de referência, o aumento foi da ordem de 12%.

3.7. Viga J5

A viga J5, ilustrada na figura 24, durante a pré-fissuração apresentou 3 fissuras visíveis, como mostrado na figura 25.



Figura 24: Viga J5



Figura 25: Viga J5 após Pré-Fissuração

Quanto ao reforço na segunda etapa, a viga recebeu a adição de 1 chapa de aço de 10 cm x 30 cm e espessura de 3 mm, em sua parte inferior, com objetivo de combater à flexão, e para servir de ancoragem a essa chapa foram adicionadas 4 chapas de aço de 3 cm x 14 cm, nas laterais (2 em cada lateral) e 2 cantoneiras de 30 cm (uma em cada lado), todas também de 3 mm de espessura. A figura 26 ilustra a viga reforçada.



Figura 26: Viga J5 após Aplicação de Reforço

No Ensaio de Stuttgart, verificou-se que ao receber a carga de 50 kN surgiram as fissuras e as chapas laterais começaram a dá sinais de descolamento, porém ressalta-se que por volta dos 70 kN as chapas laterais apresentavam grau de descolamento bem elevado, similar a viga J2. O descolamento das cantoneiras e a chapa inferior sucedeu por volta dos 80 kN e o colapso ocorreu com 100 kN, como se ver nas figuras 27 e 28.



Figura 27: Viga J5 após Ruptura



Figura 28: Face Inferior da Viga J5 após Ruptura

A ruptura da viga J5 também foi por flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço. Em relação ao descolamento das chapas laterais, foi em proporção similar ao da viga J2, isto é, em alto grau. Quanto à carga de ruptura, em relação à viga de referência, o aumento foi da ordem de 2%, possivelmente devido ao descolamento precoce do reforço, principalmente nos reforços laterais que descolaram em grande proporção rapidamente.

As tabelas 3 e 4 mostram o resumo das principais características e resultados das cinco vigas submetidas ao Ensaio de Stuttgart.

Tabela 3 - Resumo das Principais Características das Vigas Ensaaiadas

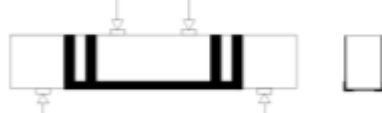
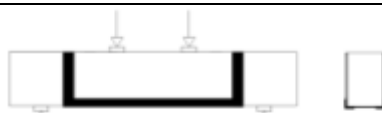
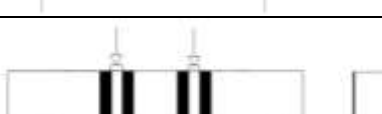

Viga	Dimensões	Reforço Utilizado
Viga J1	10x15x80cm	Sem Reforço
Viga J2	10x15x80cm	
Viga J3	10x15x80cm	
Viga J4	10x15x80cm	
Viga J5	10x15x80cm	

Tabela 4 - Resumo dos Principais Resultados das Vigas Ensaaiadas

Viga	Carga de Descolamento das Chapas Laterais	Carga de Descolamento das Cantoneiras/Chapa Inferior	Carga de Ruptura	Modo de Ruptura	Aumento de Carga em Relação à Viga de Referência	Eficiência do Reforço
Viga J1	-	-	98kN	Flexão com deformação plástica excessiva do aço	-	-
Viga J2	60 kN	80 kN	99 kN	Flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço	1% em relação a viga J1	Pouco Eficiente
Viga J3	70 kN	90 kN	108 kN	Flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço	10% em relação a viga J1	Pouco Eficiente
Viga J4	50 kN	80 kN	110 kN	Flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço	12% em relação a viga J1	Eficiência Moderada
Viga J5	50 kN	80kN	100 kN	Flexo-cisalhamento influenciado pelo descolamento das chapas de aço	2% em relação a viga J1	Pouco Eficiente



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÕES

A reabilitação das vigas por meio da adição de chapas de aço coladas, com adesivo estrutural de base epóxi, na parte tracionada, e utilizando como meio de ancoragem a colagem de chapas laterais e cantoneiras de aço, se mostrou pouco eficiente, visto que, embora a quantidade de fissuras na região de flexão pura tenha sido bastante reduzida, e embora todas as vigas reabilitadas tenham rompido com carga superior à viga de referência, apenas uma delas apresentou acréscimo superior a 10%, e nenhuma delas alcançou o valor de ruptura estimado de 165,16 kN. Quanto à forma de ruptura, ressalta-se que todas as amostras reabilitadas romperam devido à ação do descolamento das chapas.

Com relação ao motivo desse descolamento, existem possíveis explicações: 1) O adesivo estrutural pode ter proporcionado pouca aderência ao concreto, porém, em contrapartida, destaca-se que foi realizado ranhuras nos locais de aplicação, justamente, visando aumentar essa aderência. 2) As chapas laterais das vigas J2, J3 e J5 (embora esta última apresentasse comprimento menor) podem ter descolado com carregamento baixo devido estarem localizadas em regiões com grandes esforços cortantes, que consequentemente oferecem maiores tensões, e sendo a configuração de seu material considerada bem rígida, favorece em diminuir a flexibilidade para acompanhar a deformação imposta pelo carregamento. Somando a isso, também se tem o fato de que as chapas laterais por estarem unidas a cantoneira, e esta está unida a chapa inferior, pode ter influenciado no descolamento da chapa inferior mais rápido do que o esperado, uma vez que a força originada deve ter sido prejudicial à eficiência do reforço inferior. 3) Quanto à viga J4, vale ressaltar que as chapas laterais mais próximas do centro da amostra não sofreram descolamento, isso se deve ao fato de que elas estão localizadas em regiões de flexão pura, portanto, não sofreram deformações, servindo como ancoragem para a chapa inferior, o que era o objetivo desse trabalho, inclusive percebe-se que essa amostra apresentou o valor mais alto de ruptura, embora não tenha sido um grande aumento, pois as chapas laterais mais distantes do centro da amostra permaneceram em regiões de alto esforço cortante, apresentando grandes deformações que contribuíram para descolamento precoce.

Também se verificou nessa pesquisa, que a partir do momento em que ocorreram as fissuras visíveis, as chapas laterais começaram a sofrer descolamento, mostrando a sua rigidez diante da deformação. E um detalhe importante, é que as duas vigas (J2 e J5) que apresentaram descolamento das chapas laterais com maior intensidade, romperam com cargas menores.

Por fim, em relação à localização de aplicação do reforço, percebeu-se que a viga J4, por apresentar 4, de suas 8 chapas laterais, em região de flexão pura, foi a que forneceu melhor desempenho, dentre as vigas ensaiadas, embora tenha sido um pouco prejudicada pelas outras 4 chapas laterais localizadas fora da região de flexão pura, o que a impossibilitou de mostrar um desempenho mais satisfatório.

5. AGRADECIMENTOS

A empresa “Só Aço”, que se prontificou em disponibilizar as armaduras utilizadas na confecção das vigas estudadas.

A “Cameron Construtora”, pelo apoio na concretagem das vigas ensaiadas.

A Universidade Estadual Vale do Acaraú, pela oportunidade diante da realização desse trabalho.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto De Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio De Janeiro: ABNT, 2014.
- [2] REIS, L. S. N. “Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado”. Belo Horizonte: 2001. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais. 112p.
- [3] ARAÚJO, C. M. “Reforço de Vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento com Tecidos de Fibra de Carbono”. Rio de Janeiro: 2002. Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 153p.
- [4] SILVA, E. A. “Técnicas de Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado”. São Paulo: 2006. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Anhembi Morumbi. 84p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



- [5] REIS, A. P. A. “Reforço de Vigas de Concreto Armado Por Meio de Barras de Aço Adicionais ou Chapas de Aço e Argamassa de Alto Desempenho”. São Carlos: 1998. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. – Universidade de São Paulo. 239p.
- [6] GALLE, G. “Métodos de Reforço Passivos em Elementos Lineares Fletidos em Concreto Armado: Estudo Comparativo do Acréscimo de Capacidade Portante através de Programa Computacional”. Porto Alegre: 2011. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 124p.



**ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE PEÇAS EM
CONCRETO REFORÇADAS COM FIBRAS DE CARBONO - PCRFC E REVESTIDAS COM
ARGAMASSA REFRAATÁRIA QUANDO SUBMETIDAS A TEMPERATURAS DE ATÉ
230°C**

E. MELLO

Engenheira Civil
Universidade Positivo
Paraná; Brasil
elisalmeidamedeiros@hotmail.com

B. DARTORA

Engenheira Civil
Universidade Positivo
Paraná; Brasil
by_dartora@hotmail.com

E. MOSELE

Engenheira Civil
Universidade Positivo
Paraná; Brasil
mosele@outlook.com

L. DE LUCA

Engenheiro Civil
Universidade Positivo
Paraná; Brasil
deluca@idd.com.br

RESUMO

Um importante limitador na utilização de polímero reforçado com fibra de carbono no reforço de estruturas de concreto é a redução da resistência da estrutura reforçada quando submetida às altas temperaturas, isso acontece devido aos adesivos epoxídicos que são utilizados na colagem da fibra, uma vez que os mesmos são prejudicados quando atingem temperaturas entre 70°C e 100°C. Diante disso, se tornou necessária a busca por materiais que preservem a cola epóxi que faz a interface entre a fibra e o concreto, a fim de proteger a mesma às altas temperaturas. O presente trabalho analisou a influência da aplicação da argamassa refratária na resistência à flexão de peças em concreto reforçadas com PRFC quando submetidas às altas temperaturas. Para isso, realizou-se um programa experimental, que consiste na produção de corpos de concreto reforçados com fibra de carbono, na aplicação da argamassa refratária nessas peças em duas diferentes espessuras. Posteriormente, tais elementos são expostos à ação des três temperaturas e, por fim, ensaiados à flexão simples. Foi possível verificar, que a adoção de espessura de 10mm, obteve ganhos médios maiores quando comparados aos valores derivados da adoção da espessura de 5mm, quando comparadas aos valores médios das peças de referência.

Palavra-chave: PRFC, fibra de carbono, argamassa refratária.

ABSTRACT

A major limitation on the use of polymer reinforced with carbon fiber reinforcement of concrete structures is to reduce the strength of the structure when subjected to high temperatures, it happens due to epoxy adhesives are used for bonding of the fiber, since the same they are harmed when they reach temperatures between 70°C and 100°C. Therefore, it became necessary to search for materials which preserve the epoxy adhesive that interfaces between fiber and concrete, to protect the same to high temperatures. This study examined the influence of the application of refractory mortar on the flexural strength parts in concrete reinforced with PRFC when subjected to high temperatures. Therefore conducted an experimental program, which is the production of concrete bodies reinforced with carbon fiber, the application of refractory mortar these parts in two different thicknesses. They are subsequently exposed to three different temperatures, and finally tested in bending. It was verified that the thickness of 10 mm had higher average earnings than the thickness of 5 mm, compared to the average values of reference parts.

Keyword: CFRP, carbon fiber, refractory mortar

1. INTRODUÇÃO

O foco principal deste artigo é o estudo da influência que a argamassa refratária exerce na resistência à flexão de peças de concreto reforçadas com fibras de carbono e submetidas às altas temperaturas.

Segundo FORTES (2003) a preocupação na utilização de reforço de estruturas de concreto aplicando materiais compósitos a base de matriz epóxi, é a redução da resistência do material com o aumento de temperatura, já que os adesivos epoxídicos utilizados na colagem da fibra são prejudicados quando atingem temperaturas entre 70°C e 100°C.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Por esse motivo, ainda são necessárias investigações quanto ao uso desta técnica em países tropicais, como no Brasil, pois facilmente encontram-se estruturas aparentes atingindo a temperatura limite.

Entre as vantagens no reforço estrutural de concreto por meio da colagem externa de materiais compósitos de fibra de carbono, se destacam o baixo peso, a alta resistência à tração, a alta rigidez, bom comportamento quanto à fadiga, a facilidade de aplicação, a possibilidade da utilização da estrutura 48 horas após a aplicação do reforço e o baixo peso específico. No entanto, o desprendimento do reforço (efeito *peeling off*), a resistência ao fogo e a resistência aos raios ultravioleta são fatores desfavoráveis determinantes para a investigação da viabilidade do reforço (FORTES, 2003).

Na necessidade pela procura de materiais que protejam este tipo de reforço estrutural, a argamassa refratária se destacou por apresentar, no contexto dessa pesquisa, um significativo poder de suportar altas temperaturas de até 400°C. Além disso, contém propriedades que são interessantes como a trabalhabilidade, plasticidade, deformabilidade e capacidade de retenção de água.

Para a aplicação da argamassa refratária não é necessária mão de obra específica, fato atribuído a sua leveza e simplicidade de aplicação. Esse tipo de material surgiu com a metalurgia e hoje, é manufaturado a partir de um variado elenco de matérias primas e composições químicas (FERNANDES, 2012).

Trata-se de uma argamassa para locais que são submetidos às altas temperaturas, por possuir resistência ao calor e à abrasão. A composição da argamassa refratária é de cimentos especiais, agregados minerais e aditivos especiais (FERNANDES, 2012).

Segundo a ABNT NBR 8826 (2014) a argamassa refratária é adequada para assentar, unir ou proteger superfícies, podendo ser acondicionada no estado seco ou úmido. A argamassa pode ser, de pega a quente, adquirindo resistência após o aquecimento; de pega ao ar, que adquire resistência após a secagem, ou de pega cerâmica que desenvolve resistência após o aquecimento com aparecimento de novas fases.

1.1 Problema da pesquisa

Qual a influência do emprego de diferentes espessuras de revestimento com argamassa refratária, na medida em que exercem um papel fundamental na resistência de peças em concreto reforçadas com PRFC e submetidas à flexão após expostas ao efeito de temperaturas entre 70°C e 230°C?

1.2 Objetivos

Neste item serão apresentados os objetivos que incitaram essa pesquisa.

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a influência da espessura do revestimento com argamassa refratária na resistência à flexão de peças em concreto reforçadas com PRFC quando submetidas às temperaturas elevadas, entre 70°C e 230°C.

1.2.2 Objetivo Específico

Comparar os dados resultantes do emprego das duas espessuras de argamassa refratária, visualizando qual delas representa a menor perda de resistência à flexão das peças de concreto reforçadas com PRFC quando submetidas às altas temperaturas.

1.3 Justificativas

Neste item serão abordadas as justificativas que incentivaram esse trabalho.

1.3.1 Tecnológicas

O uso de PRFC em estruturas de concreto aponta inúmeras vantagens, desde o baixo peso da estrutura até a alta resistência à tração. Porém, segundo FORTES (2003) a interface entre concreto e fibra de carbono é feita com uma cola epóxi que em temperaturas próximas de 70°C perde sua eficiência. Visto que a temperatura em um incêndio, em estruturas de concreto pode chegar a 1000°C, no interior da edificação, o adesivo se torna o maior empecilho na utilização desse reforço. Sendo assim, se faz necessário o estudo sobre as formas de proteger o adesivo epóxi das altas temperaturas, como por exemplo, com a argamassa refratária, material que irá nortear este trabalho, sendo testada em diversas espessuras.

Diante disso, as justificativas correspondentes ao uso da argamassa refratária em estruturas de concreto reforçadas com fibra de carbono são:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- i. Utilização da argamassa refratária com a intenção de retardar o calor que chega até o adesivo epóxi, ligante da PRFC com o concreto da estrutura, para que esta não perca a sua eficiência.
- ii. Garantia de que a argamassa refratária possibilite a mesma eficiência da PRFC reforçando estruturas de concreto, em temperatura ambiente ou em altas temperaturas.
- iii. Definição do grau de influência que a argamassa refratária, com sua baixa capacidade de transferência de calor para a estrutura, tem na resistência a flexão dessas peças.

1.3.2 Econômicas

Segundo BEBER (2003) os problemas estruturais possuem várias soluções e, diante disso, se faz necessária a avaliação dos custos e análise do contexto, considerando a vida útil da estrutura, custos de manutenções e de perda de produção. A economia no caso do reforço com fibra de carbono, vem a longo prazo.

O custo direto do reforço estrutural com fibras de carbono é alto, mas a economia se mostra na redução do tempo de interdição da obra, do baixo custo de instalação da fibra e a mínima interrupção do tráfego normal da estrutura (BEBER, 2003). O reforço estrutural com PRFC não necessita de manutenção periódica, o que diminui consideravelmente o valor da aplicação. Porém, em países tropicais que possuem altas temperaturas predominantes durante todo o ano, ou quando sofrem grande exposição aos raios ultravioletas se faz necessária a proteção periódica da cola epóxi (BEBER, 2003 *apud* DE LUCA, 2006).

O reforço estrutural com PRFC em incêndios compromete a estrutura pelo já que ocorre o desprendimento do adesivo epóxi, ligante do PRFC com o concreto, necessitando de algum material para protegê-lo. A argamassa refratária pode ser uma boa opção, já que seu custo não é consideravelmente alto na estimativa final do orçamento, e tem a capacidade de retardar o calor que afetaria a resistência da estrutura.

1.3.3 Sociais

Os reforços com PRFC são muito utilizados em reforços de estruturas antigas, para maior segurança da sociedade. Segundo dados do DNIT (2011), o Brasil possui, aproximadamente, 5 mil pontes e viadutos sob gestão pública e federal, com quase 300 mil metros de extensão, sendo que 10% desses possuem problemas graves e necessitam de manutenção imediata. Diante desse fato, o reforço dessas estruturas com PRFC pode ser considerado uma ótima alternativa para garantir a capacidade de resistência dessas obras (PERELLES, 2013).

Além disso, como o adesivo epóxi que faz a ligação dos materiais perde suas propriedades quando é submetida às altas temperaturas, se faz necessária a utilização da argamassa refratária, pois esta suporta temperaturas de até 400°C, minimizando as perdas de resistência da estrutura, e trazendo segurança a sociedade (FERNANDES, 2012).

1.3.4 Ecológicas

Apesar de muito utilizado na Engenharia Civil em reforços estruturais para aumentar a seção transversal dos elementos, o cimento gera grande impacto ambiental e à saúde humana quando produzido. Este impacto vai da extração da matéria-prima, causando contaminação dos corpos hídricos e do solo, até a emissão de gases tóxicos. Além disso, o cimento é responsável por praticamente 5% das emissões de CO₂ e 3% das emissões de gases do efeito estufa produzidos no mundo inteiro (MAURY e BLUMENSCHNEIN, 2012).

Diante desses fatos, tornou-se necessária a busca pelo uso de outros materiais que diminuam a utilização do cimento. A aplicação das fibras de carbono em reforços estruturais minimizaria os impactos ambientais, pois reduzem o uso deste material (NÉIA, GARCIA e HÜTNER JR; 2011).

Como a resina epóxi não suporta altas temperaturas, é necessária a aplicação da argamassa refratária para proteger o adesivo epóxi que faz a interface entre PRFC e a estrutura de concreto, já que esta trata-se de um material que possui baixa transferência de calor, mantendo as propriedades e resistência dessa estrutura. Sendo assim, protege estruturas que talvez fossem demolidas após enfrentarem um evento de incêndio.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O presente item apresenta a fundamentação teórica sobre reforços em estruturas com fibras de carbono e o comportamento dessas estruturas quando sujeitas às altas temperaturas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.1 Reforços em estruturas com fibras de carbono

No ano de 2003, a aplicação de materiais compósitos de fibras de carbono como alternativa de substituição às tradicionais chapas de aço tem se tornado cada vez maior (BEBER, 2003). Diferentemente do aço, esses materiais não são afetados pela corrosão eletroquímica e resistem aos efeitos corrosivos de ácidos, álcalis, sais e outros agentes agressivos (HOLLAWAY, 1993).

“O PRFC, por ter como uma de suas principais características uma excelente resistência à tração, é usado para vários tipos de reforço estrutural, atendendo às inúmeras exigências impostas nas obras de reforço estrutural” (CAETANO, 2008). No procedimento em que ocorre a colagem da fita de fibra de carbono com resina epóxi diretamente na peça de concreto a ser reforçada, a estrutura, como um todo, adquire muitas das características da fibra de carbono.

Estruturas importantes mundialmente já tiveram sua estrutura reforçada com fibras de carbono, como a *Tower Bridge* em Londres, ponte que passou por esse processo no ano de 2000, já que não podia ter suas características modificadas, apresentando como melhor alternativa este tipo de reforço (DE LUCA, 2006).

Os sistemas compostos que utilizam as fibras de carbono como elemento resistente, apresentam ótima resistência mecânica, estabilidade térmica reológica, alta resistência a ataques químicos diversos, bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas, e não são afetados pela corrosão por se tratarem de produtos inertes e de extrema leveza. Devido ao baixo peso específico do sistema (cinco vezes menor que o aço estrutural), pode-se desconsiderar o seu peso próprio nos esforços (MACHADO, 2002).

Segundo Beber (1999), a alta relação resistência/peso próprio e a boa resistência à corrosão eletroquímica se tornou um grande atrativo para aplicação desse material.

O coeficiente de dilatação térmica dos compostos unidirecionais de carbono varia de acordo com a direção e depende do tipo e volume da fibra e da resina. As fibras de carbono sofrem contração com o aumento de temperatura e dilatação com a diminuição da mesma (MACHADO, 2002).

Uma das vantagens dessas fibras em relação às chapas de aço coladas com resina epóxi é a simples aplicação. Além disso, esses materiais compósitos apresentam condutividade térmica menor que a do aço, reduzindo o efeito do fogo nas camadas internas de adesivo, onde o material compósito carboniza ao invés de queimar, mantendo o reforço operante por um período de tempo maior do que o reforço com chapa de aço colada (BEBER, 2003).

2.2 Comportamento do composto de fibras de carbono em relação ao fogo

Um das questões que incentivaram o estudo aprofundado da aplicação das fibras de carbono foi a baixa resistência da resina epóxi em altas temperaturas, desperdiçando a resistência da fibra, já que esta resiste até 1000°C (BEBER, 2003). Os fabricantes das resinas relataram que no mercado atual, as resinas suportam até 90°, configurando uma desvantagem na aplicação de técnicas que utilizam esse material como ponte de aderência entre o reforço e o substrato de concreto (FORTES, 2003).

Em um ensaio realizado por Meier (1997) foi aquecido um forno a 650°C e colocado vigas reforçadas com fibras de carbono. Notou-se que a fibra começou a queimar ocasionando uma lenta diminuição da seção transversal do reforço conduzindo a perda de rigidez. O desprendimento completo ocorreu após uma hora de exposição.

As resinas epoxídicas são classificadas como termoplásticas e termo estáveis. As termoplásticas podem se fundir repetidas vezes e novamente se solidificar quando são aquecidas e resfriadas. Já as termo estáveis não podem retornar ao estado inicial, elas necessitam de uma reação química (MACHADO, 2002).

Essas resinas passam de um estado frágil para um estágio vitrificado quando submetidas a altas temperaturas. A temperatura em que se inicia essa transição é conhecida como temperatura de transição vítrea TG, que se situa na ordem de 90°C. Geralmente, a integridade estrutural de um sistema composto de fibras de carbono começa a se degradar em temperaturas superiores a TG, pois a resina não consegue manter inalterada a ponte de aderência das fibras de carbono com o substrato de concreto (MACHADO, 2002).

Os revestimentos comuns contra incêndios, tais como, painéis de gesso, fibras minerais, pinturas intumescentes, e outros, não proporcionam um isolamento térmico suficiente para manter o reforço na temperatura abaixo do TG.

2.3 Argamassa refratária

Segundo Fernandes (2012), um material refratário é aquele que possui a capacidade de suportar altas temperaturas sem perder suas propriedades físico-químicas. Usualmente são encontrados em fornos industriais, de laboratórios de



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



pesquisa e ensino, caldeiras, fornos domésticos e churrasqueiras. As principais características desses materiais são alta refratariedade, estabilidade mecânica, química, dimensional e ao choque térmico, baixa condutividade térmica e baixa permeabilidade.

As argamassas refratárias possuem uma característica peculiar quando são submetidas a altas temperaturas, conferindo maior proteção à peça em que estão aplicadas. Seu aspecto físico é sólido em pó, de cor cinza, e seu odor lembra o do cimento. Esse material trata-se de uma mistura homogênea de agregado(s) finos e superfinos, aglomerante(s) inorgânico(s) e água, contendo ou não aditivos ou adições, com propriedades de aderência e endurecimento (FERNANDES, 2012).

A definição da argamassa refratária segundo a NBR 8826 (2014) é como produto refratário não conformado constituído de grãos finamente moídos, podendo ser misturado com água e/ou aditivos ligantes. Pode ser acondicionado no estado seco ou úmido. As argamassas podem ser: de pega a quente, que adquire resistência após aquecimento; de pega ao ar, que adquire resistência após secagem, sem aquecimento ou de pega cerâmica que desenvolve resistência após aquecimento com aparecimento de novas fases.

Os principais agentes ligantes usados para a produção de argamassa refratária são: Os silicatos de sódio neutro ou alcalino com relação $\text{Na}_2\text{O}/\text{SiO}_2$ entre 1:1 (silicato), 1:2 (bissilicato) ou 1:3 (trissilicato), que existem tanto na forma de pó ou de xarope (solução). Os fosfatos de alumínio, tipo aluphos (monofosfato de alumínio hidratado) ou o próprio ácido fosfórico. Ainda existem outros de menor relevância em volume, são eles o sulfato de alumínio, sulfato de magnésio além das resinas fenólicas e epoxídicas mais comuns nos refratários antiácidos. Já em relação à carga mineral utilizada esta pode ser aluminosa, silicoaluminosa, básica, cromítica, quartzosa, a base de zircônia ou uma mistura delas, mas a incorporação de argila a esta carga mineral, normalmente na proporção entre 10 a 20%, é imprescindível. As argamassas mais utilizadas no meio refratário são as argamassas úmidas ligadas à bissilicato de sódio e ligantes fosfáticos (FERNANDES, 2012).

No caso de necessidade de abaixar o teor de argila é utilizado bentonito sódico, que é uma argila modificada de elevados índices de plasticidade e poder de inchamento, em proporções que normalmente variam entre 0,5% e 2,0%. As argamassas básicas, à base de sínter de MgO , são produzidas geralmente no estado seco devido à hidratação do MgO e formação de $\text{Mg}(\text{OH})_2$ durante a estocagem. Quando a necessidade é uma argamassa básica pronta para uso, mesmo que não sejam comuns, utiliza-se resinas líquidas (FERNANDES, 2012).

Ainda segundo Fernandes, 2012 a única limitação de uso da argamassa refratária é a aplicação em superfícies pintadas, superfícies metálicas e em madeiras.

2.4 Comportamento das argamassas de proteção térmica em relação ao fogo

O desempenho de uma argamassa de proteção térmica não é apenas no isolamento da temperatura, mas também na capacidade que ela possui de preservar o máximo possível a resistência inicial do concreto e diminuir os riscos de lascamentos explosivos (CUOGHI E FIGUEIREDO, 2007).

Argamassas com agregados leves são consideradas de bom desempenho quando submetidas a altas temperaturas devido a sua reduzida densidade e a sua baixa condutividade térmica (MAI, 2002 *apud* CUOGHI E FIGUEIREDO, 2007). Com baixa densidade, essas argamassas possuem baixa resistência mecânica e não oferecem bom desempenho estrutural, mas, argamassas de proteção térmica, como a argamassa refratária, objetivam conduzir pouco calor para o interior da estrutura e resistência mecânica suficiente somente para garantir aderência no substrato. (CUOGHI E FIGUEIREDO, 2007).

A Tabela 1 apresenta alguns agregados utilizados em argamassas de proteção térmica, onde a resistência mecânica dessas argamassas, a não ser a vermiculita e a perlita, está acima de 5 MPa, ou seja, a resistência mecânica dessas argamassas está próxima da resistência de argamassas comuns de revestimentos (CUOGHI E FIGUEIREDO, 2007).

Quadro 48 - Agregados naturais e artificiais utilizados em argamassas de proteção térmica

Tipo de Agregado	Densidade Concreto (kg/m^3)	Resistência Compressão (MPa)	Condutividade Térmica (W/mK)
Vermiculita	480	0,9	0,1 - 0,3
Perlita	520	3,0	0,1 - 0,2
Leca ®	1.300	14,0	0,3 - 0,6
Aglite ®	1.550	26,0	0,6
Lyttag ®	1.600	37,5	0,5
Escória	2.000	27,5	0,9

FONTE: MAI (2002) *apud* CUOGHI E FIGUEIREDO (2007)



2.5 Ensaio de flexão

O ensaio de flexão foi realizado conforme a NBR 12142, a qual estabelece o método como deve ser feito o ensaio da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos de concreto. Esse ensaio consiste em apoiar o corpo de prova em dois pontos com uma distância L entre si e aplicar lentamente uma carga P crescente que gerará a flexão no centro do mesmo. O corpo de prova pode ter uma seção qualquer, porém as mais utilizadas são as circulares e retangulares (DO VALLE, 2013).

Este ensaio possui o objetivo de determinar a força máxima de ruptura, a tensão e a flecha (DO VALLE, 2013). É medido o valor da carga e feito uma relação carga x deformação máxima (RUCHERT, 2006).

O ensaio de flexão de três pontos é muito utilizado e de fácil execução. Nele é utilizada uma barra bi apoiada e aplicada a carga no centro da distância entre os apoios, já que naquele ponto ocorrerá a flexão máxima. A flexão será medida com o suporte de percurso da cruzeta da máquina de ensaios quando a conformação da máquina for compensada. Nas máquinas de ensaio de flexão, os apoios geralmente são roliços com possibilidade de giro o que ajuda a minimizar o atrito do corpo de prova com os suportes (RUCHERT, 2006).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, encontra-se apresentado o programa experimental desenvolvido para atingir os resultados do trabalho. Envolve as etapas que foram realizadas, os materiais e os equipamentos utilizados.

3.1 Sistematização do programa experimental

O programa experimental foi dividido em quatro etapas, conforme descritas a seguir.

3.1.1 Primeira etapa

Fase composta pela construção dos prismas de concreto necessários para a realização do ensaio.

Para a validação do programa experimental, foram definidas 3 séries de ensaio, representadas na Tabela 1. As séries foram divididas de acordo com sua temperatura, então, cada temperatura pré-determinada representa uma série de ensaio realizada.

Tabela 1 - Quantidade de peças prismáticas de concreto

Temperatura	Referência	Espessura de 5mm de argamassa	Espessura de 10 mm de argamassa
70°C	10	10	10
150°C	10	10	10
230°C	10	10	10

3.1.2 Segunda etapa

Trata-se da aplicação do reforço de PRFC e do meio de aderência, areia de granulometria média, ao redor de todo o prisma.

3.1.3 Terceira etapa

Trata-se da moldagem da argamassa refratária com o auxílio das formas de madeira e pregos para marcar as espessuras de 5mm e 10mm.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.1.4 Quarta etapa

Por fim foram realizadas as séries de ensaios. Nessa etapa as peças de concreto foram colocadas na estufa durante 24 horas e logo após a retirada da estufa, foi realizado o ensaio a flexão nas peças, para determinar a máxima resistência de ruptura. O ensaio foi realizado no laboratório de Engenharia Mecânica da Universidade Positivo.

3.2 Materiais, equipamentos e execução

O programa experimental realizado será apresentado assim como os materiais e equipamentos utilizados

3.2.1 Primeira etapa

Os procedimentos para a confecção das peças de concreto foram executados em uma central de concreto pronto. As peças prismáticas de concreto foram moldadas com dimensões de 160mm x 40mm x 40mm e fabricadas em formas de aço inox que são utilizadas para ensaios de tração na flexão, compressão, retração e expansibilidade em argamassas.

3.2.2 Segunda etapa

Para realização do reforço estrutural com fibras de carbono foi utilizado como apoio, o Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono (MACHADO, 2002) e a ficha técnica do produto Viapoxi Adesivo Gel.

O Viapol® Carbon que é um sistema de reforço estrutural à base de resinas e fibra de carbono. Esse sistema foi fornecido pela Viapol, empresa que patrocinou este trabalho.

O sistema é composto por:

- i. Viapol® Carbon CFW 300 – manta de fibra de carbono
- ii. Viapoxi adesivo gel – adesivo a base de resina epoxi

Passos de aplicação:

1º passo – Preparo da superfície da peça de concreto

O preparo da superfície das peças de concreto é apenas uma limpeza das superfícies dos primas

2º PASSO – Corte das fibras de carbono

A fibras de carbono foram cortadas nas dimensões adequadas para a aplicação nas peças, e para este corte foi utilizada uma tesoura comum.

3º PASSO – Aplicação da resina adesiva gel, da manta de fibra de carbono e da ponte de aderência (areia).

Nesse passo, foi aplicada a resina Viapoxi Adesivo Gel para que depois fosse possível colar as fibras de carbono no local. Este produto é bi componente, logo foi necessário misturar 2 partes do componente A para 1 parte do componente B, e aplicado aproximadamente o consumo de 0,75 kg/m². A manta de fibras de carbono é aplicada em cima da resina.

Após a aplicação da segunda camada de resina, foi colocada areia de granulometria média para melhorar a aderência da argamassa na resina e em torno de todo o prisma de concreto.

3.2.3 Terceira etapa

Para a aplicação da argamassa refratária foram utilizadas como apoio as recomendações do fabricante Siláqua.

Passos de aplicação:

1º PASSO – Fabricação das formas de madeira.

Para a facilidade de aplicação da argamassa refratária e eficiência em atingir as espessuras desejadas, foram construídas formas de MDF e para marcar exatamente as espessuras foram colocados pregos nas faces das formas

2º PASSO – Preparo da argamassa refratária e aplicação da mesma.

Misturou-se então a argamassa no traço orientado pelo fabricante, de maneira manual, em um recipiente limpo e protegido de sol, vento e chuva. Logo após o preparo da argamassa e da aplicação do desmoldante na forma, foi inserido com cuidado a argamassa dentro da mesma e compactado. Foi colocada a peça em concreto com as fibras de carbono voltadas para o fundo da forma, para que, no momento do rompimento, fosse possível identificar a localização da fibra de carbono.

Para que não ocorressem fissuras na argamassa e que houvesse uma cura adequada, depois da moldagem foi empregada uma proteção com filme plástico nos prismas após 24 horas os prismas foram levados a câmara úmida onde permaneceram durante 24 horas.

3.2.4 Quarta etapa

Nesta etapa os corpos foram colocados em uma estufa para o aquecimento das peças de concreto.

A estufa utilizada é da marca DeLeo Equipamentos Laboratoriais, do tipo A8SE e possui potência de 4400W. As peças de concreto foram colocadas na estufa por um período de 24 horas e submetidas a temperaturas de 70°C, 150°C e 230°C. Para realização do rompimento a prensa utilizada na realização dos ensaios de resistência a flexão com a finalidade de determinar a máxima força de ruptura das peças reforçadas com PRFC é hidráulica de acionamento elétrico e módulo eletrônico de leitura, modelo PC200C da marca EMIC cuja capacidade máxima de carga é de 2.000 kN. O ensaio foi realizado no laboratório de Engenharia Mecânica da Universidade Positivo.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item serão apresentados **os resultados coletados** em laboratório da Universidade Positivo, conforme executado no programa experimental, **e a análise dos resultados**.

4.1 Resultados dos ensaios de rompimento das peças de concreto

Para uma melhor apresentação e avaliação dos resultados foram coletados dados de peças sem o revestimento de argamassa refratária e com o revestimento da argamassa com 5 e 10 mm de espessura.

No ensaio à flexão, as peças de concreto foram rompidas e os valores das forças máximas de ruptura sofreram variabilidade devido à temperatura sujeita nas peças. A força máxima de ruptura das peças de concreto diminui com o aumento da temperatura, pelo fato da resina epóxi, segundo Fortes (2003), apresentar uma perda na sua capacidade resistente ao atingir uma temperatura aos 70°C.

Neste item, buscou-se analisar a influência da aplicação da argamassa refratária na resistência à flexão de peças de concreto quando submetidas a temperaturas de 70°C, 150°C e 230°C.

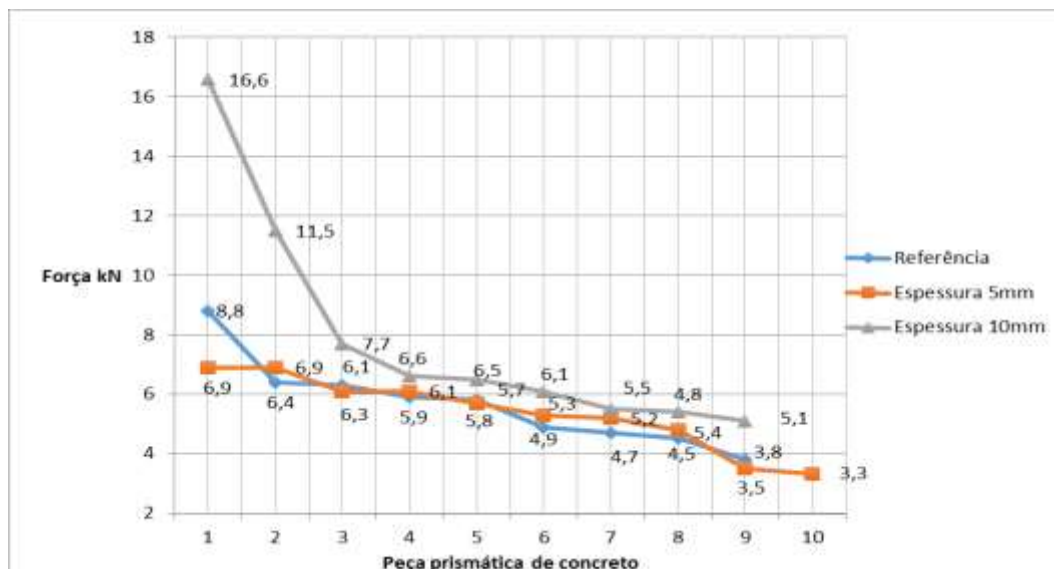
4.1.1 Temperatura de 70°C

Após as peças serem submetidas a uma temperatura de 70°C por um período de 24 horas na estufa, foram para a prensa hidráulica para o ensaio à flexão. A Figura 1 representa a peça após ser submetida à estufa, iniciando o ensaio à flexão.



O Grafico 1 apresenta a variação entre as forças máximas de ruptura para as peças de referência, espessura de 5mm e espessura de 10mm.

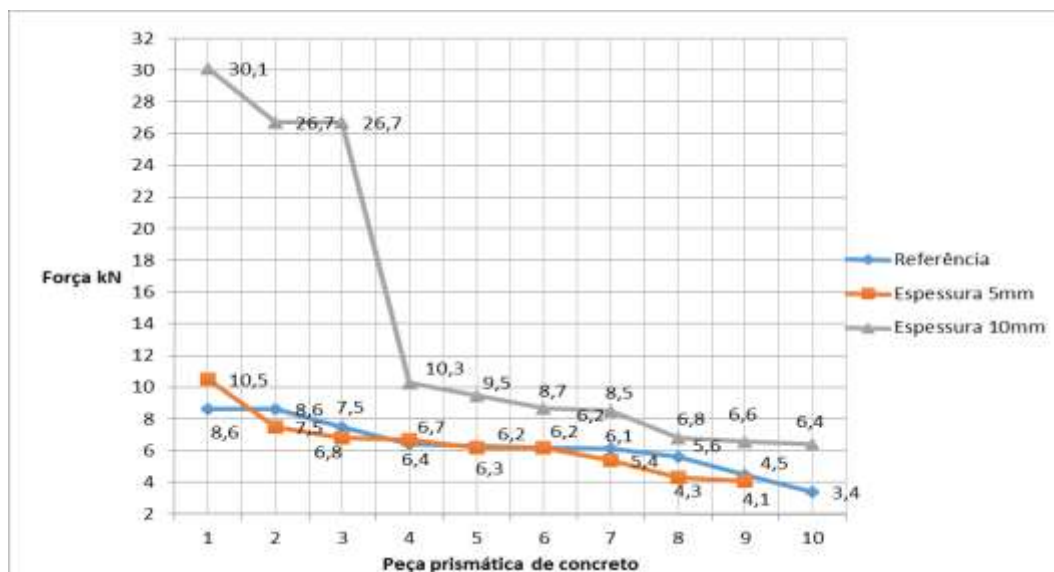
Devido à variabilidade de alguns resultados, foi adotada a metodologia de Chauvenet, que expurga valores exorbitantes a partir do cálculo de um componente y que é rejeitado se o módulo do desvio padrão do valor em questão for maior que o desvio calculado, neste caso foi expurgado o primeiro rompimento das peças de referência e das peças de espessura 10mm.



No Gráfico 1 pode-se observar que a espessura de 10mm contribuiu com a maior proteção do reforço, em 100% das peças, possibilitando a elas um ganho da resistência de 34,5% em relação a média de ruptura das peças de referência. Já a espessura de 5mm sofreu um decréscimo de resistência de 7,6% em relação a média de ruptura das peças de referência.

4.1.2 Temperatura de 150°C

Após as peças serem submetidas a uma temperatura de 150°C por um período de 24 horas na estufa, foram para a prensa hidráulica para o ensaio à flexão. O Gráfico 2 apresenta a variação entre as forças máximas de ruptura para as peças de referência, espessura de 5mm e espessura de 10mm.

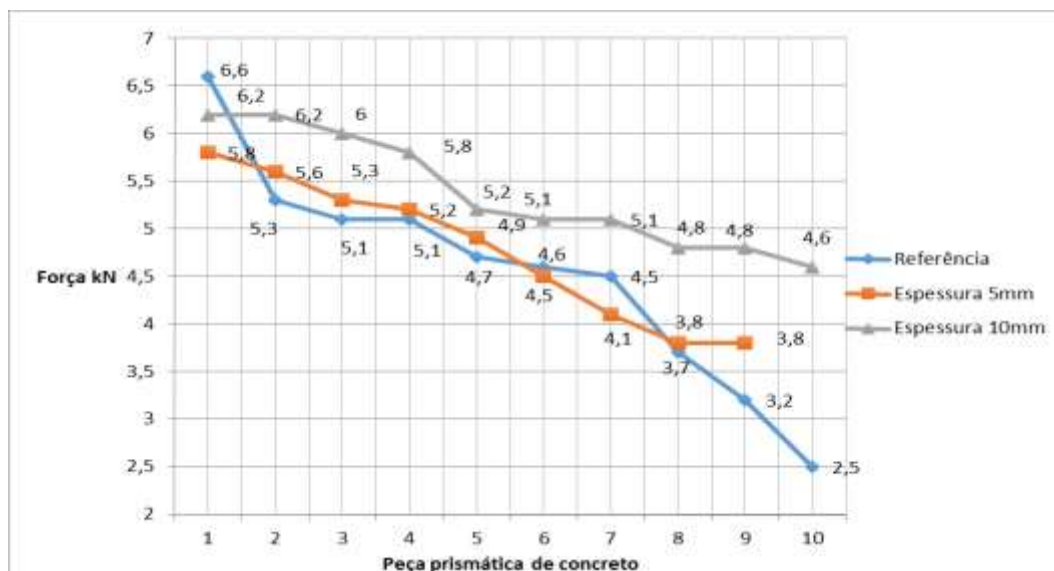


No Gráfico 2 pode-se observar que a espessura de 10mm contribuiu com uma maior proteção do reforço em todas as peças, possibilitando um ganho da resistência de 106,4% em relação às peças de referência. Já a espessura de 5mm contribuiu com um ganho de resistência de 5,4% em relação às peças de referência.

4.1.3 Temperatura de 230°C

As peças foram submetidas a uma temperatura de 230°C por um período de 3 horas, e devido à essa alta temperatura, as peças começaram a entrar em chamas dentro da estufa da Universidade. Diante do o risco de incendiar a estufa, foi necessário levá-las imediatamente para a prensa hidráulica fazendo o ensaio à flexão.

Devido ao método de Chauvenet, tornou-se necessário expurgar alguns rompimentos, reduzindo a quantidade de peças analisadas. O Gráfico 3 apresenta a variação entre as forças máximas de ruptura para as peças de referência, as de espessura de 5mm e as de espessura de 10mm.



No Gráfico 3 pode-se observar que a espessura de 10mm contribuiu com a maior proteção do reforço, possibilitando um ganho na resistência de 24,1% em relação a média das peças de referência, com 90% dos corpos possuindo ganho. Já a espessura de 5mm contribuiu com um ganho da resistência de 1,6% em relação a média das peças de referência.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a análise dos resultados obtidos no programa experimental, pode-se observar que os objetivos estabelecidos no começo deste trabalho foram atingidos, visto que foi analisada a influência na resistência à flexão da aplicação de diferentes espessuras de argamassa refratária em peças de concreto reforçadas com PRFC, quando as mesmas são submetidas à altas temperaturas. Comparando os ensaios realizados, pôde-se observar:

- a) Quanto ao ensaio:
 - I. Devido às três diferentes temperaturas e alta quantidade de peças a serem ensaiadas, não foi possível a colocação de todas as peças na estufa em um mesmo dia.
 - II. Logo após 3 horas de aquecimento das peças na temperatura de 230°C o técnico responsável pelo laboratório da Universidade Positivo aconselhou o desligamento da estufa pelo super aquecimento da mesma, então todas as 30 peças foram mantidas na estufa durante o período de 3 horas, diferente do tempo nas demais temperaturas.
- b) Quanto aos resultados dos ensaios realizados com peças reforçadas com PRFC revestidas com argamassa refratária submetidas à temperatura de 70°C:
 - I. As peças de concreto revestidas com argamassa refratária na espessura de **5 mm não obtiveram ganho** médio na resistência, possuindo um decréscimo médio de 7,6%.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- II. As peças de concreto revestidas com argamassa refratária na espessura de **10 mm** obtiveram um **ganho** médio na resistência de **34,5%** em relação a média das peças sem o revestimento de argamassa refratária.
 - III. O revestimento de argamassa refratária na espessura de 5mm não foi eficiente quando comparado com o revestimento de espessura 10mm, como já esperado, que contribuiu com um ganho na resistência maior que a espessura de 5mm.
 - IV. **100%** das peças com espessura de **10 mm** obtiveram **ganho** de resistência quando comparadas com as peças de referência.
 - V. **60%** das peças com espessura de **5 mm** obtiveram **ganho** de resistência quando comparadas com as peças de referência.
- c) Quanto aos resultados dos ensaios realizados com peças reforçadas com PRFC revestidas com argamassa refratária submetidas à temperatura de 150°C:
- I. As peças de concreto revestidas com argamassa refratária na espessura de 5mm obtiveram um ganho médio na resistência de 5,4% em relação a média das peças sem o revestimento de argamassa refratária.
 - II. As peças de concreto revestidas com argamassa refratária na espessura de **10 mm** obtiveram um **ganho** médio na resistência de **106,4%** em relação a média das peças sem o revestimento de argamassa refratária.
 - III. O revestimento de argamassa refratária na espessura de 5 mm não foi eficiente quando comparado com o revestimento de espessura 10 mm que obteve um ganho de resistência maior que a espessura de 5 mm.
 - IV. **100%** das peças com espessura de **10 mm** obtiveram um **ganho** de resistência quando comparadas com as peças de referência.
 - V. **20%** das peças com espessura de **5 mm** obtiveram um **ganho** de resistência quando comparadas com as peças de referência.
- d) Quanto aos resultados dos ensaios realizados com peças reforçadas com PRFC revestidas com argamassa refratária submetidas à temperatura de 230°C:
- I. As peças de concreto revestidas com argamassa refratária na espessura de 5 mm obtiveram um ganho médio na resistência de 1,6% em relação a média das peças sem o revestimento de argamassa refratária.
 - II. As peças de concreto revestidas com argamassa refratária na espessura de **10 mm** obtiveram um **ganho** médio na resistência de **24,1%** em relação a média das peças sem o revestimento de argamassa refratária.
 - III. **90%** das peças com espessura de **10 mm** obtiveram um **ganho** de resistência quando comparadas com as peças de referência.
 - IV. **60%** das peças com espessura de **5 mm** obtiveram um **ganho** de resistência quando comparadas com as peças de referência.
- e) Quanto a comparação entre os resultados obtidos das três temperaturas:
- I. A espessura de 10 mm apresentou maior ganho de resistência comparado com a espessura de 5 mm em todas as temperaturas analisadas, como já era esperado.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- II. A temperatura de 150°C na espessura de 10 mm apresentou eficiência significativa quando comparado com as temperaturas de 70°C e 230°C.

Enfim, diante das considerações que foram tecidas a partir do que foi observado durante o programa experimental, é possível afirmar que a argamassa refratária mostrou-se favorável na proteção térmica do adesivo epóxi, tendo a ação mais satisfatória com espessura aproximada de 10 mm. Porém, ainda não é possível determinar até qual temperatura ela é capaz de proteger a peça reforçada com PCRFC, tornando necessários mais testes com temperaturas entre 150°C e 230°C.

6. REFERÊNCIAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro **NBR 8826/2014** - Materiais Refratários Terminologia.
- BEBER, A.J. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibras de carbono**. Porto Alegre, 1999. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BEBER, A.J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. Porto Alegre, 2003. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CAETANO, T.A. **Reforço de vigas de concreto com fibra de carbono**. São Paulo, 2008. TCC (Graduação), Universidade Anhembi Morumbi.
- CUOGHI, Ricardo de Scarabello; FIGUEIREDO, Antonio Somingues de. **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2007. 31 f. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- DE LUCA, L.C.S. **Cisalhamento em vigas de concreto armado reforçadas com compostos de fibras de carbono: Avaliação de critérios de projeto**. Florianópolis, 2006. Tese (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina.
- DNIT- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Estrutura de Transportes**. Disponível em <http://www1.dnit.gov.br>. Acesso em: 20 de Março de 2015 às 13 horas.
- DO VALLE, R.M. **Estudo da influência da forma da partícula de borracha de pneu no módulo de elasticidade de argamassas de revestimentos**. Juiz de Fora, 2013. TCC (Graduação), Universidade Federal de Juiz de Fora.
- FERNANDES, Manoel Robério Ferreira. **Estudo das propriedades das argamassas refratárias úmidas com o tempo de estocagem**. 2012. 231 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas, Universidade de Minas Gerais, Minas Gerais, 2012.
- FORTES, A.S.; PADARATZ, I.J.; BARROS, A.O.; FREIRE, I.F. **Eficiência do reforço de CFRP em estruturas de concreto sob efeito térmico**. V simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 2003.
- HOLLAWAY, L. C. **Polymer Composites for civil and structural engineering**. Glasgow, Blackie Academic and Professional, 1993.
- HOLLAWAY, L.C, LEEMING, M. **Strengthening of reinforced concrete structures: Using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering**, 1999.
- MACHADO, A.P. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. Belo Horizonte, 2002.
- MAURY, M.B.; BLUMENSCHNEIN, R.N. **Produção de cimento: Impactos à saúde e ao meio ambiente**. Sustentabilidade em debate. Brasília, 2012.
- NÉIA, J.A.; GARCIA, L.C.D.; HÜTNER JR., O.L. **Reforço com fibra de carbono em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos antigos**. Curitiba, 2011. TCC (Pós-Graduação), Instituto IDD.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



PERELLES, D.H. **Estudo Analítico do comportamento de uma viga biapoiada de concreto armado reforçada com um compósito de fibra de carbono.** Curitiba, 2013.

RUCHERT, C.O.F.T. **Ensaio Mecânicos do Materiais- Flexão, Fluência e Fadiga.** São Paulo, 2006.



**ESTUDO SOBRE AS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE EDIFICAÇÃO
RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR NO MUNICÍPIO DE FORTALEZA-CE**

ISABELLY. PINTO
Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
isabellycmosp@gmail.com

CRISTIANE. FERNANDES
Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
cristiane_nascimento_fernandes@outlook.com

RAÍSSE. SARAIVA
Estudante de mestrado
UFC
Ceará; Brasil
raisseps@gmail.com

ANTÔNIO. CABRAL
Professor
UFC
Ceará; Brasil
eduardo.cabral@ufc.br

RESUMO

As obras de construção civil devem ser executadas de forma a garantir as exigências para que foram projetadas, assim como atender às especificações mínimas de segurança e conforto para o usuário. Quando tais condições não são satisfeitas tem-se o surgimento de manifestações patológicas nas edificações. Nesse contexto, o presente trabalho irá retratar a importância que deve ser dada às fases de uma obra, com o intuito de demonstrar quão intensos os problemas patológicos podem vir a se tornar quando não são adequadamente analisados, o que acarreta em medidas mitigadoras mais bruscas. Para tanto, realizou-se um estudo de caso em uma residência multifamiliar, no qual se efetuou um levantamento visual dos principais anomalias observadas em vistoria, registrando-os através de uma documentação fotográfica, e, posteriormente, realizou-se o ensaio de ultrassom em viga, além do dimensionamento das fissuras através do fissurômetro e análise mediante o selo de gesso nos pilares. Dos resultados obtidos foram diagnosticadas pulverulências, fissuras, bolor, destacamento e desagregação do revestimento e calcinação como formas de manifestações patológicas apresentadas na habitação estudada. Em virtude do quadro em que se apresentava o edifício foram expostas formas de tratamento e recuperação para cada tipo de patologia constatada. Contudo, pode-se concluir que o fato deste não haver passado por quaisquer manutenções preventivas ou corretivas até momento em suas principais áreas de acesso favorece para um péssimo estado estético e de conservação da edificação, sendo necessária uma intervenção para recuperação de seus componentes estruturais.

Palavras-chave: recuperação, ensaio de ultrassom, carbonatação, manifestações patológicas.

1. INTRODUÇÃO

O termo patologia é originário do grego páthos, que significa doença, e lógos, correspondendo a estudo. De acordo com a etimologia, patologia significa o estudo das doenças e, originalmente, foi aplicado à medicina, a fim de relatar as modificações anatômicas e funcionais causadas pelas doenças no organismo [1]. As patologias geralmente se fazem presentes nas maiorias das edificações e a sua constatação se dá por meio da elaboração de um diagnóstico [2].

Nesse contexto, torna-se imprescindível atentar para importância de se projetar de maneira a atender a estimativa de vida útil das edificações, definida pela ABNT NBR 15575-1 como sendo o “período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando a periodicidade e correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção” [3].

Distingue-se ainda a vida útil estrutural da vida útil econômica, sendo a primeira determinada pelos fenômenos de degradação que ocorrem em relação aos materiais e componentes principais e a segunda determinada por razões econômicas, que levam a não realização das atividades necessárias para a manutenção dos padrões de desempenho ou



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



que descaracterizam seu valor em função das mudanças de uso a que é submetida tanto individualmente quanto em relação à zona urbana em que se situa [4].

Para que as edificações possam alcançar a vida útil de projeto (VUP), torna-se importante a realização de trabalhos com boa qualidade nas etapas de projeto, construção e manutenção, bem como a aquisição de materiais que atendam às especificações técnicas [5].

Assim, o presente trabalho objetiva o estudo de manifestações patológicas em edificação multifamiliar localizada no município de Fortaleza-CE, com o intuito de observar as principais incidências que a mesma apresentava nas áreas com pior estado estético, a saber, fachada e garagem, que nunca passaram por nenhum processo de manutenção. Procurou-se avaliar as áreas supracitadas tendo em vista propor formas de recuperação para as estruturas, em caso de necessidade de intervenção e, no que tange aos apartamentos da edificação, estes passaram recentemente por reformas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceitos de durabilidade, desempenho e vida útil

A durabilidade associa-se diretamente à vida útil, sendo referente às características dos materiais e/ou componentes, às condições de exposição e de utilização impostas à edificação [6]. A ABNT NBR 6118:2014 cita ainda que a “durabilidade consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto” [7].

Não obstante, devido aos acontecimentos de ruínas em edificações de grande porte, a preocupação com a vida útil das estruturas vem aumentando ao longo dos anos em virtude dos altos custos de construção/manutenção e descoberta de concretos com características distintas [8]. E, assim, para que as edificações possam permanecer por mais tempo em níveis satisfatórios de desempenho, torna-se importante a realização de trabalhos com boa qualidade nas etapas de projeto, construção e manutenção, bem como a aquisição de materiais que atendam às especificações técnicas [6].

Diante disso, o conceito de “desempenho” trouxe uma nova abordagem para as questões relacionadas à qualidade na indústria da construção civil, adequando-se à necessidade de abordar a qualidade em produtos inovadores, que ainda não se encontravam normalizados [6]. O desempenho de um edifício pode ser representado pelos atributos exigíveis das necessidades humanas, estabelecidos pelos requisitos e critérios de desempenho previstos na norma, onde é considerado um patamar mínimo a ser atingido por elementos e sistemas da construção [9].

2.2 Manifestações patológicas nas edificações

Durante a utilização da edificação é possível observar falhas, oriundas da fase de execução da obra relacionadas às quantidades de atividades simultâneas, ao alto número de funcionários envolvidos, a mão de obra não qualificada e a tentativa do empresariado em reduzir custos [8]. Estas podem ocorrer de maneiras diversas, tais como falta de condições adequadas de trabalho, incapacidade profissional da mão-de-obra, inexistência de controle de qualidade, má qualidade de materiais, sabotagem e irresponsabilidade técnica [10]. Por todas essas razões, a execução torna-se uma etapa fundamental para minimizar as patologias decorrentes de deformações estruturais.

Em casos de patologias originadas na escolha de materiais não deve-se considerar apenas o material, mas também a sua utilização para composição de elementos estruturais, como o caso do concreto, o qual é composto de areia, cimentos, brita, aditivos, água e a armadura [8]. O mercado, constantemente, é contemplado com novos materiais, os quais nem sempre são previamente avaliados para verificar se estão em concordância com os requisitos de critérios e desempenho [1].

Sobre as patologias originadas na superfície do substrato da pintura, tem-se, dentre outras, o desbotamento – que é originado através da incidência da radiação solar, decolorando o pigmento presente nas tintas, especialmente os de origem orgânica – e a pulverulência, que corresponde à patologia em que a superfície se encontra em estado de pó. Já quando estas decorrem na película, pode-se considerar as trincas e fissuras, que são patologias que, de modo geral, se apresentam em forma de aberturas, e quando originadas na superfície é um meio de entrada da umidade para o interior do substrato, sendo assim causa além do aparecimento de bolhas e craqueamentos, outras manifestações também, como manchas e descascamentos [11].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Assim, as manchas escuras de mofo ou bolor correspondem ao surgimento de manchas sobre a superfície, oriundas de um grupo de seres vivos (fungos) que proliferam em condições de climas favoráveis, como ambientes úmidos, mal ventilados ou sombreados [12]. Existem ainda as manchas de aplicação, que são ocasionadas devido à utilização de rolo com pêlo alto, pincéis de cerdas duras não espalhando corretamente e de forma homogênea a tinta sobre a superfície, ou pela agitação insuficiente da tinta antes da aplicação [11].

A calcinação também corresponde a manchas, sendo estas esbranquiçadas ou foscas, e aparece nas superfícies pintadas, provocando a deterioração da pintura com pulverulência superficial, podendo ser identificada pela presença de um pó branco na superfície [11]. Enquanto isso, o descascamento trata-se de uma patologia que pode acontecer quando a pintura for executada sobre calçação, gesso, cimento ou concreto curado indevidamente, podendo ocorrer em obras localizadas à beira mar ou em centros industriais com grandes concentrações de poluição [12].

2.3 Ensaios para análise das condições estruturais

Existem inúmeros ensaios que podem ser realizados com a intenção de verificar o comportamento das estruturas. Dentre eles, destaca-se o método do selo de gesso, que deve possuir aproximadamente 3 mm de espessura aderido as paredes laterais da fissura, uma vez que devido a sua baixa resistência a tração, qualquer movimentação da estrutura é suficiente para que o selo se rompa [13]. Esse procedimento utilizado nas estruturas de concreto tem o objetivo de verificar a movimentação das fissuras existentes, consistindo em um método simples de análise da abertura de fissuras, não obstante considerado de extrema importância para casos de possibilidades de corrosão de armaduras. Em relação à abertura das fissuras, estas podem ser medidas através de um aparelho denominado fissurômetro, que consiste, conforme autor supracitado, numa análise qualitativa das fissuras, onde a principal finalidade é verificar o nível de fissuração das estruturas de concreto.

Um outro método de avaliação das condições das estruturas é o de ultrassom, que visa a verificação do tempo da propagação de ondas ultra-sônicas longitudinais que percorrem os elementos de concreto. Dentre os métodos de ensaios não destrutivos, o ensaio ultra sônico pode ser considerado como um dos mais promissores para a avaliação de estruturas de concreto, pois possibilita realizar um exame da homogeneidade do material. Através da sua utilização consegue-se realizar um controle total da estrutura, considerando, inclusive, as variações das propriedades com o tempo. Pode-se, por exemplo, através da análise das variações na velocidade de propagação de uma onda ultrasônica, verificar a compacidade de uma estrutura ou detectar regiões heterogêneas no interior da mesma.

O método de ultra-som baseia-se no fato de que a velocidade de propagação está ligada a qualidade do concreto. Conhecendo-se à distância entre o transdutor emissor e o transdutor receptor da onda ultra-sônica e medindo-se o tempo decorrido para este percurso calcula-se a velocidade de propagação da onda no concreto.

3. ESTUDO DE CASO

A pesquisa de campo aconteceu no município de Fortaleza/CE, onde foi realizada uma vistoria em uma edificação multifamiliar que possui 3 andares, sendo 2 apartamentos por andar, totalizando 6 unidades habitacionais. O prédio do presente estudo situa-se em área urbana, com distanciamento de cerca de 5 quilômetros em direção à costa da praia mais próxima, favorecendo assim a presença de cloretos nessa edificação, que ocorre principalmente, pelo arranjo da ação química dos elementos que compõem a água do mar sobre os produtos de hidratação de cimento. Esse processo acontece normalmente pela erosão física, que através da ação das ondas ou dos ventos carregam a névoa salina consigo.

As imagens a seguir objetivam apresentar a localização do condomínio estudado (Figura 1) na cidade de Fortaleza, mostrando também sua fachada principal (Figura 2).

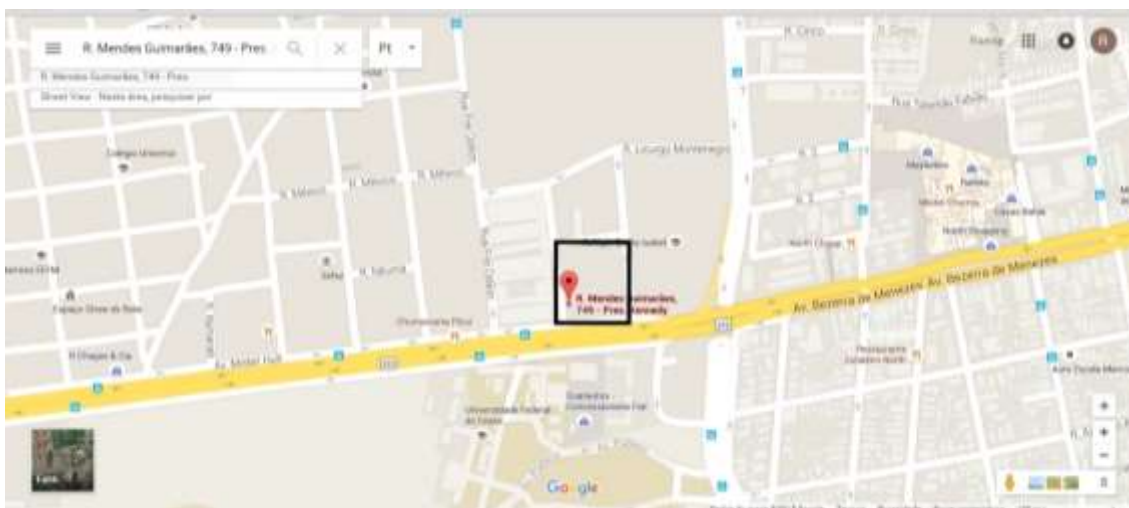


Figura 1: Localização do empreendimento.

Fonte: Google Maps.



Figura 2: Fachada principal do empreendimento.

Fonte: Google Maps.

Apesar de não haver projetos ou quaisquer documentos que comprovem a idade do empreendimento, estima-se que o mesmo tenha aproximadamente 30 anos, conforme relatos feitos pelo usuário mais antigo do estabelecimento e em função da tipologia arquitetônica com três pavimentos, bastante adotada na década de 1980. No período anterior à década de 1970, os investimentos imobiliários do tipo multifamiliar tinham maior concentração na região central, o que não se aplica à edificação em análise, por se tratar de uma região longe do centro de Fortaleza. E a partir da década de 1990, edificações multifamiliares de Fortaleza com mesmo porte da em estudo utilizavam laje volterrana e passaram a adotar guaritas para controle de acessos. Vale ressaltar que os moradores apontaram que o mesmo não passa por manutenções preventivas ou corretivas, apresentando assim, um mal estado estético e de conservação.

3.1. Inspeção Preliminar

Inicialmente realizou-se um levantamento das principais medidas da garagem do condomínio analisado, de forma a se obter um planta baixa simplificada do local de avaliação (Figura 3).

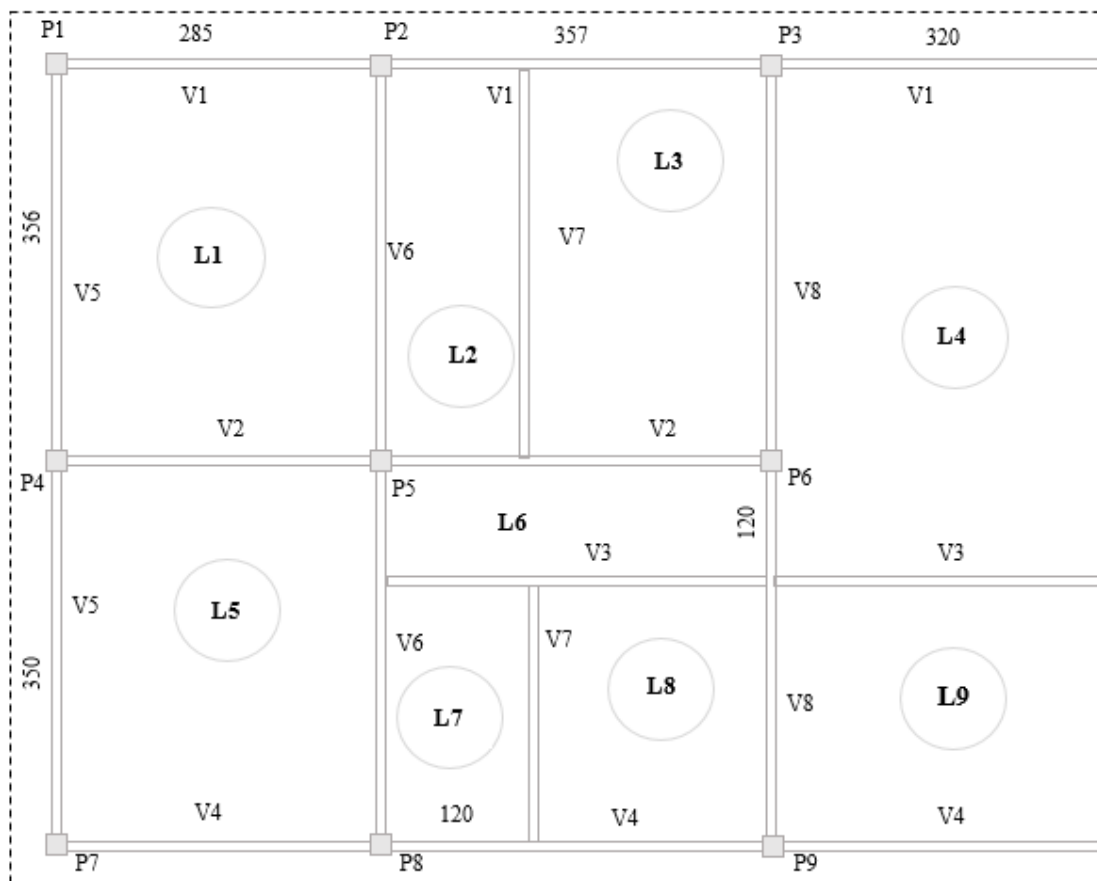


Figura 3: Planta baixa da garagem do prédio
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Posteriormente, realizou-se também o registro visual e fotográfico das principais manifestações patológicas observadas, estando as imagens apresentadas a seguir.



Figura 4: Destacamento do revestimento cerâmico
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Através da Figura 4 nota-se que houve um descolamento da argamassa de emboço, que pode ter se dado devido à aderência insuficiente, provavelmente pela utilização de materiais inadequados ou de baixa qualidade, sendo a pulverulência um fator que também pode ter contribuído para tal efeito sobre o revestimento.

Já a Figura 5 mostra a desagregação da película da pintura, que é um problema do substrato que manifesta-se na forma de destruição da pintura da superfície, em virtude de aplicação da tinta antes que se esperasse os 30 dias referente à cura do reboco ou mesmo em função da presença de umidade e sais. Nota-se ainda, a descoloração da pintura (apesar de não ser tão perceptível na figura em virtude da luminosidade do local), que se deu no revestimento em virtude da ausência da utilização de um pingadeira, ou mesmo da perda dos pigmentos da tinta devido à incidência dos raios solares e devido ao problema de calcinação, causando o excessivo clareamento da cor original da tinta, intensificado pela utilização de um tom de cor amarela, que é mais suscetível aos raios UV. Vale ressaltar também que para o aparecimento desse tipo de manifestação pode ter se dado em detrimento da tinta utilizada ter sido de baixa qualidade ou indicada para superfícies internas.



Figura 5: Desagregação da pintura
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Na Figura 6 verifica-se o aparecimento de armaduras em lajes e vigas e fissuração do concreto. Isso pode ser consequência da insuficiência ou má qualidade do concreto do cobrimento da armadura ou presença de cloretos presentes na umidade proveniente de defeitos de infiltração nas tubulações. Verificou-se também que alguns trechos da laje encontram-se em contato com as tubulações hidráulicas do prédio, o que favorece o contato do concreto com a água, acarretando na presença de umidade na estrutura, e consequentemente, ativação do processo de carbonatação. E, uma vez que a estrutura está carbonatada esta desencadeia a corrosão, em virtude da reação dos minerais com as águas da chuva e a infiltração que ficam acidificadas em função da dissolução destas no dióxido de carbono atmosférico, como é possível verificar na figura as ferragens apresentando sinais de corrosão.



Figura 6: Corrosão das armaduras
Fonte: Acervo pessoal (2015).

As fissuras verticais apresentadas na Figura 7 podem ter se originado em virtude de uma possível oxidação na armadura do pilar.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Figura 7: Fissuras
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Notou-se, mediante a Figura 8, o aparecimento de bolor na edificação, uma vez que este é caracterizado pela existência de manchas ou pontos pretos, acinzentados ou amarronzados sobre a superfície. Tal problema provavelmente surgiu em virtude do uso de uma tinta de baixa qualidade, que não apresenta muita resistência contra ao acúmulo de sujeiras e manchas.



Figura 8: Manchas escuras de mofo, bolor em áreas mais expostas e encardimento da superfície
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Verificou-se ainda na Figura 8, o acúmulo de sujeira e outros fragmentos sobre a superfície pintada, além do bolor, que foi agravado em virtude de agressores externos, como poluição, e como não foi realizada a devida manutenção, o processo de encardimento foi acelerado.



Figura 9: Pulverulência
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Pela Figura 9, notou-se também manchas esbranquiçadas na superfície pintada, caracterizando-se como a manifestação de pulverulência. Tal manifestação pode ter ocorrido devido à falta de uma adequada preparação da superfície e excesso de umidade, que se expandiu, sendo necessária, neste caso, a correta remoção das manchas com uma escova de aço e posterior aplicação de um selador para alvenaria, para que só depois se aplique a tinta.

3.2. Ensaios realizados

Os ensaios realizados neste estudo foram não destrutivos, e possibilitaram subsídios para o entendimento dos aspectos de resistência e grau de fissuração das estruturas de concreto armado.

A amostra (Figura 10) para monitoração de selos de gesso consistiu na análise de seis pilares – P2, P4, P5, P6, P8 e P9, para verificação da existência de fissuras ativas ou passivas de pilares em posições distintas da edificação. Como resultado, detectou-se após 24h da sua execução que todos os elementos encontravam fissuras ativas.

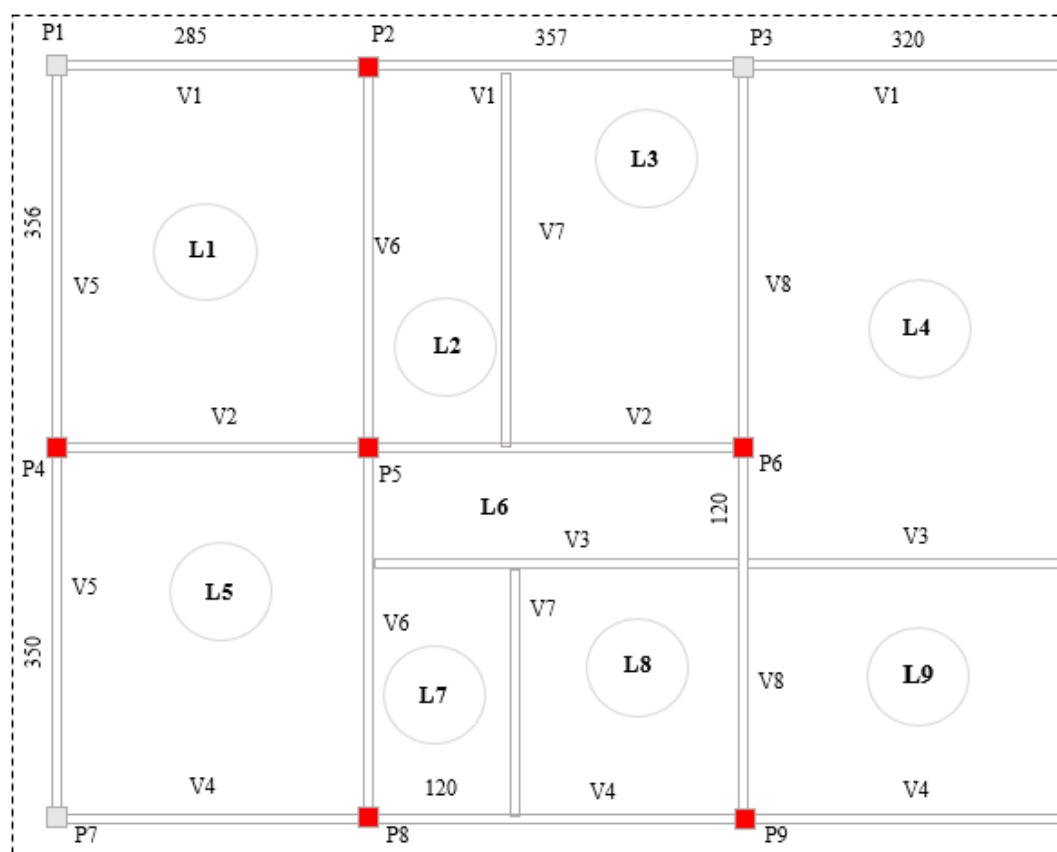


Figura 10: Elementos nos quais se realizou o selo de gesso
Fonte: Acervo pessoal (2015).

Nos pilares P2, P4, P5, P6, P8 e P9, com a utilização do fissurômetro, foi possível identificar a medida de abertura de algumas das fissuras que foram observadas nestes, verificando que suas dimensões variaram de 0,15 a 0,7 mm.

Realizou-se também o ensaio de ultrassom na viga V2, onde a partir deste ensaio obteve-se que a velocidade da viga foi de 4436m/s, o que, conforme a norma ABNT NBR 8802:2013 [14] demonstra que o concreto analisado apresenta uma ótima qualidade (Tabela 1).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Velocidade da onda (m/s)	Qualidade do concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Ótima
$3000 < V < 3500$	Bom
$2000 < V < 3000$	Regular
$V < 2000$	Ruim

Tabela 1: Relação entre a velocidade da onda e a qualidade do concreto.
Fonte: NBR 8802 (2013).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de recuperação das manifestações diagnosticadas na edificação estudada deve seguir as recomendações contidas tanto na ABNT NBR 13755:1997, que se refere aos requisitos para a execução, fiscalização e recebimento de revestimento de paredes externas com placas cerâmicas assentadas com argamassa colante específica para fachadas, quanto na NBR 14081:1 – 2012, que faz referência ao material ideal para esta finalidade, isto é, utilização de argamassa industrializada do tipo II – ACII ou tipo III – ACIII. Devem ser seguidas ainda as orientações contidas na NBR 13818:1997, no que diz respeito à juntas de dilatação que devem ser existentes em revestimentos cerâmicos, devendo-se também ressaltar que será necessária uma prévia preparação da parede após a remoção da cerâmica já existente, isto é, lixamento ou escovação, buscando criar novamente uma superfície de contato ideal para o novo revestimento a ser introduzido.

Em relação às manchas observadas e o descascamento, o processo de pintura/revestimento deve ser refeito, respeitando as normas vigentes. Ressalta-se mais uma vez a necessidade de preparação da superfície, que deve ser devidamente escovada e/ou lixada e limpa, e utilização de materiais adequados. O revestimento deve ser refeito respeitando a utilização de tinta ideal para ambientes externos, de preferência de cores mais claras, que absorvam menos luminosidade. Vale ressaltar ainda que devem ser seguidas as recomendações de preparação da base descritas na ABNT NBR 13245:2011. Uma vez que estas superfícies estão expostas às intempéries, seu processo de degradação é normal, porém seus efeitos podem ser resolvidos através da realização de manutenções sempre que for necessário, fazendo-se uso de pinturas de boa qualidade.

Para a recuperação dos pilares e vigas, uma vez que as fissuras analisadas estão ativas, isto é, sofrendo a ação de algum fator externo que as fazem ser evidentes, somente resolver o problema do revestimento não é uma opção válida. A fim de solucionar isto, as fissuras devem ser preenchidas com uma argamassa que possibilite a estrutura trabalhar de forma adequada. Vale ressaltar ainda que o concreto velho deve ser escarificado a fim de aumentar sua aderência ao novo e que anteriormente ao processo de fechamento das fissuras a superfície deve ser adequadamente limpa e todo o revestimento que está oxidado deve ser retirado.

Tendo em vista que se consegue ver as armaduras das lajes a olho nu, também se propõe uma recuperação pras mesmas, no que tange à sua capacidade de carga. Outro fator importante e que deve ser levado em consideração, é o fato de alguns trechos da laje estarem em contato com as tubulações hidráulicas do prédio, o que favorece o contato do concreto com a água, causando danos e a consequente tende a causar perda de resistência do mesmo. Assim, faz-se necessário a realização de um avaliação em toda instalação hidráulica a fim de melhor diagnosticar e resolver o problema. Indica-se, assim, que seja realizada uma recuperação, iniciando pela limpeza da armadura para cessar a corrosão, e em seguida refazer o revestimento das partes atingidas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



REFERÊNCIAS

- [1] FREIRE, A. “*Patologia nas edificações públicas do estado do paran : estudo de caso da unidade escolar padr o 023 da superintend ncia de desenvolvimento escolar-SUDE*”. 2010. Monografia (T tulo de especialista em constru o de obras p blicas) – P s-gradua o em constru o de obras p blicas da Universidade Federal do Paran . Curitiba, 2010.
- [2] BARRIQUELO, A. R.; MORI, L. M. de.; RODRIGUES, F. P. M. “*An lise de Manifesta es Patol gicas nas Estruturas de Habita es de Interesse Social*”. Anais do III Semin rio de P s-Gradua o em Engenharia Urbana. Maring -UEM, 2012.
- [3] ASSOCIA O BRASILEIRA DE NORMAS T CNICAS. “*NBR 15575-1*”: Edifica es habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. 2013. ABNT. Rio de Janeiro. 2013.
- [4] SILVA, M. A. C. “*Metodologia de sele o tecnol gica na produ o de edifica es com o emprego do conceito de custos ao longo da vida  til*”. 1996. Tese (Doutor em Engenharia) – Escola Polit cnica da Universidade de S o Paulo. Departamento de Engenharia de Constru o Civil. S o Paulo, 1996.
- [5] PEREIRA, P. S. “*Programa de manuten o de edif cios para as unidades de aten o prim ria   sa de da cidade de Juiz de Fora*”. 2011. Disserta o (Mestre em ambiente constru o) - P s-Gradua o em Ambiente Constru o da Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, 2011.
- [6] POSSAN, E; DEMOLINER, C. A. “*Desempenho, durabilidade e vida  til das edifica es: abordagem geral*”. Universidade Federal da Integra o Latino Americana. 2012.
- [7] ____ *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto, Rio de Janeiro, 2014.
- [8] OLIVEIRA, J. de A. L. S. “*Avalia o de Estruturas de Edif cios em Concreto Armado com Vista   Reabilita o*”. Universidade Cat lica do Pernambuco. Recife, 2008.
- [9] FAGUNDES NETO, J. C. P. “*Vida  til e desempenho das edifica es na ABNT: NBR 15575/13*”. *Revista CONCRETO – IBRACON*. Ano XLI – n 70. 2013.
- [10] COSTA, V. C. de C. “*Patologia em Edifica es  nfase em Estrutura de Concreto*”. Universidade Anhembi Morumbi. S o Paulo, 2009.
- [11] CUNHA, A. de O. “*O Estudo da Tinta/Textura Como Revestimento Externo em Substrato de Argamassa*”. Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais, 2011.
- [12] FAGUNDES NETO, J. C. P. “*Proposta de m todo para investiga o de manifesta es patol gicas em sistemas de pinturas l tex de fachadas*”. 2007. Disserta o (Mestre em Habita o) – Instituto de Pesquisas Tecnol gicas do Estado de S o Paulo – IPT. S o Paulo, 2007.
- [13] ISAIA, G. A. “*A corros o das armaduras nas estruturas de concreto armado em edifica es da primeira metade do s culo XX: Uma metodologia de avalia o para sua detec o*”. 2010. Disserta o (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2010.
- [14] ____ “*NBR 8802*”: Determina o da velocidade de propaga o de onda ultras nica. ABNT. Rio de Janeiro. 2013.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



FACHADA COM DESCOLAMENTO DE PEDRA NATURAL: ESTUDO DE CASO NA IGREJA MATRIZ DE RIACHUELO/RN.

ML. QUEIROZ NETO

Estudante
Ufersa
RN; Brasil
queirozneto91@gmail.com

RRC. SILVA

Engenheira Civil
Ufersa
RN; Brasil
rafaelarhaissa@hotmail.com

MKS. MEDEIROS

Estudante
Ufersa
RN; Brasil
milanymedeiros@gmail.com

FDC. FLORÊNCIO

Estudante
Ufersa
RN; Brasil
djayltonrn@hotmail.com

RESUMO

As pedras naturais são amplamente utilizadas na construção civil, não apenas devido à sua resistência e durabilidade, sendo muitas vezes por finalidades estéticas. O uso de pedras naturais em fachadas; trás rusticidade, beleza e durabilidade as edificações. Porém, para que esse revestimento cumpra as funções para a qual foi idealizado, é necessária uma aplicação adequada, seguindo as orientações descritas na NBR e na literatura técnica, como também, uma manutenção planejada. Caso contrário, a fachada pode apresentar diversas manifestações patológicas. Esse artigo tem por finalidade discutir uma dessas manifestações patológicas, o descolamento de revestimento, neste caso, das pedras naturais na fachada da igreja matriz da cidade de Riachuelo/RN. Foi realizado um estudo de caso, a partir de inspeção visual, gerando registros fotográficos, que foram capazes de mostrar a origem do problema abordado. Após o diagnóstico dessa anomalia, serão indicadas recomendações e procedimentos para aplicação desse tipo de revestimento, de modo a evitar o surgimento de patologias. Contudo, observa-se a importância de conhecer os materiais e as técnicas construtivas adequadas antes do início de qualquer construção ou reforma, de modo a diminuir a aparição de manifestações patológicas causadas pelo erro construtivo e pelo emprego de materiais inadequados.

Palavras chave: Patologia, descolamento, pedra natural, revestimento, fachada.

ABSTRACT

Natural stones are largely used on civil construction, not only due to their durability and resistance but also due to their visual aspect. Their use on facades bring rusticity, beauty and durability to buildings, however, in order to achieve all coating functions, a proper coating application is essential. This application has to follow the orientation described at NBR and technical literacy and also, follow a planned maintenance, otherwise, the facade may present innumerable pathologies. This article aims to discuss one of them: coating displacement, in this case, the displacement of natural stones coating on the Mother Church's facade at Riachuelo/RN. A study case was conducted from a visual inspection, creating photographic records, which were able to show the source of the problem addressed. After the diagnosis, recommendations and procedures for this type of coating application will be indicated in order to avoid the appearance of new problems. Nevertheless, it is observed the importance of knowing the materials and construction techniques before initiating any construction or renovation, aiming to reduce pathologies caused by constructive error or by use of inappropriate materials.

Keywords: Pathology, Displacement, Natural Stones, Coating, facade.

1. INTRODUÇÃO

A industrialização das pedras ornamentais pela qual se deu melhor produtividade e diversificadas maneiras de sua utilização faz com que esse tipo de revestimento seja bastante utilizado nos dias atuais, isso ocorre principalmente devido a ideia de que esse tipo de revestimento tem durabilidade infinita sem que haja maiores reparos, o que não é verdade [1]. Então, torna-se notória a preocupação para com a qualidade do revestimento pelo qual poderá ser aplicado tanto em paredes como em pavimentos, haja vista as condições de habitabilidade. Consequentemente torna-se trivial o estudo desse tipo de revestimento para que as medidas sejam tomadas de acordo com sua aplicação, desejando-se obter



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



as melhores condições possíveis requeridas. De fato, os revestimentos têm impacto demasiadamente importante quando se trata de desempenho técnico e estético nas paredes e pavimentos.

Os revestimentos em pedras naturais são muito bem aceitos por serem considerados de natureza nobre, sendo abundantemente utilizados em edifícios de alto padrão, onde a estética é um fator extremamente essencial [2]. Suas funções são dos mais variados tipos, conferindo uma proteção adicional aos parâmetros interiores e, principalmente, exteriores dos edifícios com intuito de evitar determinadas patologias ligadas aos efeitos nocivos das águas de infiltração. Entretanto, tem que haver a correta escolha da pedra, de acordo com sua destinação baseada em ensaios que tem por objetivo obter diversos parâmetros físicos, químicos e mecânicos que auxiliarão na escolha e no uso desse tipo de material. Dessa forma, as características mínimas exigidas serão atendidas de forma satisfatória e a fase de projeto será bem elaborada, passando a responsabilidade para o processo de execução.

O desconhecimento das características típicas dos diferentes tipos de rochas ocasionará numa má seleção da pedra a ser utilizada, bem como a má aplicação, omissões quanto ao projeto, falta de precisão da colocação em obra, falta de manutenção preventiva e a não obediência a normatização são os principais fatores que ocasionam o surgimento de anomalias [2].

Este artigo objetiva discutir a respeito das patologias em revestimentos de fachada com pedras ornamentais, com ênfase no descolamento das pedras. Mostrando sua origem através de inspeção visual e registros fotográficos, além de algumas recomendações e os procedimentos para aplicação deste tipo de revestimento, com o intuito de evitar essa anomalia e por fim montar um plano de manutenção, com medidas corretivas para ampliar a vida útil do revestimento.

2. MÉTODO

Com o intuito de atender aos objetivos propostos, a pesquisa utilizou uma método desenvolvida em duas etapas: Uma revisão da literatura e um estudo de caso realizado na igreja católica matriz na cidade de Riachuelo-RN. Nesta perspectiva abrangeu-se um levantamento e análise da bibliografia nacional e internacional que estão a disposição sobre o tema em estudo. Iniciamos a segunda etapa realizando visitas técnicas no local de estudo, fazendo registros fotográficos e colhendo informações com o pároco local e outras pessoas também responsáveis pela administração da referida igreja. A pesquisa teve como foco principal descobrir a origem e causa das manifestações patológicas existentes na fachada da igreja devido o processo construtivo ter sido realizado a apenas cerca de 3 anos, tratando-se de uma reforma. A igreja encontra-se atualmente interditada devido a iminência de risco por causa da manifestação patológica denominada de deslocamento de placas. Após todas as análises bibliográficas e as realizadas *in loco* foi montado um plano de manutenção emergencial com medidas corretivas que visaram solucionar o problema encontrado e aumentar a vida útil do revestimento em pedra natural.

3. DISCUSSÃO TEÓRICA

3.1 Pedras Naturais

A rocha ornamental é um tipo de matéria prima de origem mineral que é extraída em forma de blocos ou placas, podendo ser cortada de diversas formas e beneficiada através de esquadrejamento, polimento, lustro, etc. e é comumente utilizada na construção civil para fins decorativos [3]. A origem e o modo de formação muito distinta das pedras naturais retratam características bastante diferentes que permitem a sua distinção e conseqüentemente determinam a sua utilização na construção civil [4]. As características tecnológicas das rochas retratam basicamente seu comportamento físico-mecânico em condições normais de utilização permitindo identificar problemas estéticos decorrentes da escolha e aplicação imprópria dos materiais [3].

As pedras naturais (Figura 01) são materiais com uma infinidade de aplicações, onde a sua escolha será norteada pela sua utilização, seja ela interna, externa, resistência à abrasão, chuva, insolação, névoa, até mesmo fatores como a sujeira advinda de poeira e lixo influenciam na escolha do tipo de pedra. Para os revestimentos exteriores, deverá apresentar-se com uma reduzida absorção de água e elevada resistência química aos agentes agressivos, além de inexistir fissuras, já que todos esses fatores contribuem significativamente para a deterioração dessa cobertura. Sua aplicação em parede deverá ser realizada com bastante cuidado porque é um material com elevada massa, grande heterogeneidade e comportamento variável que implica na análise de muitas variáveis [5].



Figura 01: Pedra natural utilizada na fachada da igreja (Castelo)

Fonte: Acervo dos autores

Devido à essas características, uma melhor aplicação será efetuada quando atendidos alguns detalhes essenciais que tratam da preparação do suporte, tipo de fixação, juntas entre revestimentos, dentre outras. Na preparação do suporte deverá haver uma inspeção no substrato para que seja excluído todo tipo de poeira, sujeira e detritos que possam comprometer a aderência do material, qualquer tipo de humidade deverá ser também retirado por secagem, assim como apresentar boa resistência ao movimento das pedras ao longo dos anos [2].

3.1.1 Tipos de fixação

Quanto a fixação, existem basicamente dois tipos: Fixação por colagem com argamassa, que consiste na aplicação de uma determinada camada de cola para que a pedra seja fixada a superfície (Figura 02) e a fixação mecânica, que consiste num sistema mais seguro através de elementos metálicos, deixando um espaço entre a alvenaria e as pedras (Figura 03) [5]. No caso das juntas deverá ser observada a sua espessura, pois, à medida que o diminui, a movimentação das peças se torna limitada, o que pode contribuir para o surgimento de anomalias, haja vista ao rompimento/descolamento da peça provocada pela força mecânica (Figura 04).



Figura 02: Fixação por colagem do revestimento em pedra natural

Fonte: Acervo dos autores



Figura 03: Fixação mecânica do revestimento em pedra natural
Fonte: [6]



Figura 04: Juntas de movimentação da fachada da igreja
Fonte: Acervo dos autores

3.2 Patologias

Contudo, atrelada às boas práticas está a manutenção que tem como objetivo preservar e recuperar as condições de uso para atender as necessidades e segurança dos seus usuários [7]. Entretanto, a manutenção preventiva se mostra como a melhor opção porque visa a conservação, ao contrário da manutenção corretiva que é realizada após percebidas alterações quanto ao desempenho do revestimento.

Essa manutenção preventiva se apresenta muito importante para precaver possíveis aparecimentos de manifestações patológicas que venham a danificar o revestimento e até causar acidentes. A manifestação patológica é um fenômeno que ocorre durante toda a vida útil de uma edificação de maneira lenta que vem a prejudicá-lo quanto ao seu desempenho [8]. A origem dessas manifestações pode ser encontrada em anomalias causadas pelas propriedades específicas das pedras, anomalias com origem em fatores externos e mista.

3.2.1 Alterações de coloração

Muitos são os motivos para a mudança de coloração original de uma placa de pedra natural (Figura 05), dentre esses podemos destacar: Presença de minerais, que quando alterados perdem suas características iniciais, como a coloração original, comprometendo também a estética do material; Existência de minerais ferrosos (sulfetos), que quando oxidados produzem manchas castanhas na superfície da pedra; Deposição de sujeira na superfície e encardidos ocasionam uma aparência amarelada na pedra; Amarelamento de ceras ou outras películas utilizadas na proteção ou impermeabilização da superfície da placa [9].



Figura 05: Alteração de coloração da pedra na fachada

Fonte: Acervo dos autores

Além da mudança de coloração existe a presença de umidade no revestimento que provoca manchas através de abundantes lavagens, percolação de água da chuva que estão estritamente ligadas as características da rocha: elevada porosidade e/ou permeabilidade, constituição mineralógica.

3.2.2 Trincamento e fraturamento

As trincas nos revestimentos realizados com pedras naturais podem resultar de (Figura 06): Falta de cuidado no transporte e assentamento da peça; Elevado índice de dilatação térmica das placas de revestimento que são expostas a amplas variações térmicas e deparadas por juntas com larguras insuficientes para evitar o contato entre placas adjacentes; Baixa resistência ao impacto, em casos de pisos sujeitos a alto tráfego de pessoas, cargas ou veículos [9].



Figura 06: Trincamento e Fraturamento da pedra na fachada
Fonte: Acervo dos autores

Associada ao trincamento poderá surgir outras manifestações patológicas devido a infiltração de água de chuva, poluição atmosférica e outros agentes químicos que pode reagir ocasionando em substâncias que venha a danificar o material de revestimento, a argamassa e até a estrutura com a oxidação das armaduras.

3.2.3 Descolamento

Este tipo de anomalia se dá pela perda de aderência entre o suporte e o revestimento (Figura 07). Tendo como principais causas as movimentações da própria estrutura, como as variações térmicas e higrotérmicas, bem como o peso das peças; ao mau dimensionamento das juntas que muitas das vezes são subdimensionadas; as falhas no assentamento devido a mão de obra não qualificada, como o mau dimensionamento da espessura de argamassa colante, o mau espalhamento da argamassa pela superfície e pela placa e a falta de pressionamento delas; a não obediência as normas técnicas [8]. Esta é uma das anomalias mais perigosas quanto a segurança, podendo ocasionar sérios acidentes sem avisos prévios, causando danos as pessoas e objetos.



Figura 07: Deslocamento de pedra na fachada
Fonte: Acervo dos autores

3.3 Estudo de caso

O estudo se deu mediante revisão literária com intuito de adquirir conhecimento suficiente para realizarmos as visitas técnicas à igreja que se encontrava em estado de deficiência construtiva, apresentando deslocamento e queda de suas placas de pedras localizadas na fachada, fato esse que ocasionou na interdição do ambiente.

Com finalidade de descobrir as origens e causas dessas anomalias, os autores realizaram visitas técnicas no período compreendido entre 05 e 20 de novembro de 2015. A igreja católica matriz de Riachuelo (Figura 08) está situada no centro da cidade, tendo como ponto de referência o posto de saúde. Esta cidade situa-se a cerca de 80 Km da capital do estado, Natal, na região agreste. A pesquisa foi iniciada em busca de documentos como projeto de fachada e relatórios de ensaios com os materiais utilizados, porém, constataram que a igreja não possuía tais documentos, e esses poderiam nunca ter existido. Estes documentos permitem evitar uma série de manifestações patológicas que podem conduzir a falhas nos revestimentos e facilitar as ações de controle e melhoria de qualidade de produção [10].

Os autores verificaram que o tipo de pedra utilizada como revestimento foi a pedra castelo, de fabricante ou vendedor não identificado. No local a pedra apresenta uma geometria retangular com placas medindo em média 20 cm de largura, 40 cm de comprimento e 2 cm de espessura. A pedra castelo tem uma apresentação rústica, com textura rugosa, nas cores com tons amarelos e marrom enferrujado, além de ser porosa e mau condutora de calor.

Segundo informações colhidas com o pároco local e os funcionários responsáveis pela administração da igreja, a argamassa utilizada foi a colante industrializada do tipo AC-III. Este tipo de argamassa é indicada para o assentamento de revestimentos de pedras, porcelanatos, mármore, granito além de cerâmica sobre cerâmica. A argamassa deverá ser aplicada quando o ambiente estiver com temperatura variando entre 5° e 40° C e a base de 5° a 27° C. Esta deverá ser aplicada com o auxílio de uma desempenadeira dentada, preenchendo toda a área da placa. A não abertura de panos longos é fundamental para evitar a secagem rápida e consequentemente a perda de aderência na placa [11].



Figura 08: Igreja Matriz de Riachuelo/RN
Fonte: Acervo dos autores

As peças foram instaladas no ano de 2012 durante uma reforma na edificação. O horário, a temperatura, e o método utilizado para a instalação não foi informada pela administração. Pouco mais de 2 anos depois da instalação, no ano de 2015, as pedras castelo começaram a se soltar da fachada da igreja. O destacamento aconteceu em diferentes pontos onde foram usadas. As placas soltas apresentavam tardo livre de argamassa, essa que ficava totalmente aderida ao substrato. O tardo da peça originalmente é rugoso, sendo então adequado, e não foram feitas ranhuras na peça antes da instalação. A administração do local não realizou nenhuma manutenção na fachada durante esse período.

Essa manifestação patológica pode ser explicado por fatores diversos, dentre eles a ausência de critérios de seleção e conhecimento da pedra a aplicar, escolha da pedra apenas visando economia, prazos reduzidos, falta de informação dos técnicos envolvidos em fase de projeto e execução, mão-de-obra não especializada, deficiências nos cadernos de encargos, ausência de compatibilidade entre os diversos elementos construtivos, desadequação do tipo de pedra, desconhecimento técnico ou exclusiva atenção a fatores estéticos[12].

4. RESULTADOS

Com base nos elementos abordados, pôde-se verificar as possíveis causas das manifestações patológicas apresentadas neste trabalho, além de citar cuidados para prevenção dessas. Como não existe no Brasil normas técnicas que normatizem o uso de pedras naturais como revestimento, tomou-se como base para resolução das patologias, as normas para revestimento cerâmico bem como toda a literatura existente.

A alteração de cor das pedras são alterações aceitáveis, visto que esse material é poroso, e sofre alterações de coloração por reações químicas com os próprios minerais componentes das pedras. Nas fotos não são encontrados manchas causadas por infiltrações/umidade, que poderiam gerar fungos, o que não trás nenhum dano ao revestimento/edificação, visto que são placas de pedra natural e cada placa pétreo é peça única, podendo possuir aparência e características diferentes mesmo sendo proveniente da mesma pedreira [13].

O trincamento das placas é causado por falha durante a instalação do revestimento, provavelmente por descuido no manuseio e colagem da peça, visto que as pedras não estão sujeitas a tráfego e abrasão, e o local não apresentar grandes diferenças térmicas. O que confirma Klein [14]: a má qualidade da mão de obra é responsável por muitas das manifestações patológicas verificadas nas edificações. A vida útil de uma construção irá depender e será relacionada com os cuidados que forem tomados na fase de execução.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O descolamento das placas, é a manifestação patológica mais grave encontrada na igreja, pois pode causar danos físicos aos usuários da edificação. Com base nos registros visuais e fotográficos podemos identificar que o problema é causado por erro durante a instalação do material, pois a argamassa utilizada para a instalação não preenche totalmente o espaço destinado para a placa de pedra (Figura 07), o que mostra que a argamassa não foi corretamente espalhada no substrato e que também não houve dupla colagem. A falha de aderência pode ter sido agravada pelo não uso da desempenadeira dentada durante a aplicação da argamassa colante, por descuidos na dosagem de água da argamassa, pela utilização dessa após o término do tempo em aberto para colagem, pela contaminação do tardo da placa por sujeira ou pó e pela aplicação da argamassa colante em temperaturas acima da permitida. A argamassa AC-III é a indicada para esse tipo de revestimento, apesar de já existir no mercado argamassas próprias para a instalação de pedras naturais, essas são classificadas como AC-III, mas apresentam componentes químicos mais adequados para o uso com esse material.

A solução viável de reparo para tal patologia, seria a retirada total do revestimento, pois esse tem um valor elevado e como as pedras perdem sua aderência ao substrato com facilidade, o material sai com pouco ou nenhum dano, diminuindo o desperdício. Em seguida o material deve ser reaplicado no local, mas antes da aplicação da camada de argamassa, o substrato deverá apresentar-se isento de partículas soltas, até mesmo de resíduos de argamassas provenientes de atividades anteriores, que quando presentes poderão ser removidos, empregando-se lixas ou escovas. Além disso, a norma recomenda a remoção de manchas de óleos, graxas ou outras substâncias gordurosas através de lavagem com solução de soda cáustica de baixa concentração, sendo que a superfície deverá ser, posteriormente, lavada com água limpa. As manchas de bolor podem ser removidas com uma solução de hipoclorito de sódio (água sanitária ou de lavadeira)[15].

Deverá ser aplicado o processo de dupla colagem, pois a pedra pode ter no seu verso saliências maiores que 1mm, e tem um peso maior comparado ao revestimento cerâmico. Para a dupla colagem, que consiste passar argamassa com uma desempenadeira dentada tanto no substrato quanto do tardo da peça, os cordões formados nessas duas superfícies devem se cruzar em ângulo de 90°. O tardo das placas cerâmicas a serem assentadas deve estar limpo, isento de pó, gorduras, ou partículas secas e não deve ser molhado antes do assentamento, visto que deverá ser assentado com argamassa própria para pedras naturais.

O assentamento deverá ser realizado no período noturno, visto que a cidade se localiza numa região quente, e a temperatura do substrato facilmente ultrapassa os 30°, visto que é uma fachada e não tem nenhuma proteção contra os raios do sol. O trabalho deverá ser acompanhado por profissionais qualificados, e todos os envolvidos devem fazer uso dos devidos EPIs.

A análise das patologias existentes em revestimentos pétreos de fachadas, em inúmeros edifícios, constitui uma fonte de contribuição para o aperfeiçoamento dos processos de produção desses revestimentos. A simples observação e interpretação dos mesmos podem auxiliar na escolha de rochas mais condizentes com o ambiente de aplicação, levando à minimização de patologias e contribuindo assim para a manutenção da estética e durabilidade da edificação [16].

5. REFERÊNCIAS

- [1] Sousa, H. *et al*, “Anomalias associadas ao revestimento de fachadas exteriores com placas de pedra natural: Alguns casos de estudo”. 2º Simpósio Internacional do Cib/w86 Realizado no Lneec. Lisboa, 2003, pp. 3-3.
- [2] Antunes, M. *et al*, “Anomalias na Colagem de Pedras Naturais”. 1º congresso nacional de argamassas de construção. Lisboa, 2005, pp. 1-2.
- [3] Chiodi filho, C. “Aspectos de interesse sobre rochas ornamentais e de revestimento: Identificação, Especificação e Utilização”. Associação Brasileira da Indústria de Rochas Ornamentais-Abirochas. São Paulo, 2002, pp. 2-10.
- [4] Crisóstomo, P. H. “Materiais de Construção 1 – Pedras Naturais”. Manaus, 2010, pp. 3-3.
- [5] Costa, S. *et al*, “Fixação de placas de pedra natural em fachadas. Problemas dos elementos metálicos”. Engenharia para a sociedade: investigação e inovação. Lisboa, 2012, pp. 1-1.
- [6] Balbino, C. S. *et al*, “Fixação de placas de granito com inserts metálicos em fachadas”. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2011, pp. 84 – 84.
- [7] Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. “Manutenção de Edificações – Procedimento – NBR 5674”, Rio de Janeiro, 1999, pp. 1-1.
- [8] Chaves, A. M. V. A. “Patologia e Reabilitação de Revestimentos de Fachadas”. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade do Moinho. Valpaços, 2009, pp. 11-11.
- [9] Lamaguti, A. P. S. “Manual de Rochas Ornamentais para Arquitetos”. Dissertação (Mestrado) – Curso de pós graduação em Geociências, Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, 2001, pp. 245 – 280.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [10] Medeiros, J S; SABBATINI, F. H. “Tecnologia e projeto de revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios”. *Escola Politécnica da USP/ Departamento de Engenharia de Construção Civil* . São Paulo, 1999.
- [11] Precon (Ed.). “Argamassa colante AC III cinza precon.” Disponível em: <http://www.precon.com.br/preconmaterialdeconstrucao/img/colantes/03_argamassa_acIII.pdf>. Acesso em: 6 nov. 2015.
- [12] Neto, N. “Sistema de apoio à inspeção e diagnóstico de anomalias em revestimentos de pedra natural.” *Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*. Lisboa, 2008.
- [13] Hesselbarth, F. et al, “Pedra natural - Um material único.” *Patorreb 2006 - 2.º Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, Feup*. Porto, 2006, pp. 497-506.
- [14] Klein, D. L. “Apostila do curso de patologia das construcoes.” *In: congresso brasileiro de engenharia de avaliacoes e pericias. 10*. Porto Alegre, 1999.
- [15] Associação Brasileira De Normas Técnicas (ABNT). NBR 7.200. *Execução de revestimentos de paredes e tetos de argamassas inorgânicas: procedimento*. Rio de Janeiro, 1998.
- [16] Flain, E. P. “Processos de Assentamento de Rochas Ornamentais Como Revestimentos.” *In I Simpósio de Rochas Ornamentais do Nordeste, 1*, Salvador- Ba., 2001.



IDENTIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM FACHADAS: ESTUDO DE CASO NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM

J. WILLIAMS SILVA BRITO

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
jherbyson.willians@gmail.com

L. SOUSA MELO

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
luciano_sousa17@yahoo.com

M. INACIO MACIEL E SILVA

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
mateusinacio.ms@gmail.com

R. FLORÊNCIO DA SILVA JUNIOR

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
ronaldofs.14@hotmail.com

L. DE NAZARÉ PINHEIRO CORDEIRO

Professora doutora
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
luciana.pc@hotmail.com

I. NAZARÉ LOBATO PAES

Professora doutora
Universidade Federal do Pará
Pará; Brasil
isaurapaes@ufpa.br

RESUMO

O clima equatorial aliado à fuligem dos veículos da Região Metropolitana de Belém promovem condições ao surgimento de doenças nas fachadas de edifícios. O objetivo desta pesquisa foi identificar as principais manifestações patológicas presentes em fachadas de edificações na região metropolitana cidade de Belém do Pará. Para isso, realizou-se visitas *in loco* em 55 edifícios distribuídos entre 10 bairros da cidade para que pudesse registrar as anomalias presentes em cada edificação. Coletou-se nestes edifícios as manifestações patológicas existentes através da análise visual e registros orais, dos quais foram catalogados em formulários e fotografias feitos pelos próprios pesquisadores. Buscou-se juntamente com a identificação das patologias observadas, identificar os possíveis fatores de surgimento das mesmas, como idade do edifício, tipo de revestimento, etc. Utilizou-se o critério de Paladini (1995), que é um método qualitativo usado para avaliar a conservação das fachadas, divididos em quatro níveis: muito bom, bom, regular e ruim. Observou-se que apenas 19% das edificações analisadas apresentaram um nível muito bom ou bom estado de conservação. Também foi possível notar que os prédios que possuem mais de 20 anos de idade, os que possuem fachadas orientadas para o nordeste e os que possuem pintura como revestimento são os mais propícios ao aparecimento de manifestações patológicas. Dentre as patologias mais recorrentes estão sujidade e manchas, representando mais de 90% dos edifícios analisados. Quanto a isto, supõe-se que os agentes climáticos podem ser os maiores responsáveis no surgimento de patologias nos edifícios da cidade de Belém.

Palavras-chave: manifestações patológicas, fachadas, conservação.

ABSTRACT

The equatorial climate combined with soot from vehicles in the metropolitan region of Belém promote conditions for the emergence of diseases in the facades of buildings. The objective of this research was to identify the main pathological manifestations present in building facades in the metropolitan city of Belém do Pará. For this, we carried out site visits in 55 buildings spread across 10 districts of the city so that he could record the abnormalities present in each building. It was collected in these buildings existing pathological manifestations through visual analysis and oral records, which have been cataloged in forms and photographs made by the researchers themselves. we sought together with the identification of the observed conditions, identify potential emergence of such factors as age of the building, type of flooring, etc. We used the criteria Paladini (1995), which is a qualitative method used to assess the conservation of the facades, divided into four levels: very good, good, fair and poor. It was observed that only 19% of the buildings had a very good level and good condition. It was also noted that buildings having more than 20 years of age, those with facades oriented north and having as a coating paint are most conducive to the appearance of pathological manifestations. Among the most frequent pathologies are soiling and staining, representing more than 90% of the analyzed buildings. In this regard, it is assumed that the climatic agents may be the most responsible for the emergence of diseases in the buildings of the city of Bethlehem.

Keywords: pathological manifestations, facades, conservation.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A durabilidade dos edifícios e dos materiais utilizados está diretamente relacionada com a agressividade do meio ambiente e com as propriedades dos elementos e componentes da construção. Dentre esses componentes, as fachadas e seus materiais de revestimento estão sujeitas às condições externas, que podem variar em função das características climatológicas da região onde se encontra inserido o edifício (MELO JÚNIOR; CARASEK, 2011).

O objeto de estudo deste trabalho são as manifestações patológicas que ocorrem especificamente nas fachadas dos edifícios, ou seja, aquelas que agem diretamente no sistema de revestimento. Para Antunes (2010), as manifestações patológicas em sistemas de revestimento nunca são atribuídas a uma única causa, sendo resultante da combinação de diversos fatores, tais como: falhas dos materiais, falhas na especificação, falhas decorrentes do processo executivo, deformação higroscópica, deformação térmica e deformações estruturais.

De acordo com Recena (2012), dependendo da magnitude das manifestações patológicas os problemas podem variar entre a depreciação dos imóveis por desmerecimento da estética das fachadas, o comprometimento da estanqueidade do envelope da edificação, gerando danos nos parâmetros internos das paredes externas e, ainda, a ocorrência de sérios incidentes que podem colocar em risco não só o patrimônio material como também a integridade física de pessoas.

É perceptível, ao caminhar pela cidade, que muitas fachadas estão seriamente danificadas por manifestações patológicas de diversos tipos. Mesmo em prédios recém construídos, os danos são evidentes. É de extrema importância realizar um estudo acerca das causas e consequências dessas manifestações patológicas, de modo a minimizar ou até sanar essa problemática.

Este trabalho tem por objetivo geral identificar as principais manifestações patológicas aparentes em edifícios da Região Metropolitana de Belém (RMB), e como objetivo secundário utilizar o método proposto por Paladini (1995) como recurso para avaliar qualitativamente as edificações frente ao grau de manifestações patológicas e analisar as relações existentes entre a idade e o tipo de acabamento e correlacionar quais são os principais fatores que promovem as manifestações patológicas.

2. MÉTODO DE ANÁLISE

Iniciou-se a pesquisa com as vistorias *in loco*, que tinham por objetivo identificar e listar os principais problemas patológicos por meio de uma análise qualitativa. Para isto, utilizou-se como base uma ficha elaborada pelos próprios autores para a identificação e avaliação dos danos (tabela 01). Para computação dos danos era necessário pelo menos uma incidência. Foram realizadas avaliações complementares a fim de correlacionar as manifestações patológicas tabuladas pelos pesquisadores com fatores complementares como idade, número de pavimento, tipo de revestimento, orientação solar e data da última reforma a fim de complementar o diagnóstico.

Tabela 01: Ficha de avaliação das manifestações analisadas.

FICHA DE AVALIAÇÃO DE DANOS	
AVALIADOR: _____	
DADOS GERAIS DO EDIFÍCIO	
BAIRRO	
IDADE	
Nº DE PAVIMENTOS	
ACABAMENTO DA FACHADA	
ORIENTAÇÃO	
ÚLTIMA REFORMA	
PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OBSERVADAS	
DESCOLAMENTO	
MANCHAS	
FISSURAÇÃO	
EFLORESCÊNCIA	
FALHAS NO REJUNTE	
BOLOR NO REVESTIMENTO	
DESPLACAMENTO	
TRINCAS	
INFILTRAÇÃO	
SUJIDADE	
OUTRAS	

Com o auxílio do documento semelhante a tabela foi possível coletar informações referentes ao histórico do edifício, tais como a idade, data da última reforma, danos observados, etc. Os registros fotográficos, foram utilizados para um posterior diagnóstico por imagem.

2.1 Caracterização do objeto de estudo

A figura 01 representa a distribuição do número de prédios analisados por bairro, durante a realização da pesquisa.



Figura 01: Mapa com a distribuição de edifícios por bairros.

Os edifícios selecionados eram em sua totalidade residenciais, com idades variando de 3 a 40 anos, alturas de 10 a 32 pavimentos e revestimentos em argamassa e placas cerâmicas.

A análise dos resultados seguiu o critério de Paladini (1995), que classifica os edifícios nas categorias:

- 1) **muito bom**: edifícios recém construídos ou restaurados, sem lesões graves, com no máximo duas lesões superficiais;

- 2) **bom**: edifícios sem lesões graves, que apresentam mais de duas lesões superficiais;
- 3) **regular**: edifícios que apresentem pelo menos uma lesão grave e
- 4) **ruim**: edifícios em péssimo estado de conservação.

Na referente pesquisa, as **lesões graves** são aqueles defeitos que impedem a utilização do produto para o fim destinado, ou diminui sua vida útil afetando sua eficiência e **lesões superficiais**, são classificados como aqueles defeitos menores que não atingem o desempenho do produto na sua função essencial.

Utilizou-se a classificação de Barros et al. (1997, p. 16), que as trincas são rupturas que ocorrem no corpo da placa cerâmica, que provocam a separação de suas partes e que provocam aberturas maiores que 1mm. Já a fissuração apresenta aberturas menores que 1mm, presentes na superfície da placa.

Alucci et al. (1998) considera bolor como sendo uma alteração observável macroscopicamente na superfície de diferentes materiais sendo uma consequência do desenvolvimento de microrganismos pertencentes ao grupo dos fungos. Para ele, é necessário para o desenvolvimento dessa patologia nas edificações umidade relativa acima de 75 % e temperaturas variando entre 10° e 35°C, o que se encaixa perfeitamente na condição da capital paraense.

Eflorescência são manchas esbranquiçadas que se sobressaem ao revestimento e a ele aderem. Conforme Bauer et al. (2007), a eflorescência ocorre quando a fachada fica umedecida por longos períodos, e alguns sais, hidróxidos e carbonatos solúveis (presentes na argamassa ou tijolo) dissolvem-se, se depositando nos poros dos materiais, ficando saturados e evaporando para a superfície, resultando em um depósito salino que apresenta uma coloração esbranquiçada. Para Uemoto (1988) fatores como a quantidade de solução que aflora, o aumento do tempo de contato, e a elevação da temperatura são fatores que favorecem a manifestação dessa patologia.

Belém é uma cidade com alto índice pluviométrico devido sua localização, na região Amazônica. Em um estudo realizado pela Embrapa Amazônia Oriental em estações do município de Belém nos períodos 1896-1922, 1931-1960 e 1967-1996 que o índice pluviométrico ficou entre 2538 a 3001 mm/ano. A umidade presente nas fachadas pode ter origem na fase de execução da obra ou durante o uso do edifício e se manifesta de diversas formas com através de manchas e bolhas de umidade, corrosão, bolor, fungos, algas líquens, eflorescências, descolamentos de revestimento, friabilidade da argamassa por dissolução de compostos com propriedades cimentícias, fissuras e mudança de coloração dos revestimentos (BAUER, 1994; SATO *et al.*, 1997). A

3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Na figura 02 são expostos os dados referentes à conservação das fachadas observadas.

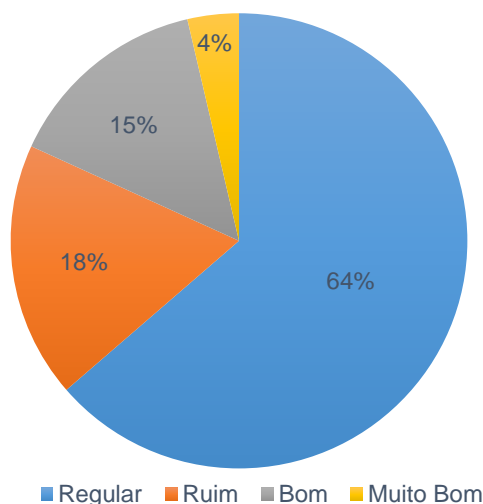


Figura 02: Classificação segundo o Critério de Paladini.

A partir da ferramenta de categorização proposta por Paladini (1995), observou-se que a maioria dos edifícios não se encontram em bom estado de conservação. Nota-se que 18% dos prédios enquadram-se na categoria ruim, ou

seja, em péssimo estado de conservação e 64% encontram-se na classe regular, ou seja, com princípio de alguma lesão grave que pode afetar o desempenho da edificação. Menos de 20% da população alcançou a categoria muito bom e bom.

Decidiu-se verificar qual a faixa etária dos edifícios, para em seguida avaliar o seu estado de conservação, os resultados encontram-se na figura 03.

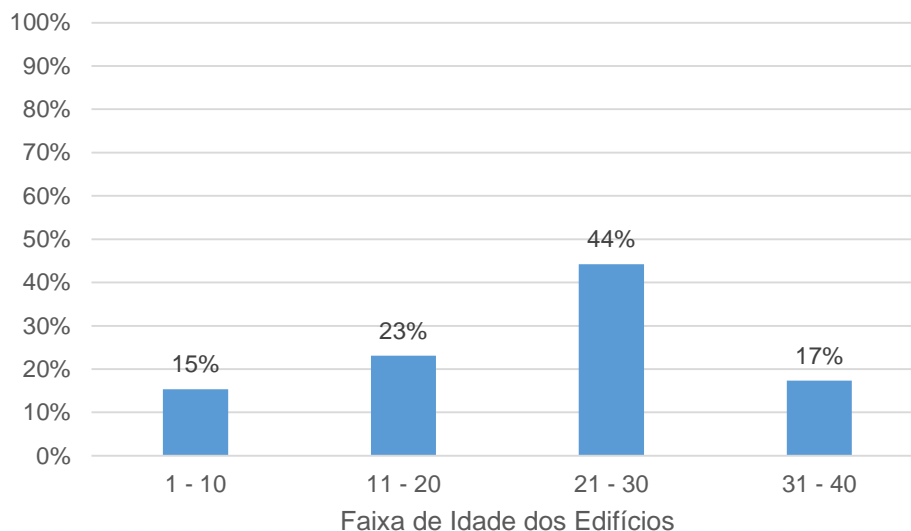


Figura 03: Classificação segundo o Critério de Paladini.

Nota-se que grande parte dos prédios são antigos, com mais de 20 anos, na figura 04 tem-se uma visão geral do estado de conservação para as quatro faixas de idades.

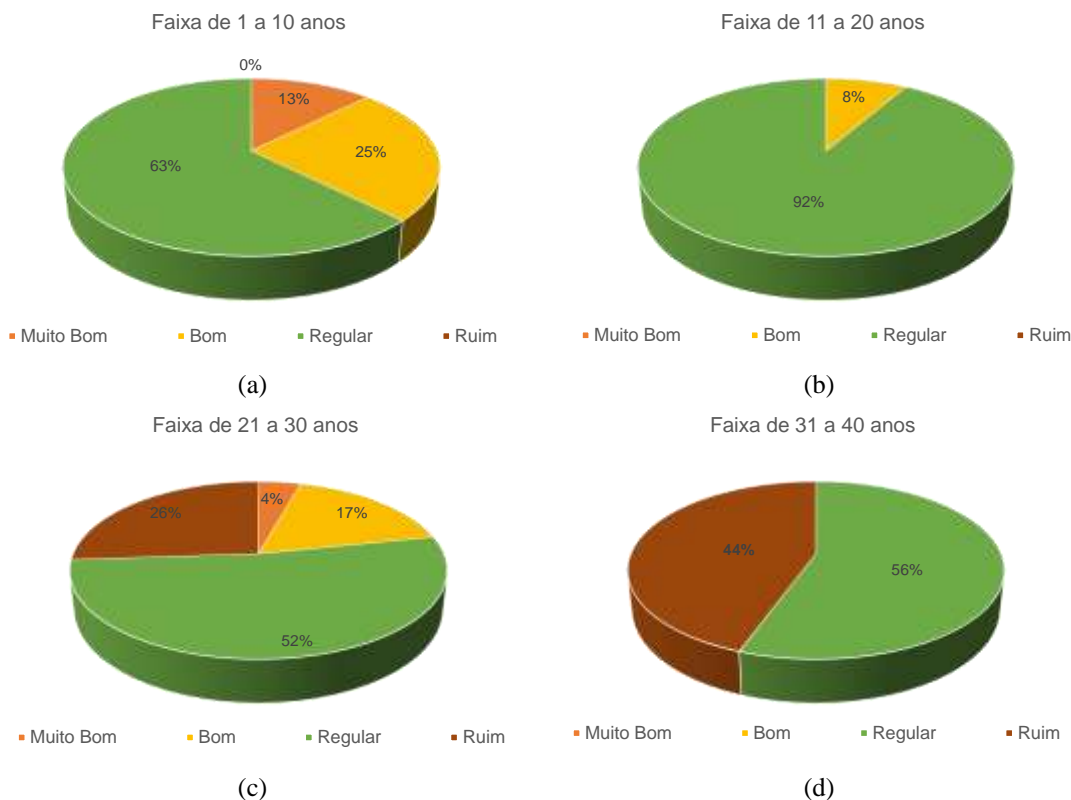


Figura 04: Estado de conservação segundo Paladini (1995) para as diferentes faixas etárias.

Cada categorização citada foi relacionada com a faixa de idade, percebe-se que nos prédios de até 20 anos, o estado de conservação oscilou entre regular e bom. Para a faixa de 10 anos, tem-se cerca de 13% de edifícios categorizados como muito bom.

A durabilidade dos edifícios e dos materiais utilizados está diretamente relacionada com a agressividade do meio ambiente e com as propriedades dos elementos e componentes da construção. Dentre esses componentes, as fachadas e seus materiais de revestimento estão sujeitas às condições externas, que podem variar em função das características climatológicas da região onde se encontra inserido o edifício (MELO JÚNIOR; CARASEK, 2011). A região metropolitana de Belém é bastante suscetível ao aparecimento de patologias devido a poluição emitida pela fuligem dos carros e do alto nível de umidade do ar e de chuvas. De acordo a figura 04, os prédios com idade acima de 20 anos ocupam grande parte da porcentagem das piores categorizações (Ruim e Regular). Atribui-se esta situação ao maior tempo de vida útil, e a falta de prevenção em período hábil contra a ocorrência de danos.

Após a identificação do estado de conservação dos edifícios, partiu-se para a etapa de mapeamento de danos. Na figura 05 tem-se uma visão geral das manifestações patológicas de todos os edifícios observados.

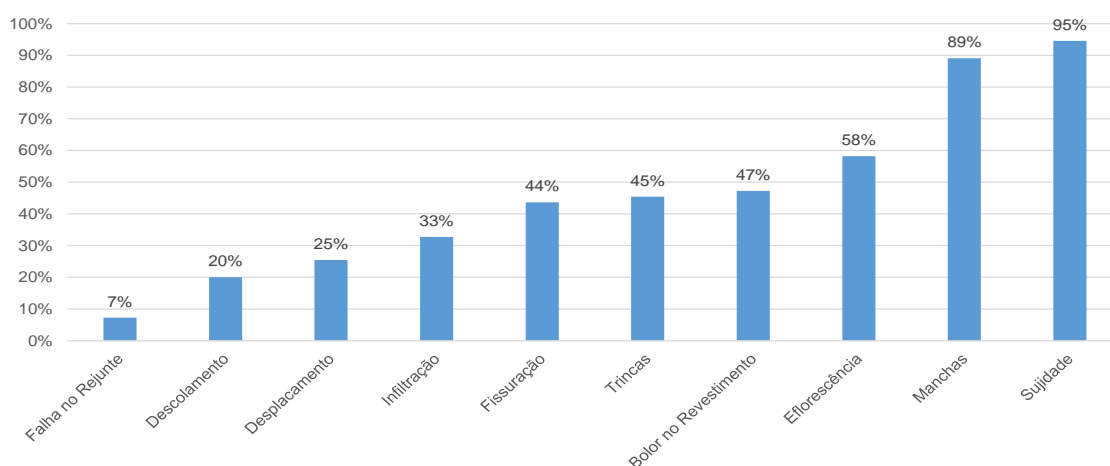


Figura 05: Frequência de ocorrência das manifestações patológicas.

Os resultados demonstram que manchas e sujidades são as manifestações patológicas mais recorrentes, aparecem em mais de 90% dos prédios investigados. Para Poyastro (2011), as partículas de sujidade existentes são arrastadas sobre as superfícies, através do escoamento da chuva.

Segundo figura 06 expõe a porcentagem de prédios pesquisados por orientação solar.

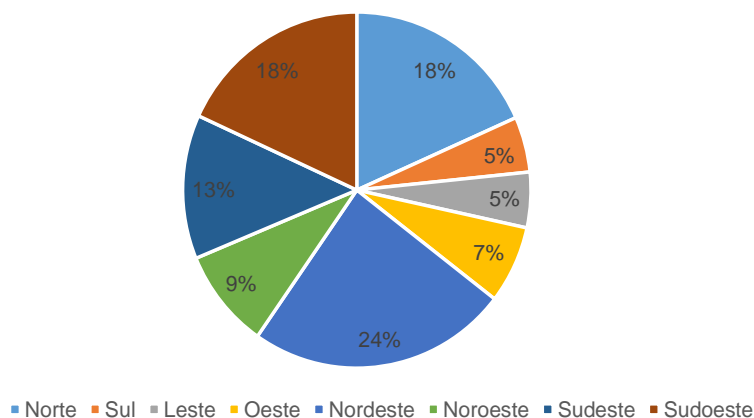


Figura 06: Distribuição das orientações solares em função das fachadas analisadas.

Em um estudo realizado na região metropolitana de Belém Santos e Paes (2015) concluem que a direção Leste é a de maior ocorrência de chuva associada ao vento, seguida da direção Nordeste, Norte e Sudeste. Este fator pode ser a possível causa da grande incidência de manifestações patológicas na direção nordeste como mostrado na figura 07.

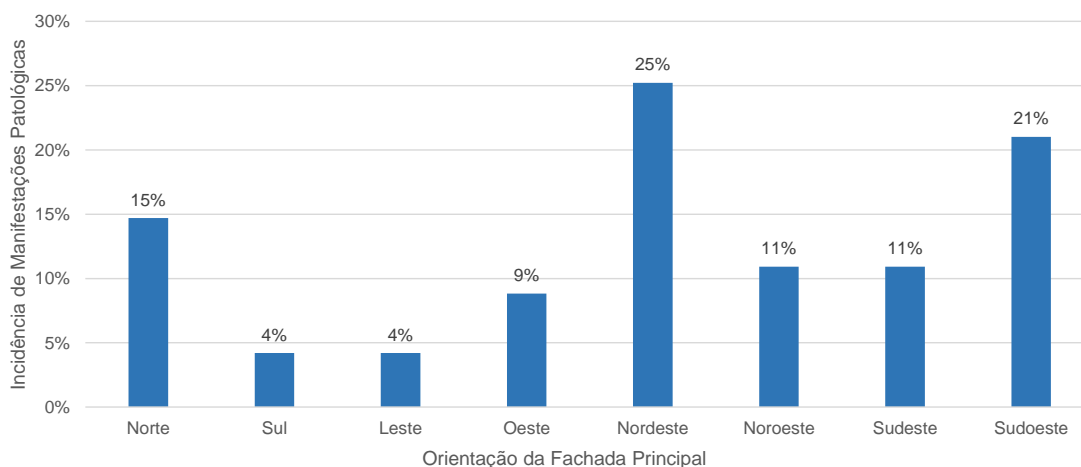


Figura 07: Distribuição das incidências de patologias em função da orientação solar.

Fazendo uma análise em função do tipo de acabamento tem-se que dos 55 edifícios, 32 apresentam revestimento do tipo cerâmico e 23 do tipo pintura. De posse dessas informações tem-se na figura 08 a distribuição das manifestações em função do acabamento.

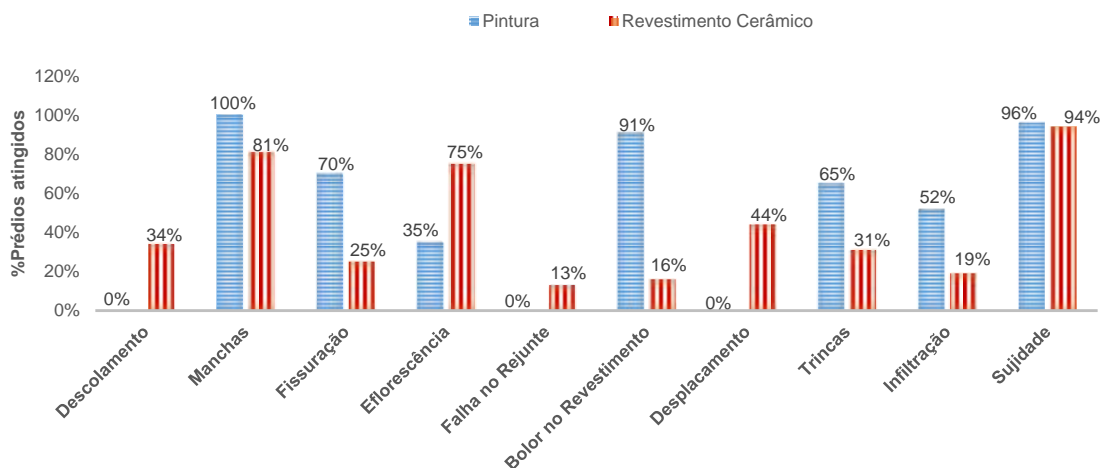


Figura 08: Incidência de prédios com manifestações patológicas e o tipo de revestimento constituinte.

Na figura 08, percebe-se que os prédios com pintura são os que apresentam um maior número de manifestações patológicas, das quais as mais recorrentes são manchas, bolor e sujidade. Nos prédios com revestimento cerâmico os problemas mais comuns são por falhas de execução dos materiais. A figura 09 expõe alguns exemplos de manifestações patológicas das quais possuíam as melhores visualizações.



Figura 09: Representação de cada patologia observada na pesquisa.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÕES

De posse dos resultados, nota-se como é importante estudar os efeitos das manifestações patológicas nas edificações da cidade de Belém. Ficou comprovado que os fatores climáticos são os principais agentes de degradação das fachadas na cidade, haja vista os altos índices pluviométricos que a cidade de Belém apresenta. As manifestações patológicas, decorrentes disso, como sujidade, manchas e bolores foram as mais incidentes.

Através do critério de Paladini pôde-se constatar que 64% dos prédios tinham estado de conservação regular e 18% estava com estado de conservação ruim. Estes resultados mostram que há uma grande necessidade de um bom projeto e execução de fachada na capital paraense para evitar o surgimento de tais manifestações.

5. BIBLIOGRAFIA

ALUCCI, M. P.; FLAUZINO, W. D.; MILANO, S. **Bolor em edifícios: causas e recomendações**. In: Tecnologia de edificações. São Paulo: PINI, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Coletânea de trabalhos da Div. De Edificações do IPT, 1988, p. 565-570.

ANTUNES, G.R. **Estudo de Manifestações Patológicas em Revestimento de Fachada em Brasília- Sistematização da incidência de Casos**. Dissertação de Mestrado, UnB, 2010.

BARROS, M. M. B.; TANIGUTI, E.K.; RUIZ, L.B.; SABBATINI, F.H. **Tecnologia construtiva racionalizada para produção de revestimentos cerâmicos verticais**. Notas de aula. São Paulo: USP, 1997. <<http://pcc2436.pcc.usp.br/Textostécnicos/patologia/ApostilaPatologiaPCC436ano2000.pdf>>. Acesso em: 25 de maio de 2010.

BAUER, E; BEZERRA, N. M.; CASTRO, E. K. de. **Relatório Técnico: n.º 07050058-b**. Laboratório de Ensaio de Materiais, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

BASTOS, T.X.; PACHECO, N.A.; NECHET, D.; SÁ, T.D.A. **Aspectos climáticos de Belém nos últimos cem anos**. Documentos: nº 128. EMBRAPA Amazônia Oriental, Belém, 2002.

FALCÃO BAUER, L. A. **Materiais de construção**. Volume 2. 5. ed. Rio de Janeiro. 1994. P 921-941.

LEAL, U. **Fachadas e paredes estão doentes: apesar da maior oferta de argamassas e do compromisso dos fabricantes com a qualidade dos produtos, mais trincas e fissuras são visíveis nas edificações...** Técnica – A Revista do Engenheiro Civil, São Paulo, ano 11, n. 76, p. 48-52, julho/2003.

GONÇALVES, J.E.L; GOMES, C.A. **A tecnologia e a realização do trabalho**. Revista de Administração de Empresas. V.33, n.1, pag. 106-121, jan/fev 1993. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_pdf&pid=S0034-75901993000100010>. Acesso em: 24 set. 2013.

MELO, C.; CARASEK, H. **Relationship between the Deterioration of Multi Story Buildings Facades and the Driving Rain**. 2011. Journal of construction, pp. 13(1), 64 – 73, 2011.

MELO JÚNIOR, C.M.; CARASEK, H. **Índice de chuva dirigida direcional e análise do nível de umedecimento em fachadas de edifícios**. Ambiente Construído, v.11, p. 23-37, 2011.

PALADINI, E.P. **Gestão da qualidade no processo: a qualidade na produção de bens e serviços**. São Paulo: Atlas, 1995. 286p.

POYASTRO, P. C. **Influência da volumetria e das condições de entorno da edificação no manchamento e infiltração de água em fachadas por ação de chuva dirigida**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2011.

RECENA, F. A. P. **Conhecendo Argamassa**. Edipucrs, 2011, p. 159-185.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



SANTOS, I.L.; PAES, P.T. **Manifestações patológicas ocorridas em fachadas que sofrem a ação de chuva dirigida: estudo de caso bairro Marco.** TCC pela Universidade Federal do Pará. Belém, 2015.

UEMOTO, K. L. **Patologia: danos causados por eflorescência.** Tecnologia de edificações. In: Tecnologia de edificações. São Paulo: PINI, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Coletânea de trabalhos da Div. de Edificações do IPT, 1988, p. 561-64.

VERÇOZA, E. J. **Patologia das Edificações.** Porto Alegre, Editora Sagra, 1991.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



IMPORTÂNCIA DA NORMA EUROPEIA EN 1504, NA PROTEÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

F. C. B. MONTEIRO

Mestrando em Eng^a Civil
Universidade Estadual de Campinas - FEC
São Paulo; Brasil
fcarlos_monteiro@hotmail.com

L. C. ALMEIDA

Doutor em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Campinas - FEC
São Paulo, Brasil
almeida@fec.unicamp.br

L. M. TRAUTWEIN

Doutor em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Campinas - FEC
São Paulo; Brasil
leandromt@fec.unicamp.br

RESUMO

A crescente preocupação da sustentabilidade na construção, alicerçada por políticas ambientais, tem vindo a exigir dos projetistas, construtores e entidades governamentais ligadas ao setor, uma visão mais consciencializada da importância dos aspetos que se relacionam com a qualidade, o desempenho, a durabilidade e vida útil das construções, traduzidos num conjunto de procedimentos, obtidos pela experiência e pesquisa técnica e/ou científica, dando lugar a documentos Normativos e/ou Diretrizes, que regulam a prática da construção. Pelo exposto, pretende o presente estudo realçar a importância da Norma Europeia EN 1504, intitulada: “ *Produtos e sistemas para a proteção e reparação das estruturas de betão*”, tanto por se apresentar como um documento único que integra todos os aspetos que se relacionam com os processos de proteção e/ou reparação, bem como por conduzir a um absoluto envolvimento de todos os profissionais afetos a obra (donos obra, projetistas, empreiteiros e fornecedores de materiais). Tal fato, veio permitir um maior nível de confiança dos proprietários e simultaneamente a obtenção de Construções de qualidade e durabilidade superior. O conteúdo da Norma compreende 10 partes distintas. Inicialmente, far-se-á uma abordagem teórica de cada uma das partes, segue-se o relacionamento entre as mesmas e pôr fim a sua aplicabilidade prática, através de 4 exemplos. Para cada exemplo, e de acordo com a Norma, os procedimentos a adotar encontram-se devidamente sistematizados. Deste modo, pretende-se contribuir para a evolução do profissional, no uso desta poderosa ferramenta, de ampla aplicação, desde a simples detecção de manifestações patológicas decorrentes, à elaboração e controle do projeto de reparação.
Palavras-chave: EN 1504, recomendações, padronização, reparação.

ABSTRACT

The growing concern for sustainability in construction, supported by environmental policies, has been urging the designers, builders and entities linked to the sector, a more informed view of the importance of the aspects that relate to the quality, performance, durability and life useful constructions, translated into a set of procedures, obtained by the technical / scientific experiment and research, giving rise to Normative documents or Guidelines that regulate the practice of construction. The above, the present study aims to highlight the importance of European Standard EN 1504, entitled: " *Products and systems for the protection and repair of concrete structures*", both present as a single document that includes all aspects that relate to the protection of processes and / or repair, as well as leads to an absolute involvement of all professionals affects the work (owners of the works, designer, contractors and suppliers material). This fact has allowed a higher level of confidence of project owners and simultaneously obtaining quality construction and superior durability. The standard content comprises 10 distinct parts. Initially, there will be a theoretical approach of each party, follows the relationship between them and finally their practical applicability through four concrete examples. Thus, it intends to contribute will progress Professional, no use this powerful wide application tool, from simple detection of pathologies arising from the development and repair of project control.

Keywords: EN 1504, Recommendations, Standardization, Repair.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. ENQUADRAMENTO

Para além das causas naturais de deterioração já conhecidas nas estruturas de concreto (de natureza: mecânica, física, química e biológica), bem como as falhas afetas a erros humanos (refletidas em erros de projeto, uso inadequado de materiais de construção, falhas ao longo da construção e inexistência de manutenção eficiente, etc) [1], existem ainda outros fatores que ao agravar-se nas últimas décadas, tais como: a especulação econômica dos custos imobiliários e a falta de rigor por parte de profissionais e empresas pressionados pela forte concorrência, a crescente poluição ambiental, entre outros, têm conduzido respetivamente a estruturas cada vez mais esbeltas e menos preparadas a determinados agentes patológicos. Como consequência, vários anos após o grande “boom” da utilização do concreto na construção, observa-se o crescente envelhecimento das estruturas, repletas de anomalias, que desencadeiam a necessidade de preservação do património edificado. Torna-se portanto premente o desenvolvimento de técnicas e de materiais que visem não só dotar as construções em concreto armado das características mecânicas, funcionais e estéticas originais, como também prolongar o seu ciclo de vida útil. É notória a crescente preocupação das entidades governamentais, em legislar o setor da construção civil, no sentido de criar uniformização dos aspetos construtivos e deste modo garantir qualidade, desempenho e durabilidade das construções. Por sua vez, as construtoras perante as novas realidades, procuram adaptar-se com a consciência de que a presença no mercado, exige cada vez mais imagem de marca pautada pelo rigor e obediência à legislação vigente. Neste cenário, este trabalho visa apresentar especificações pertinentes para o alcance da durabilidade, pautadas no documento EN 1504.

2. A EVOLUÇÃO DO CONCEITO DE DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Segundo [2], a construção em concreto até a década de 80 era regida pelo bom senso e a experiência profissional, sendo o principal requisito da segurança a resistência média à compressão. Com o evoluir dos conhecimentos, sobretudo acerca dos mecanismos de transporte de líquidos e gases agressivos no interior de meios porosos (o concreto) e ainda das possíveis consequências de sinergia entre diferentes processos de degradação [3], foi possível associar o fator tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos, contribuindo significativamente para a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios de adequação da estrutura a certos graus de exposição ambiental. Consequentemente, a durabilidade deixou de ser um aspeto subjetivo, exclusivamente assegurado por exigências prescritivas, para dar lugar a um dos mais importantes requisitos de projeto.

Por outro lado, normas e documentos técnicos das mais diversas entidades (nacionais e internacionais), elaborados nas três últimas décadas, muito contribuíram para o alargamento e consolidação dos conhecimentos a favor da durabilidade e aumento de vida útil das estruturas de concreto. Pelo exposto e perante fatores como competitividade, custos e preservação do meio ambiente, é possível observar-se a atual tendência a nível mundial, de privilegiar os aspetos de projeto com base nos requisitos anteriormente focados, exigindo equipas multidisciplinares, com atuação em todas as etapas do processo construtivo e sobretudo com domínio dos fenómenos e/ou processos físico-químico-mecânicos e suas sinergias.

3. NORMAS

3.1 Conceito e objetivos; Organismos de normalização (comités)

Segundo [4], a crescente competitividade, as exigências dos mercados globalizados e as necessidades da sociedade, requerem das organizações a adoção de métodos de gestão otimizados, que dependem da capacidade de incorporação de novas tecnologias de produtos e de processos. Este contexto direciona as empresas ao uso da normalização de forma a representar um instrumento de gestão facilitador do acesso aos mercados. Neste sentido, a normalização veio regular e aperfeiçoar a adequação de produtos, processos e serviços aos fins para que foram concebidos, aumentando desta forma, a aceitabilidade por parte dos mercados mediante as referências dos métodos normalizados. Paralelamente, contribuiu ainda ajudar a otimização da gestão das empresas e na prestação de serviços, com diminuição consequente, dos custos inerentes. Poder-se-á dizer que, as normas propiciam o correto suprimento das necessidades práticas dos produtores e consumidores e são fundamentais para a eliminação de desperdícios de tempo, matéria-prima e mão-de-obra, o que resulta em crescimento do mercado, melhoria da qualidade e redução de preços e custos, fatores que alimentam o ciclo motor do desenvolvimento social. De uma forma sucinta, a Normalização é desenvolvida em diversos níveis através de organismos de normalização internacionais (ISO), regionais (CEN – Organismo Europeu de Normalização) e nacionais (ONN – Organismos Nacionais de Normalização, sendo exemplo: ANSI, BSI, AFNOR, ABNT, IPQ, AENOR, UNI).

3.2 Principais normas Europeias aplicáveis ao projeto e execução de estruturas de concreto.

3.2.1 Evolução normativa; Transposição das normas europeias para a regulamentação Portuguesa.

Com o sentido de regular a atividade da construção que envolve a utilização do material “concreto”, a Europa nomeou desde a década de 80 um grupo de trabalho TC 104 do CEN (Comité Européen de Normalisation), composto por vários subcomités, destinados a elaboração de uma serie de normas específicas referente ao elemento “Betão”. Dos inúmeros subcomités, evidencia-se o SC1 destinado a emissão e revisão da Norma provisória ENV 206: 1990, “Betão – Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade”, com o objetivo de regular e uniformizar a fabricação e aplicação do concreto, com base nos pressupostos de durabilidade. Estes novos regulamentos, já se apresentam mais consistentes que os anteriores, por apresentarem um maior domínio dos principais fatores que intervêm na durabilidade do concreto. Nos anos 90 foram publicados um conjunto de Normas, (9) Eurocódigos, para utilização em projeto de diferentes materiais, destacando-se a EN 1992: “Projeto de Estruturas de Betão”, que absorve e consolida todos os aspetos referente às propriedades e aplicação do concreto, constantes na Pré-Norma ENV 206.

O novo enquadramento regulamentar do material “concreto” consubstanciado pela Norma EN 206-1: 2005 “Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade”. A revisão da presente Norma tem em consideração as evoluções tecnológicas relacionadas com os aspetos da produção, a durabilidade das estruturas e as metodologias de ensaio. Porém, as alterações mais significativas, situam-se na classificação das ações ambientais e nos requisitos para os concretos inseridos em ambientes agressivos; no uso de adições em substituição de parte do concreto e no controle da produção, incluindo o controlo de conformidade. Por outro lado, todas as questões que se relacionam com a execução em obra, isto é, a Colocação, Compactação e Cura, foram retiradas da original ENV 206 e remetidos para a Pré-Norma ENV 13670-1: 2000 “Execução de Estruturas de Concreto”, que mediante atualizações, se encontra a vigorar através da EN 13670: 2009.

A Norma EN 206-1: 2005, de acordo com a inserção da obra no meio ambiente, impõe do projetista a necessidade de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente a que a estrutura de concreto armado se encontra exposta, para que com base nessa classificação, seja possível definir o tipo de cimento (que inclui o uso de adições), a classe de resistência mínima do concreto, a dosagem mínima de cimento, a máxima razão água/cimento, o recobrimento nominal mínimo, a máxima dimensão do agregado, a classe de teor de cloretos, o uso de eventuais aditivos (adjuvantes) e a classe de consistência, se assemelhando aos critérios na ABNT NBR 6118 que variam de acordo com a classe de agressividade ambiental na qual a edificação está inserida. Percebe-se deste modo, a relação direta, entre a classe de agressividade ambiental (caraterizada pelos agentes patológicos locais) e a natureza e caraterísticas do concreto a projetar. Cumprindo todos estes requisitos, é expectável que a estrutura durante a sua vida útil de projeto (de 50 ou 100 anos, segundo a categoria pré-estabelecida), possa suportar com nível apropriado de confiabilidade e de forma económica todas as ações (quer mecânicas, quer ambientais), durante o seu uso e sua operação e continuar adequada á função para o qual foi concebida.

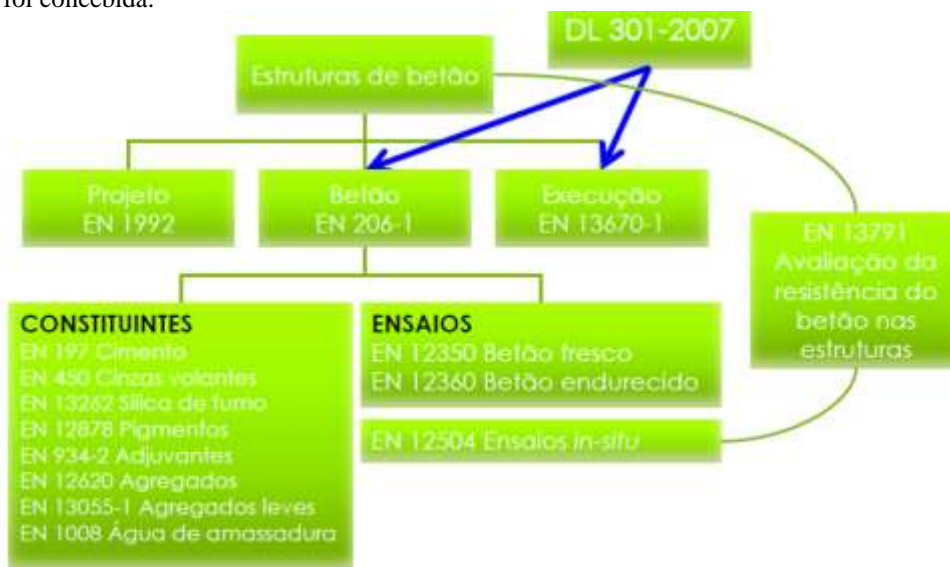


Figura 1: Transposição das normas europeias para a regulamentação Portuguesa. Relação entre a norma NP EN 206-1: 2007 e as normas de projeto (NP EN 1992: 2010) e execução de obras (NP EN 13670: 2010) [5]

3.3 Norma europeia aplicável á reabilitação de estruturas de concreto

3.3.1 Apresentação da norma EN 1504; objetivos e organização. A norma Portuguesa NP EN 1504.

Do grupo de trabalho TC 104 do CEN (Comité Europeén de Normalisation) referido anteriormente, destaca-se o Subcomitê 8 (SC8), encarregado da preparação de uma série de normas específicas para a reparação e proteção de estruturas de concreto, incluindo definições, requisitos dos produtos, referências e métodos de ensaio, controle da qualidade e verificação da conformidade. Em 2009 é emitida uma Norma Europeia EN 1504: 2009, intitulada “Produtos e Sistemas para a Reparação e Proteção de Estruturas de Betão”, que tem por objetivo a definição dos produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de concreto, bem como o estabelecimento dos seus princípios, métodos, requisitos, controle de qualidade e avaliação da conformidade e especificações referentes à aplicação dos mesmos. Para além do exposto, a norma atribui responsabilidades a todos os intervenientes afetos á atividade da construção/reparação, em função do seu desempenho, bem como prevê o controle técnico dos produtos de reparação e proteção do concreto que circulam no espaço Europeu, através da marcação CE que inclui o registo de todas as características requeridas e obtidas através de ensaios normalizados (EN 1505-2). Este projeto requereu da indústria de fabricação dos materiais de construção, um avanço tecnológico notável relativamente aos requisitos de desempenho técnico dos produtos de reparação e proteção do concreto. A existência de modelos de classificação previstos na Norma, permitiu aos fornecedores catalogar os seus produtos em função das suas características e para as funções a que se destinam. Deste modo, sem margem de erro, poder-se-á dizer que este regulamento normativo representa o culminar de mais de 15 anos de trabalho por parte de profissionais de todos os quadrantes da indústria de reparação do concreto. Trata-se indubitavelmente de um recurso que auxilia projetistas, empreiteiros, empresas fabricantes e garante a satisfação e a confiança dos proprietários.

Transposta para a Norma Portuguesa, a NP EN 1504, apresenta 10 partes distintas, de acordo com as suas funções: (Figura 2)

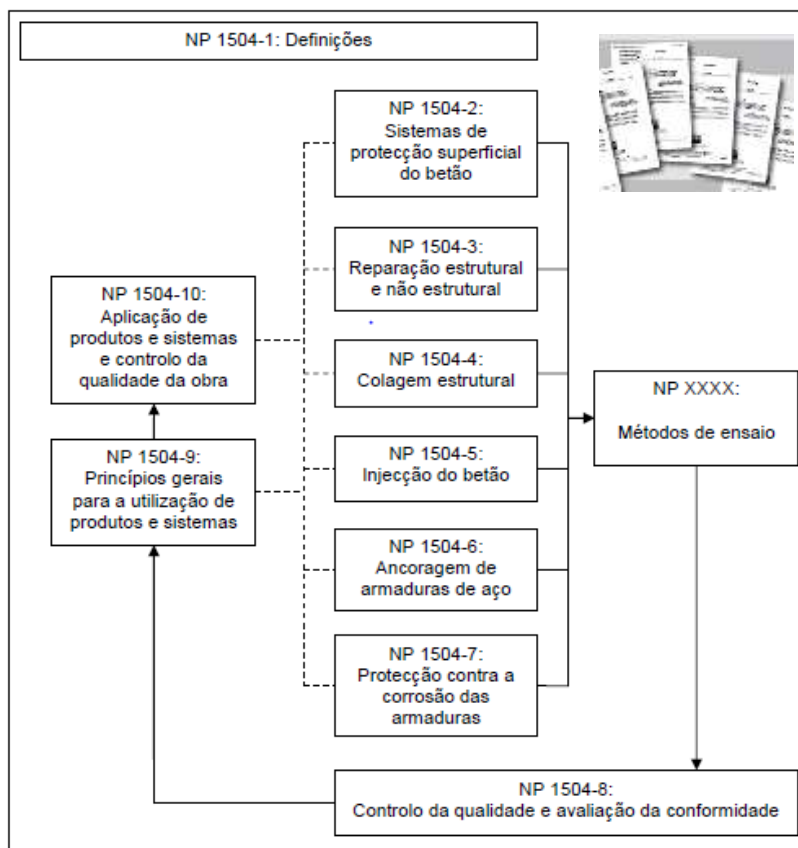


Figura 2: Interligação entre as diferentes partes da NP EN 1504, (Adaptado de [6])

Nota: dado que a Norma de referência daqui por diante é a Norma Portuguesa, NP EN 1504, passaremos a designar ao elemento “concreto” a designação “betão”, para estar em consonância com a referida Norma.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- ✓ NP 1504-1: Descreve os termos e definições contidos na norma;
 - ✓ NP 1504-2: Fornece especificações para os produtos/sistemas de proteção superficial do betão;
 - ✓ NP 1504-3: Fornece especificações/requisitos para a reparação estrutural e não estrutural;
 - ✓ NP 1504-4: Fornece especificações/requisitos para a colagem estrutural;
 - ✓ NP 1504-5: Fornece especificações/requisitos para a injeções em betão;
 - ✓ NP 1504-6: Fornece especificações/requisitos para a ancoragem de armaduras;
 - ✓ NP 1504-7: Fornece especificações/requisitos para a proteção anticorrosiva de armaduras;
- ✓ NP 1504-8: Descreve o controlo da qualidade e avaliação da conformidade de produtos e sistemas previstos na serie NP EN 1504, contemplando a sua marcação "CE" e a sua rotulagem.
 - ✓ NP 1504-9: Define os princípios gerais para a utilização de produtos e sistemas na reparação e proteção do betão;
 - ✓ NP 1504-10: Fornece informações sobre a aplicação dos produtos em obra e controlo de qualidade dos trabalhos.

Segundo [6], as 10 partes que constituem a norma, estão associadas a cerca de 65 diferentes normas, correspondentes aos métodos de ensaios referentes aos requisitos de identificação e desempenho dos produtos e sistemas e ao controle da sua qualidade e à avaliação da sua conformidade. A Fig. 2, ilustra a interligação entre as várias partes da norma.

A parte 1 da NP EN 1504 contempla as definições de todos os termos aplicados na totalidade das partes e define as principais categorias de produtos e sistemas, bem como os tipos de químicos e principais constituintes dos mesmos.

As partes 2 a 7, inclusive, constituem o cerne da série, referindo-se aos requisitos de identificação e desempenho dos tipos de sistemas e produtos contemplados na norma, bem como os métodos de ensaio a eles associados.

A parte 8, resume todos os procedimentos para o controlo da qualidade, que se baseiam na EN ISO 9001, e a avaliação da conformidade dos produtos e sistemas previstos na série NP EN 1504, contemplando a sua marcação "CE" e a sua rotulagem, de acordo com um conjunto específico de ensaios. Destina-se ao fabricante e ao Instituto de Certificação.

A parte 9 corresponde à aplicação geral e princípios gerais para o uso dos produtos e sistemas definidos nas partes 2 a 7. A parte 10, refere-se a aplicação no local dos materiais e ao controle da qualidade dessa aplicação.

3.3.2 Fases de um projeto de reparação – NP EN 1504-9

Havendo necessidade de se proceder à realização de um projeto de reparação, a Norma NP EN 1504 orienta, propondo de forma flexível as seguintes fases de projeto, subdivididas em seis subcapítulos:

✓ **Informação acerca da estrutura;**

(através das peças de projeto, do plano de manutenção, das condições locais ou outras)

✓ **Processo de avaliação;**

(Deve incluir: Estado visível da estrutura; Ensaio que permitem determinar o estado do betão e das armaduras; Mapeamento das anomalias; Conceção original do projeto; Caracterização das condições de exposição ambiental; Condições existentes durante a construção, incluindo condições climáticas, materiais utilizados, tais como a natureza da água de amassadura, tipo de agregados, etc; Historial da estrutura em termos de ações e tipo de utilização da estrutura; Definição dos requisitos para o uso futuro da estrutura, etc.)

✓ **Estratégia de gestão;**

(A vida útil de projeto após intervenção de reparação é fundamental na escolha da estratégia de gestão. As intervenções podem ser do tipo exaustivas ou de manutenção. Segundo a Norma, a escolha apropriada de reparação deve ter em consideração as seguintes opções de gestão: Não intervir mas monitorizar; Reanalisar a capacidade da estrutura, podendo conduzir a uma alteração de funcionamento; Prevenir ou reduzir outras deteriorações; Reforçar ou reparar e proteger toda ou parte da estrutura de betão; Reconstituir ou substituir toda ou parte da estrutura de betão; Demolir toda ou parte da estrutura de betão. Um outro aspeto importante que a norma acrescenta é a especificação dos fatores a considerar na escolha do método de reparação. A escolha de uma estratégia de gestão não se restringe á vertente técnica. Deve implicar análise a outros fatores, tais como: económicos, funcionais, ambientais, bem como os próprios requisitos futuros pretendidos pelo dono de obra, (ou seja, fatores de: Base, Estruturais, Saúde /Segurança e Ambientais).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



✓ Projeto do trabalho de reparação:

(As fases tipo propostas pela Norma são: Recolha dos dados resultantes do processo de avaliação e da estratégia de gestão; Análise dos princípios de reparação aplicáveis; Escolha dos métodos para proteção e reparação da estrutura; Análise de possíveis consequências indesejáveis resultantes da aplicação de um ou mais métodos nas condições específicas individuais; Definição das especificações dos produtos e sistemas correspondentes aos métodos de reparação adotados, baseados nos requisitos definidos nas partes 2 a 7 da NP EN 1504; Realização de análise estrutural e da segurança após a proteção e a reparação).

✓ Trabalho de reparação:

(O modo de execução dos trabalhos é parte determinante no complexo processo de proteção e reparação de estruturas de concreto armado. A Parte 10 da NP EN 1504 vem desse modo definir os requisitos do substrato antes e durante a aplicação, incluindo estabilidade estrutural dos elementos em estudo, preparação e aplicação dos produtos e sistemas de reparação, controlo de qualidade dos trabalhos efetuados, segurança, saúde e ambiente. De um modo geral, a norma NP EN 1504-10 define para cada método de reparação 3 fases de processo: preparação do substrato; aplicação de produtos e sistemas; controlo da qualidade. O controlo de qualidade dos trabalhos de reparação é efetuado através de ensaios ou observações, em função do método utilizado. A norma disponibiliza um quadro com o sumário dos ensaios e observações a realizar, que se encontra subdividido em quatro fases: condições do substrato antes ou depois da preparação; aceitação de produtos e sistemas; condições e requisitos antes ou durante a aplicação; e condição final do endurecimento. Para cada um dos quarenta e cinco ensaios e observações, o anexo A da NP EN 1504-10 especifica a norma EN, normas nacionais ou ISO a utilizar para a sua realização, dando ainda orientações sobre os parâmetros máximos e mínimos aceitáveis para os ensaios das características).

✓ Aceitação do trabalho de reparação:

Após o término dos trabalhos de reparação e sempre que aplicável, deve ser implementado um sistema de gestão da manutenção, de forma a garantir o tempo de vida útil das intervenções. Nos casos em que a integridade da estrutura dependa diretamente do bom estado dos produtos e sistemas, estes devem ser regularmente inspecionados, ensaiados e renovados se necessário. Assim sendo, o dono de obra deve ficar com todos os registos dos materiais utilizados e respetivos modos de aplicação, bem como das intervenções futuras a realizar no âmbito da inspeção e manutenção, os riscos inerentes à deterioração dos trabalhos efetuados e qual o tempo de vida útil da estrutura.

3.3.3 Princípios e métodos de proteção e reparação – NP EN 1504-9

A série NP EN 1504 estabelece 40 métodos de reparação, agrupados em 11 princípios que possibilitam a prevenção das causas de deterioração físicas, químicas e eletroquímicas, que surgem no concreto e nas armaduras. Seis desses princípios estão relacionados com os defeitos do betão e cinco com a corrosão das armaduras. A cada princípio estão associados vários métodos e para cada método é possível adequar produtos ou sistemas. Os sistemas surgem da conjugação de dois ou mais produtos aplicados de forma sucessiva ou conjunta. Os princípios seguidos pela Norma abrangem as causas já conhecidas: ações humanas, mecânicas, físicas e químicas P(1-6) e ações eletroquímicas P(7-11).

Tabela 1 – Princípios e os Métodos relacionados com a degradação da matriz de betão

PRINCIPIOS	MÉTODOS
P1 [PI] - Proteção contra o ingresso de agentes agressivos	MR1.1 – Impregnação hidrofóbica, MR1.2 – Impregnação, MR1.3 – Revestimento superficial, MR1.4 – Fendas localmente tapadas, MR1.5 – Enchimento de fendas, MR1.6 – Transformação de fendas em juntas, MR1.7 – Colocação de painéis externos, MR1.8 – Aplicação de membranas
P2 [MC] - Controlo da humidade	MR2.1 – Impregnação hidrofóbica, MR2.2 – Revestimento superficial, MR2.3 – Proteção física ou camada de recobrimento, MR2.4 – Tratamento eletroquímico

P3 [CR] - Restauração do betão	MR3.1 – Aplicação de argamassa à mão, MR3.2 – Nova betonagem, MR3.3 – Projeção de argamassa ou de betão, MR3.4 – Substituição de elementos
P4 [SS] - Reforço estrutural	MR4.1 – Adição ou substituição de armaduras externas ou internas, MR4.2 – Colocação de armaduras em furos existentes ou a fazer, MR4.3 – Colagem de chapas de reforço, MR4.4 – Colocação de argamassa à mão, MR4.5 – Injeção de fendas ou vazios, MR4.6 – Enchimento de fendas ou vazios, MR4.7 – Pré tensão ou pós tensão.
P5 [PR] - Resistência física	MR5.1 – Camadas de recobrimento ou revestimento, MR5.2 – Impregnação, MR5.3 – Adição de argamassa ou betão.
P6 [RC] - Resistência ao ataque químico	MR6.1 – Camadas de recobrimento ou revestimento, MR6.2 – Adição de argamassa ou betão.

Tabela 2 – Princípios e os Métodos relacionados com a corrosão das armaduras

PRINCIPIOS	MÉTODOS
P7 [RP] - Preservação ou restituição da camada passiva das armaduras	MR7.1 – Aumento do recobrimento com argamassa ou betão, MR7.2 – Substituição de betão contaminado ou carbonatado, MR7.3 – Realcalinização eletroquímica do betão carbonatado, MR7.4 – Realcalinização do betão carbonatado por difusão, MR7.5 – Extração eletroquímica dos cloretos do betão.
P8 [IR] - Aumento da resistividade do betão	MR8.1 – Impregnação hidrofóbica, MR8.2 – Revestimento superficial.
P9 [CC] - Controlo catódico	MR9.1 – Limitação do teor de oxigénio no cátodo por saturação do betão ou revestimentos superficiais
P10 [CP] - Proteção catódica	MR10.1 – Aplicação de potencial elétrico.
P11 [CA] - Controlo das áreas anódicas	MR11.1 – Pintura das armaduras com tintas que contenham pigmentos ativos, MR11.2 – Pintura das armaduras com tintas que funcionem como barreiras, MR11.3 – Aplicação de inibidores de corrosão no betão.

O Princípio 1 [PI] – Redução ou prevenção do ingresso de agentes agressivos, tais como a água e outros líquidos, vapor, gases, agentes químicos (sais, ácidos) ou biológicos, através do bloqueio das fendas ou da porosidade do betão.

O Princípio 2 [MC] – Controle do teor de humidade no concreto num intervalo de valores especificado, o que reduz a probabilidade de ocorrência de determinadas patologias, por exemplo: as reações alcalis-sílica e os ciclos de gelo degelo

O Princípio 3 [CR] – Restauração do betão original para a forma e função especificadas. A substituição do betão, deverá ser efetuado caso se verifique deterioração do tipo delaminação, corrosão das armaduras, ataque químico, etc.

O Princípio 4 [SS] – Aumento ou reposição da capacidade estrutural de um elemento da estrutura, nos casos em que esta se encontre limitada na sua função estrutural.

O Princípio 5 [PR] – Aumento da resistência a ataques físicos ou mecânicos, sendo exemplo o desgaste superficial.

O Princípio 6 [RC] – Aumento da resistência química da superfície do betão á deterioração por ataque químico

O Princípio 7 [RP] – Preservação ou restituição da camada passiva das armaduras, que deverá ser aplicado nos casos em que as armaduras se encontram despassivadas ou em processo de despassivação, limitando assim a corrosão.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O Princípio 8 [IR] – Aumento da resistividade elétrica do betão. Pretende-se diminuir o risco ou evolução da corrosão, limitando as trocas entre o ânodo e o cátodo, por exemplo: através da diminuição do grau de humidade do betão.

O Princípio 9 [CC] – Controlo catódico, visa impedir a formação de uma zona catódica, para que não se dê o processo eletroquímico que origina a corrosão nas zonas anódicas.

O Princípio 10 [CP] – Proteção catódica, implica a criação de um sistema que impeça a formação de zonas anódicas.

O Princípio 11 [CA] – Controlo das áreas anódicas, é utilizado para prevenir a formação de zonas anódicas no aço, recorrendo à sua proteção com inibidores de corrosão.

3.3.4 Considerações gerais sobre a execução dos trabalhos e o controlo de qualidade – NP EN 1504-8; NP EN 1504-10

Definida a estratégia de gestão, segue-se a realização do projeto de trabalho de reparação, com base nas principais etapas de projeto: (Escolha dos princípios e métodos de reparação com base nos elementos recolhidos; Análise de compatibilidade dos métodos e das condições de exequibilidade; Definição dos produtos e sistemas a aplicar em função dos princípios e métodos adotados e da análise económica; Avaliação dos resultados da intervenção na estrutura). As especificações dos produtos e sistemas correspondentes aos métodos de reparação adotados, encontram-se definidas nas características de desempenho constantes nas tabelas das partes de 2 a 7 da Norma NP EN 1504.

Sobre a execução dos trabalhos, a Norma prevê fundamentalmente 3 fases: preparação do substrato (limpeza do concreto, aderência entre materiais e remoção do betão danificado, preparação do aço); aplicação de produtos e sistemas; controlo de qualidade. Em relação às 2 primeiras fases, a parte 10 da NP EN 1504, apresenta linhas orientadoras (através de Tabelas), dos procedimentos a adotar consoante o método de reparação escolhido. No que diz respeito ao controlo de qualidade, a Norma apresenta a parte 8 relativa ao Controlo da Qualidade e Avaliação da Conformidade de produtos e sistemas e a parte 10 relativa à Aplicação e Controlo da Qualidade dos Trabalhos.

Na parte 8, são apresentadas os ensaios de desempenho para garantir que produtos e sistemas respeitem as especificações apresentadas nas restantes partes da Norma, bem como indicações relativas a equipamento, rotulagem de materiais e fiscalização. Na parte 10, (através de tabelas) são especificados, de acordo com o método adotado, os ensaios e observações a utilizar para avaliar a condição do substrato, a conformidade de produtos e sistemas a aplicar e o cumprimento de requisitos de qualidade.

3.4 Casos de estudo

3.4.1 Apresentação de casos de estudo; Estratégia de gestão; Projeto do trabalho de reparação [7].

Pela elevada ocorrência na prática de casos de deterioração do betão por efeito da corrosão, serão apresentados quatro (4) cenários de estudo, sendo estes:

- | | | |
|---|---|---|
| ➤ Destacamento localizado do concreto | } | 1. Corrosão causada pela ação da Carbonatação |
| | | 2. Corrosão causada pelo ingresso de Cloretos |
| ➤ Deterioração do concreto com perda parcial da seção do elemento | } | 3. Corrosão causada pela ação da Carbonatação |
| | | 4. Corrosão causada pelo ingresso de Cloretos |

Admitindo que as hipotéticas obras nos casos 2 e 4, se encontram em ambiente marinho (propício à penetração de cloretos para o interior do betão por difusão em solução aquosa) e as obras nos casos 1 e 3, se encontram nas proximidades de estradas de elevado tráfego (propício à grande acumulação de dióxido de carbono na atmosfera, iniciou-se o processo de avaliação (parte 9 da Norma), através de uma inspeção visual às obras e elaborou-se um mapeamento local das áreas visivelmente afetadas. Da inspeção visual resultaram as seguintes conclusões: manchas de ferrugem na superfície do concreto em ambos os casos, destacamento localizado da camada de recobrimento nos casos 1 e 2 e em estado já bastante mais avançado, perda parcial da seção do elemento com armaduras expostas, nos casos 3 e 4. Os sintomas apresentados conferem com os agentes patológicos predominantes, no ambiente de exposição local das estruturas. Na realização da inspeção preliminar são utilizados auxiliares de diagnósticos como o fissurómetro, o esclerómetro, o medidor de humidade, etc, com vista à obtenção de dados que possam vir a ser correlacionáveis com

constatações já existentes. No entanto, para reforçar o diagnóstico é necessário proceder-se a determinados ensaios adequados às patologias em causa. Hoje em dia existe uma grande variedade de ensaios, que para além de beneficiarem de novas tecnologias, são sobretudo ensaios não destrutivos, sendo classificados de um modo geral, de Ensaios Estruturais (In-situ e Laboratoriais) e Ensaios de Durabilidade (In-situ e Laboratório).

Para os casos em estudo e de acordo com a sintomatologia apresentada em obra, optaríamos pelos seguintes ensaios:

- Determinação in-situ do teor de cloretos: (caso 2 e 4)
- Determinação da profundidade de carbonatação de betões: (casos 1 e 3)
- Medição da espessura do recobrimento; (casos 1,2,3 e 4)
- Avaliação da taxa de corrosão das armaduras pela técnica da resistência de polarização: (casos 1,2,3 e 4)
- Avaliação do risco de corrosão ativa das armaduras através medição da resistividade do betão: (caso 1,2,3,4)

Com base nos resultados obtidos, (ou seja, perante a presença de cloretos e a profundidade de carbonatação significativa para justificar a corrosão das armaduras, muito mais expressiva nos casos 3 e 4 pela maior destruição, em profundidade, da camada passiva e o conseqüente destacamento das camada de cobrimento provocado pelas tensões internas dos subprodutos da corrosão), poder-se-á seguidamente dar início á Estratégia de Reparação. Esta, compreende para cada caso na escolha dos Princípios, Métodos, Produtos e Sistemas, mais adequados.

Os Princípios e os Métodos constam na parte 9 da Norma. Detetadas as causas e comprovados os efeitos é possível estabelecer os princípios e os métodos a ter em conta na reabilitação das estruturas. Para os casos em estudo (na presença de iões cloreto ou de carbonatação) os princípios e os métodos são idênticos, existindo posteriormente sistemas e produtos mais adequados a uma situação e á outra. Assim sendo, podemos ter os seguintes Princípios associados á estratégia de reabilitação, segundo a Norma:

- Controlo das áreas anódicas (corrosão das armaduras);
- Preservação ou restauração da passividade (corrosão das armaduras);
- Reforço estrutural (deterioração do betão);
- Restauração do betão (deterioração do betão);
- Protecção contra o ingresso (deterioração do betão);
- Aumento da resistividade (corrosão das armaduras);
- Controlo da humidade (deterioração do betão).

Perante os Princípios e os Métodos assumidos para cada caso, segue-se a escolha dos Produtos ou Sistemas mais eficazes, para o fim a que se destinam, tendo em conta os aspetos técnico e/ou económicos. Esta tarefa está simplificada uma vez que os fornecedores de materiais de construção, possuem todos os seus produtos catalogados segundo a NP EN 1504-9, encontrando-se dispostos segundo os princípios e métodos a que dizem respeito e em função dos seus objetivos.

Tabela 2: Princípio e métodos relacionados com corrosão de armaduras

Princípio	Descrição	Método	Soluções Sika
⋮			
Princípio 10	Protecção catódica.	10.1 Aplicação de um potencial eléctrico.	Argamassas de recobrimento Sika®.
Princípio 11	Controlo de zonas anódicas. Criar condições para que zonas potencialmente anódicas da armadura não intervenham na reacção de corrosão.	11.1 Revestimento activo das armaduras.	SikaTop® Armatec-110 EpoCem®, Sika® MonoTop®-910 S.
		11.2 Revestimento de protecção das armaduras.	Sikadur®-32 N.
		11.3 Aplicação de inibidores de corrosão no ou sobre o betão.	Inibidores de corrosão de aplicação superficial e adjuvante Sika® FerroGard®.

Figura 3: Exemplo de tabelas de Produtos e/ou Sistemas de um Fabricante Português R01, segundo a NPEN 1504-9 [8]

Obviamente que todos esses produtos e sistemas, para serem aprovados pela norma, passam por uma panóplia de testes e ensaios com vista ao cumprimento dos requisitos de identificação e desempenho previstos nas partes 2 a 7 da Norma.

Para os 4 casos em estudo, a estratégia de reabilitação visa conferir aos elementos as características do ponto de vista estético e de resistência mecânica, iguais ou superiores às condições originais. Para tal, foram adotados os seguintes

Princípios, Métodos, Produtos e Sistemas, tendo em conta a escolha dos fornecedores (R 01; R 02; R 03; R 04) e a dupla preço/qualidade dos seus produtos.

➤ 1º CASO - Elemento sujeito à ação da carbonatação, deteriorado pontualmente. (Fornecedor R 01)

Sintomas/Diagnóstico: Existe corrosão localizada por carbonatação, mas grande parte do elemento não está ainda afetado, pelo que a reparação e proteção serão localizadas na ótica da prevenção contra a carbonatação do elemento.

Princípios / Métodos (tratamentos superficiais no Concreto e no Aço):

- Controlo das áreas anódicas (CA) – Aplicação de revestimento ativo da armadura (Tintas);
- Preservação ou restauração da passividade (RP) – Substituição do concreto contaminado ou carbonatado;
- Restauração do betão (CR) – Argamassa aplicada à mão;
- Proteção contra o ingresso (PI) – Aplicação de revestimento por pintura;
- Aumento da resistividade (RI) – Aplicação de revestimento por pintura.

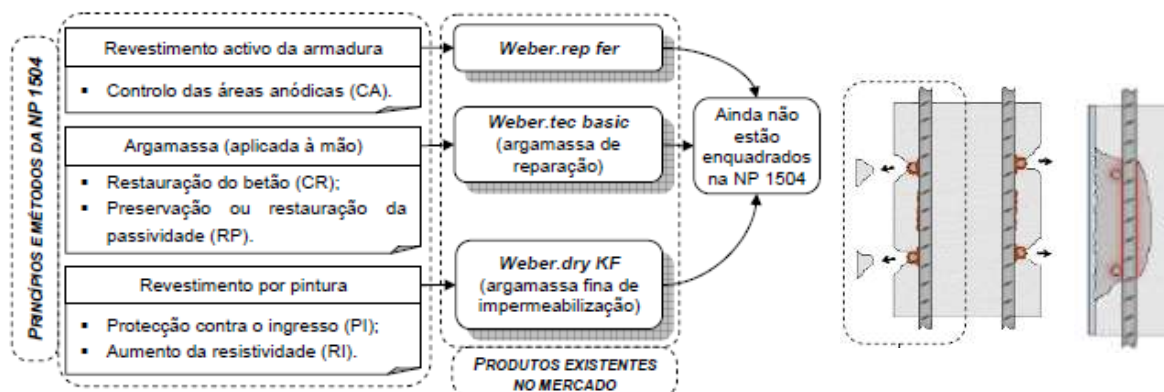


Figura 4: Articulação entre os produtos de mercado e os Princípios e Métodos adotados – Caso 1

➤ 3º CASO - Elemento sujeito à ação da carbonatação, cuja seção está parcialmente deteriorada (Fornecedor R 03)

Sintomas/Diagnóstico: Existe corrosão generalizada por carbonatação, mas parte do elemento não está ainda afetado, pelo que a reparação e proteção a realizar será de forma exaustiva e extensa na ótica da prevenção contra a carbonatação

Princípios / Métodos (tratamentos superficiais no Concreto e no Aço):

- Controlo das áreas anódicas (CA) – Aplicação de revestimento ativo da armadura (Tintas);
- Preservação ou restauração da passividade (RP) – Substituição do betão contaminado ou carbonatado;
- Reforço estrutural (SS) – Adição de argamassa;
- Restauração do betão (CR) – Aplicação de nova argamassa cofrada (aplicação formas para segurar o betão);
- Proteção contra o ingresso (PI) – Aplicação de revestimento por pintura;
- Aumento da resistividade (RI) – Aplicação de revestimento por pintura.

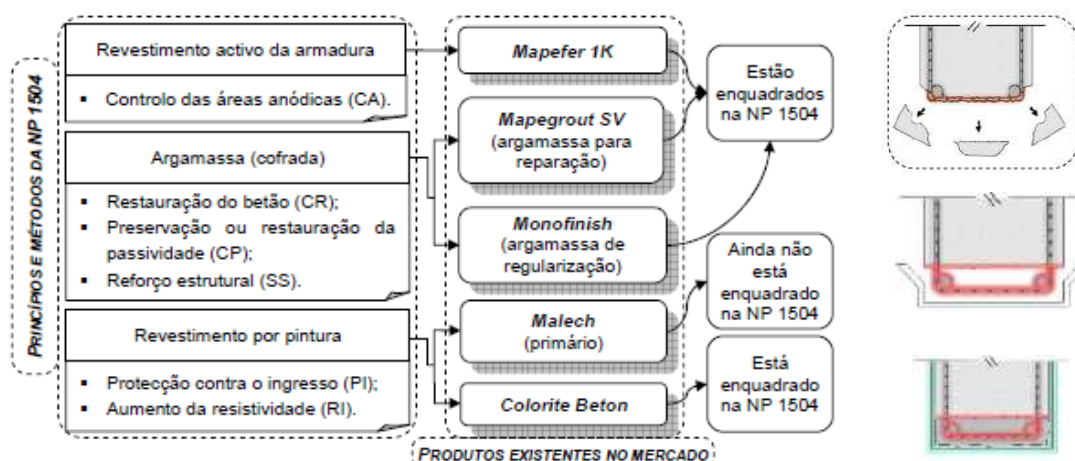


Figura 5: Articulação entre os produtos de mercado e os Princípios e Métodos adotados – Caso 3

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

2º CASO - Elemento sujeito à ação dos íões cloretos, deteriorado pontualmente. (Fornecedor R 02)

Sintomas/Diagnóstico: Existe corrosão localizada pela ação de cloretos, mas grande parte do elemento não está ainda afetado, pelo que a reparação e proteção serão localizadas na ótica da prevenção, contra o reingresso de íões cloreto.

Princípios / Métodos (tratamentos superficiais no Betão e no Aço)

- Controlo das áreas anódicas (CA) – aplicação de revestimento ativo da armadura (Tintas);
- Preservação ou restauração da passividade (RP) – Substituição do betão contaminado;
- Restauração do betão (CR) – Argamassa aplicada à mão;
- Controlo das áreas anódicas (CA) – Aplicação de inibidores de corrosão no betão;
- Proteção contra o ingresso (PI) – Aplicação de impregnação hidrofóbica;
- Controlo da humidade (MC) – Aplicação de impregnação hidrofóbica;
- Aumento da resistividade (RI) – Aplicação de impregnação hidrofóbica.

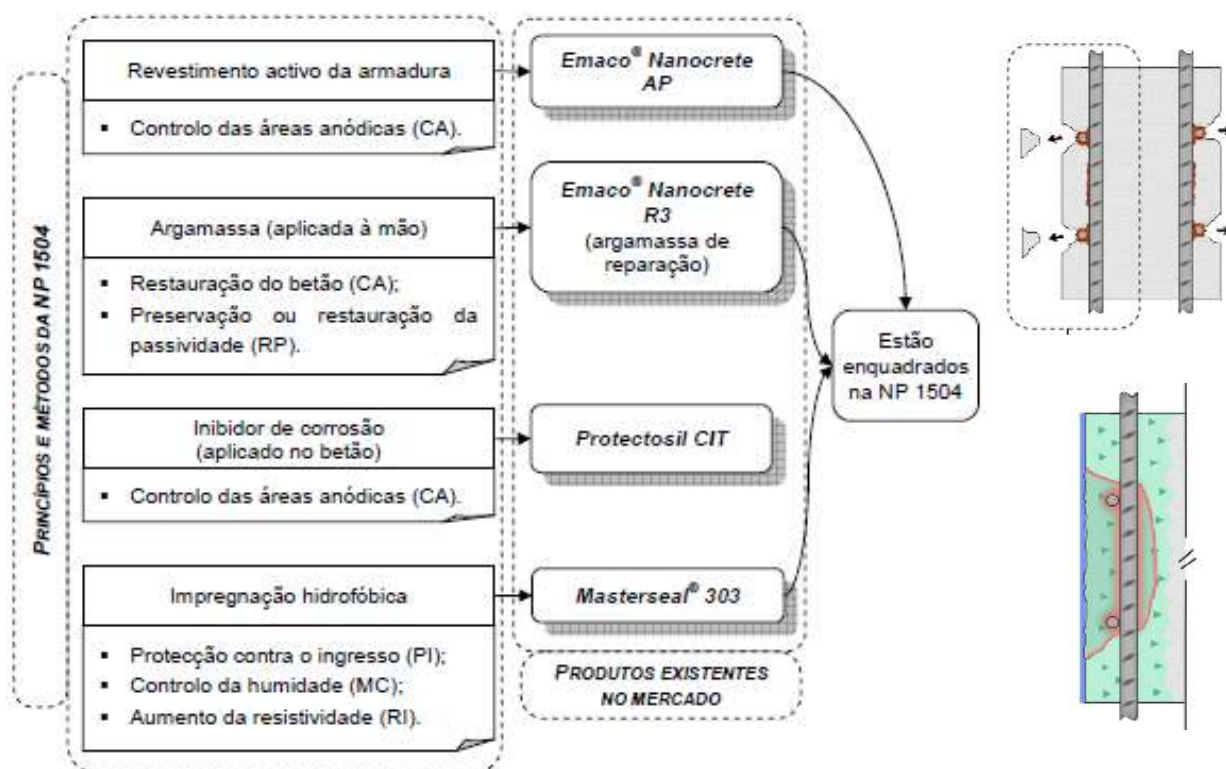


Figura 6: Articulação entre os produtos de mercado e os Princípios e Métodos adotados – Caso 2

4º CASO - Elemento sujeito à ação dos íões cloretos, cuja seção está parcialmente deteriorada. (Fornecedor R 04)

Sintomas/Diagnóstico: Existe corrosão generalizada pela ação de cloretos, mas parte do elemento não está ainda afetado, pelo que a reparação e proteção a realizar será de forma exaustiva e extensa na ótica da prevenção contra o ingresso de íões cloreto

Princípios / Métodos (tratamentos superficiais no Betão e no Aço)

- Controlo das áreas anódicas (CA) – Aplicação de revestimento ativo da armadura (Tintas);
- Preservação ou restauro da passividade (RP) – Substituição do betão contaminado
- Reforço estrutural (SS) – Adição de argamassa;
- Restauração do betão (CR) – Aplicação de nova argamassa cofrada (aplicação de formas para segurar o betão)
- Controlo das áreas anódicas (CA) – Aplicação de inibidores de corrosão no betão;
- Controlo da humidade (MC) – pela aplicação de revestimento por pintura;
- Aumento da resistividade (RI) – pela aplicação de revestimento por pintura.

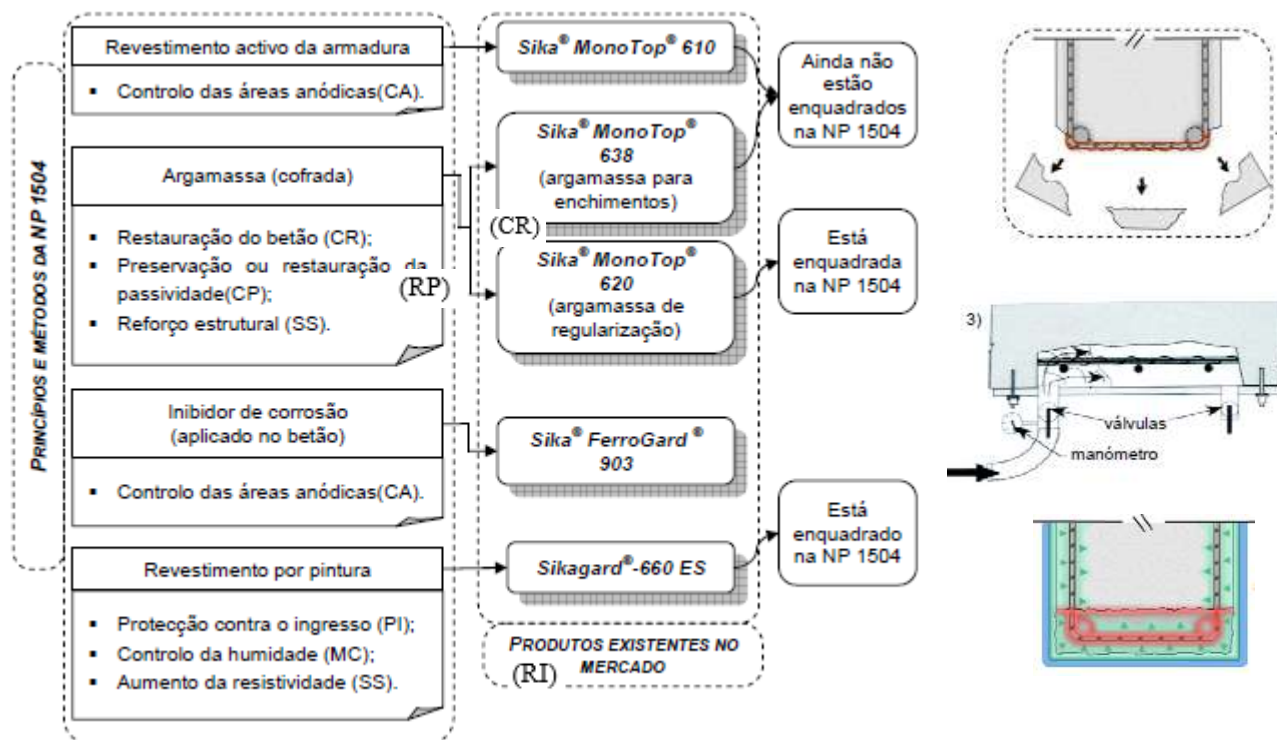


Figura 7: Articulação entre os produtos de mercado e os Princípios e Métodos – Caso 4

Muito havia a dizer sobre uma série de tópicos que não foram convenientemente focalizados nos casos de estudo, sendo exemplo: o modo de realização dos ensaios preliminares e equipamentos utilizados para comprovação do diagnóstico; a natureza, características técnicas e os ensaios a que os produtos e sistemas utilizados na reparação devem obedecer para garantia dos requisitos de desempenho constantes nas partes 2 a 7 da Norma; a sequência na aplicação dos produtos e sistemas, incluindo o modo de preparação dos substratos (betão e armaduras); o controle de qualidade no decurso do desenvolvimento dos trabalhos, incluindo os ensaios inerentes a esse controle, descritos na parte 10 da Norma, bem como a compilação técnica a fornecer ao Dono de Obra, quer se trate do desenvolvimento de obra, como também da manutenção futura a prestar aos elementos recuperados, etc. A verdade é que a temática é tão extensa, que a proposta foi restringir-se aos aspetos mais importantes, com o propósito de permitir aos interessados evolução com entusiasmo por se tratar de um mundo ainda em desenvolvimento, mas que apresenta já resultados muito concretos de estar a caminhar na direção certa. O simples fato desta Norma comprometer todos os intervenientes afetos á reabilitação de obras, só por si, já representa um marco histórico sem precedentes. Por último, refira-se que a Norma abarca um conjunto extenso e detalhado de informação (com especial destaque no controle de qualidade dos trabalhos, por intermédio de quadros e tabelas organizativas), que permitirá mesmo aos iniciantes uma progressão gradual dos conhecimentos, sem grandes dificuldades.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Norma ABNT NBR 6118, “Projeto de estruturas de concreto - Procedimento”, Cap. 5,6, e 7, 2014, pp 13-21
- [2] Helene, P. *et al*, “Concreto: Ciência e Tecnologia”, Cap. 22 - *IBRACON*, 2011, pp 773 – 788
- [3] Coutinho M. J. A. R., “Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem”, *Feup*, 1998, pp 12-35
- [4] Yan, T. S. A., “Técnicas e laboratórios de ensaios de Betões”, *Ist*, 2013, pp 5-59
- [5] Cachim P. “A especificação do betão segundo a Norma EN 206-1”, *UA*, 2008, 39 p
- [6] Goncalves A.; Aguiar S. D., “Curso de Especialização em conservação, reabilitação e reforço de edifícios”, *LNEC-ISEL*, 2007, pp 3.1 – 3.30
- [7] Catarino, A.M. “Reabilitação de superfícies de betão aparente”, *Feup*, 2010, pp 71-97
- [8] Manual Técnico do Fornecedor R04, “Reparação e proteção de betão, de acordo com a NP EN 1504”, 2009, pp 52



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



IMPORTÂNCIA DA UTILIZAÇÃO DOS LAUDOS DE ESTADO DE CONSERVAÇÃO PARA O CONTROLE DA MANUTENÇÃO DO PATRIMÔNIO TOMBADO

F. M. M. P. NUNES

Arquiteta e Urbanista
UFMG
Minas Gerais, Brasil
fabiolamartins.arq@gmail.com

R. J. MARTINI

Professora; Engenheira Civil
FEUP / CEFET-MG
Porto, Portugal
racheljmartini@gmail.com

M.T.P. AGUILAR

Professora, Engenheira Metalúrgica
UFMG
Minas Gerais, Brasil
teresa@ufmg.br

R. MARTINI

Professora; Engenheira Civil
UFMG / UNI BH
Minas Gerais, Brasil
renatajmartini@gmail.com

A. N. CARVALHO JUNIOR

Professor, Engenheiro Civil
UFMG
Minas Gerais, Brasil
ancj@ufmg.br

RESUMO

No Brasil, considera-se recente a valorização do Patrimônio Cultural, assim como suas políticas de preservação. O bem cultural histórico apresenta grande importância tanto de valor material quanto histórico, no que tange a memória do lugar e de seus habitantes. Como parte da política de preservação dos bens culturais, o IEPHA MG (Instituto Estadual do Patrimônio Histórico) utiliza-se do ICMS Cultural para incentivar esta preservação por parte dos municípios. Neste processo, por meio dos tombamentos dos bens, o órgão tem conhecimento do estado de conservação destes bens protegidos, e do investimento aplicado pelo município para recuperar e restaurar os bens. Para isso, é realizado anualmente, um laudo de estado de conservação para cada bem tombado, que deve ser apresentado ao IEPHA-MG. Neste trabalho são estudados e analisados laudos de tombamento de bens culturais localizados no interior do estado de Minas Gerais. Todos os laudos foram realizados por uma única empresa, sendo estes relativos a diversos bens imóveis tombados. Segundo os dados apresentados entende-se que o tombamento é um instrumento de fundamental importância para a conservação do patrimônio cultural, pois institui maior garantia de proteção ao bem tombado. A partir dos laudos de Tombamento analisados, pode-se perceber que a manutenção e conservação dos bens é de grande importância para a história e construção da identidade da comunidade e do bem. Os laudos analisados, além de servirem como referência para a evolução do estado de conservação e manutenção do bem, constituem uma ferramenta utilizada na análise comparativa dos cuidados aplicados a este bem ao longo do tempo.

Palavras-chave: valorização, políticas de preservação, reabilitação, laudo de conservação, patrimônio cultural.

ABSTRACT

In Brazil, it is considered recent the appreciation of the cultural heritage as well as its preservation policies. The historic cultural heritage presents great importance both of material and historical value, regarding the memory of the place and their inhabitants. As part of the policy of cultural property preservation, the IEPHA-MG (Instituto Estadual do Patrimônio Histórico) has been using Cultural ICMS to encourage this preservation by the municipalities. In this process, through the classification of the heritage, the agency is aware of the conservation status of these protected goods and the investment made by the municipality to recover and rehabilitate the property. Therefore, it is held every year a conservation status report for each protected heritage, which must be submitted to IEPHA-MG. This paper studied and analyzed classified heritages reports of cultural property situated in the state of Minas Gerais (Brazil). A single company made all the reports, which are related to historic buildings classified as heritage. According to the data presented, it is understood that the classification is a fundamental instrument of importance for the conservation of cultural heritage, because it establishes greater protection guarantee of to the heritage. From the analyzed reports can be seen that the maintenance and conservation is important for the history because presents the construction of community identity. The reports analyzed, in addition to providing as a reference for the evolution of the state of conservation and maintenance of the property, is a tool used in the comparative analysis of care applied in the building over time.

Keywords: appreciation, preservation policies, rehabilitation, conservation report, cultural heritage.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A reabilitação de edifícios históricos possui grande importância para a sociedade, pois resguarda a valorização da história de uma região e/ou de uma população. Para realizar uma intervenção adequada é necessário um conhecimento amplo do edifício e, por definição, tem-se que entender a sua história, seu material constituinte, seu método de construção e a sua situação atual, assim como as manifestações patológicas existentes.

De acordo com Botelho [1], no Brasil, é clara a preocupação do Estado com a preservação da memória nacional, desde o surgimento do Estado independente. De acordo com documento do IEPHA [2], em 1830, com a criação do cargo de inspetor dos monumentos históricos, é institucionalizada a proteção do patrimônio. Em 1924 foi criada, em Tiradentes, a Sociedade dos Monumentos Históricos do Brasil para prevenir roubos e vendas do acervo das igrejas. O seu objetivo era “a proteção e a conservação dos monumentos históricos do Brasil, como igrejas, palácios, mansões, casas e particulares dignas de interesse (móveis, objetos e obras de arte, pinturas, estátuas, livros e arquivos, prataria etc.)” [2].

Em 1931, foi discutida a proteção dos monumentos, sendo então registrada como a Carta de Atenas. Neste documento já constava a importância da manutenção dos edifícios históricos, bem como sua reabilitação, quando necessário, desde que respeitasse o estilo da época. A importância de uma conscientização internacional também foi discutida e acordada [3]. A Constituição Federal de 1934 institucionaliza a tutela jurídica do patrimônio histórico, artístico e paisagístico nacional. E em 14 de julho do mesmo ano, o Decreto n.º 24.735 aprova o novo regulamento do Museu Histórico Nacional e organiza o serviço de proteção aos monumentos históricos e às obras de arte tradicionais [2].

O IPHAN (Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional) foi criado pela Lei Federal n.º 378, de 13 de janeiro de 1937. Suas responsabilidades, de acordo com esta lei, são: cadastro, tombamento e restauração de bens considerados de valor histórico-artístico, documental, arquitetônico, paisagístico e arqueológico. Este foi o primeiro órgão para proteção do patrimônio histórico e artístico do Brasil e foi parte do estado centralizador.

O tombamento foi instituído como base da política de patrimônio cultural pelo Decreto-Lei 25 de 30 de novembro de 1937. A proteção foi restrita aos bens materiais, em especial os arquitetônicos. A preservação de tipologias específicas tornava fácil a identificação do patrimônio histórico e artístico. Houve uma marcada preferência pelo patrimônio gerado pela ação do colonizador português: período colonial, estilo barroco. Privilegiava-se a preservação de monumentos religiosos e relacionados ao estado. Valorizou-se bastante, também, a construção do período modernista, gerando um evidente desprezo pelo século XIX e pelas primeiras décadas do século XX [1].

Em 1964, foi aprovada a Carta de Veneza. Esta definia a importância da reabilitação, não só em grandes criações, mas também para com as obras modestas. A degradação do patrimônio foi assunto em 1972, na Convenção para a proteção do Patrimônio Mundial, Cultural e Natural, decretada em 1979. Este incentivou e indicou o desenvolvimento de pesquisas científicas para proteção do patrimônio, sendo isto dever internacional [4, 5]. A partir da década de 1970, iniciam-se diversas alterações nas políticas de proteção ao patrimônio. São claros os ajustes na orientação do IPHAN, que objetiva uma maior abrangência na proteção. Assim, o órgão implanta políticas não contempladas efetivamente, além de enfatizar a “cultura” como um todo e não apenas suas dimensões históricas e artísticas [1].

No Estado de Minas Gerais, o sistema de proteção ao patrimônio cultural está ligado à Secretaria de Estado da Cultura, e seu órgão executivo é o IEPHA/MG, que protege e promove os patrimônios cultural, histórico, natural e científico de interesse de preservação, nos termos do disposto na Constituição Federal e na Constituição do Estado, tendo como base legal o Decreto-Lei N.º 25/1937. O órgão IEPHA/MG foi criado pela Lei Estadual N.º 5.775, de 30 de setembro de 1971, alterada pelas Leis Estaduais N.º 8.828 de julho de 1985 e N.º 11.258 de outubro de 1993 [2]. Além da proteção dos bens tombados por ele em Minas Gerais, o IEPHA/MG deve difundir a consciência patrimonial e criar instrumentos e mecanismos que contribuam para a preservação da memória. A Constituição de 1988 estimulou a descentralização e, portanto, delegou inúmeras funções também ao poder municipal, sendo de competência também dos municípios “promover a proteção do patrimônio histórico-cultural local, observada a legislação e a ação fiscalizadora federal e estadual” [9].

As edificações com conteúdo religioso tiveram uma maior importância em 1994, com a aprovação da Carta de Vila Vigoni. Esta continha muitas recomendações para com a religião católica. Neste mesmo ano, foi feita no Japão o Documento de Nara, que zelava pelas construções históricas de todas as religiões, o que garantia a preservação da diversidade cultural internacional [6, 7].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



No ano de 1995 foi votada, em Minas Gerais, a Lei Estadual 12.040, que dá força ao debate sobre patrimônio cultural. Esta lei, apelidada “Lei Robin Hood”, possibilita a ampliação da arrecadação financeira municipal. Seu objetivo inicial era promover a melhor distribuição dos recursos do ICMS (Imposto de Circulação de Mercadorias e Serviços) pertencentes aos municípios. O ICMS Patrimônio Cultural é um programa que objetiva a descentralização da proteção do patrimônio cultural, respaldado pela Lei n. ° 13.803/2000. É determinado pela Constituição Federal que 75% do ICMS (Imposto de Circulação de Mercadorias e Serviços) deve ser repassado aos municípios, proporcionalmente ao volume de arrecadação, e 25%, conforme a regulamentação dada por Lei Estadual n. ° 12.040/95 (“Lei Robin Hood”), atual Lei n° 13.803/2000. Estas leis definiram os seguintes critérios para repasse desta verba: população, área territorial, receita própria de cada município e investimentos em educação, saúde, agricultura, preservação do meio ambiente e do patrimônio cultural. O critério do patrimônio cultural distribui 1% dos recursos do ICMS pertencentes aos municípios. Não há obrigatoriedade de o município trabalhar dentro dos critérios desta lei, mas também não receberá os recursos advindos do ICMS estadual relativo àquele critério [10]. A proteção do patrimônio cultural dentro do município ocorre por meio do Plano Diretor, da LUOS (Lei de Uso e Ocupação do Solo), da Lei de Posturas Municipais, do Código de obras, do Estatuto da Cidade e do Conselho Municipal do Patrimônio Cultural.

O IEPHA/MG ficou responsável pela elaboração e implementação dos critérios para o repasse de recursos do ICMS aos municípios, no que se refere ao item patrimônio cultural. No ano de 2001, o Estatuto da Cidade (Lei Federal n. 10.257, de 10 de julho de 2001) inclui a proteção do patrimônio como parte da política urbana contemplando-a com uma série de mecanismos urbanísticos para a gestão democrática das cidades que vão além do tombamento, sendo muitos deles com aplicação direta na preservação da memória [1]. O Estatuto da Cidade prevê a proteção, preservação e recuperação do meio ambiente natural e construído, do patrimônio cultural, histórico, artístico, paisagístico e arqueológico, e estabelece um prazo de cinco anos, a partir da sua vigência, para que os municípios com mais de 20 mil habitantes criem e aprovem o Plano Diretor [2]. Um ano antes, em 2000, com a Carta de Cracóvia, foi definido que para a realização da manutenção e reparação é necessária a execução de um projeto de restauro, que visa a estratégia de conservação a longo prazo [8].

O IPAC/MG (Inventário de Proteção do Acervo Cultural de Minas Gerais) auxilia a proteção do patrimônio cultural, e é realizado em três etapas: plano, inventário e divulgação. As atividades devem ser realizadas em um período definido, sendo elas: pesquisa de base, análise e mapeamento, identificação de bens culturais, cadastro, disponibilização, arquivamento de documentos de pesquisa e atualização dos dados levantados. O Plano de Inventário permite o conhecimento do acervo local, além de auxiliar a definição de ações e prioridades. Este documento permite uma melhor seleção dos bens a serem contemplados com a proteção do tombamento; auxilia a elaboração de um futuro Plano Diretor; enriquece exposições iconográficas: fotos e mapas, entre outros. São elencadas as seguintes categorias de bens culturais: Patrimônio imaterial: saberes, celebrações, expressões e lugares; Patrimônio natural, incluído o espeleológico e o paleontológico; Patrimônio arqueológico; Núcleos, sítios e conjuntos urbanos; Estruturas arquitetônicas e urbanísticas; Bens integrados; Bens móveis; Acervos arquivísticos, museográficos e artísticos, sempre considerados em conjunto, compreendendo a identificação de acervos, fundos e coleções. No caso de inventário de objetos isolados desses acervos, a categoria adotada será a de bens móveis [2].

O Dossiê de Tombamento fornece informações sobre bens culturais que possibilitam decisão quanto à pertinência ou não do uso desse recurso legal para promover sua salvaguarda. O Laudo técnico de estado de conservação deve ser apresentado nos anos seguintes ao tombamento, para que seja comprovada a conservação do bem. Se o bem tombado apresentar má conservação, este não irá preencher um dos pré-requisitos para o ICMS Cultural, e o Município deixa de receber parte da verba.

2. MÉTODO

Para o desenvolvimento deste artigo, utilizou-se uma sequência de atividades, elencada na Tabela 1. O trabalho iniciou-se com a definição dos critérios para seleção dos objetos de estudo. Optou-se por avaliar apenas laudos de imóveis tombados, no estado de Minas Gerais, que possuíam uso residencial quando de sua construção, e que agora apresentam usos institucionais variados, em sua maioria relativos à cultura e preservação da memória do município em que se encontram. Posteriormente, foram selecionados os casos, que são quatro ao todo. Cada imóvel localiza-se em um município distinto do estado de Minas Gerais, sendo eles: Brazópolis, João Pinheiro, Morro da Garça e Serra da Saudade. Após esta seleção, foram identificadas as fontes de evidência: Laudos de Avaliação do Estado de Conservação, relativos a cada imóvel. De acordo com informações constantes em cada laudo, foi realizada uma caracterização de cada imóvel e o levantamento dos danos identificados em cada laudo. Em posse do levantamento dos danos de cada bem, foi possível realizar uma análise comparativa dos seus estados de conservação. Após verificação do

estado de conservação de cada bem tombado, definiu-se que apenas um dos casos seria aprofundado neste artigo, devido ao seu pior estado.

Tabela 1: Sequência de atividades desenvolvidas

Sequência das Atividades	
1.	Definição dos critérios de seleção
2.	Seleção dos casos
3.	Identificação das fontes de evidência
4.	Caracterização dos casos
5.	Levantamento dos danos
6.	Análise Comparativa do Estado de Conservação
7.	Conclusão

3. ESTUDO DE CASO

Este artigo apresenta um estudo comparativo entre 04 (quatro) casos reais de Laudos Técnicos de Estado de Conservação de Bens Imóveis Tombados localizados em municípios do interior do estado de Minas Gerais. Os casos foram analisados com foco nas manifestações patológicas identificadas nos respectivos laudos. Nenhum dos casos analisados apresentou obras de restauração em andamento, ou projeto aprovado por lei de incentivo à cultura. Os casos estão identificados e descritos na Tabela 2.

Tabela 2: Identificação e Descrição dos Casos Estudados

Identificação	Descrição	Localização	Ano Tombamento	Ano Laudo
BI-1	Castelinho	Avenida Dr. Carlos Piolli. Centro. Brazópolis / MG	2007	2013
BI-2	Sobrado “Geralda Campos Romero”	Rua Juca Niquinho, n°220. Centro. João Pinheiro – MG	2005	2014
BI-3	Casarão à Rua Boaventura Pereira Leite n° 44 – atual Casa de Cultura do Sertão	Rua Boaventura Pereira Leite n° 44. Centro. Morro da Garça/MG.	2002	2013
BI-4	Prédio da Antiga Prefeitura	Praça Ademar Ribeiro de Oliveira, n° 256. Centro. Serra da Saudade/MG.	2009	2014

As Figuras 1, 2, 3 e 4 mostram as vistas das fachadas dos Bens Imóveis analisados no artigo. Pode-se observar na figura 1 que os portões de acesso da edificação BI-1 encontram-se em bom estado de conservação, e que há sujidades nos muros e manchas devido ao escoamento de água. O BI-2, mostrado na figura 2, apresenta desgaste no revestimento em pintura, sujidades aderidas e fiações expostas. Nos bens BI-3 e BI-4, respectivamente figuras 3 e 4, nota-se bom estado de conservação das pinturas, esquadrias, bem como a cobertura.



Figura 1: Vista parcial da fachada frontal do Castelinho (BI-1) [11].



Figura 2: Vista das fachadas frontal e lateral esquerda do Sobrado Geralda Campos Romero (BI-2) [12].



Figura 3: Perspectiva externa da Casa de Cultura do Sertão (BI-3) [13].



Figura 4: Vista da fachada frontal do Prédio da Antiga Prefeitura (BI-4) [14].

Desde o ano 2000, o bem BI-1 abriga a sede da Fundação Pedro Gomes, centro de cultura, educação e pesquisa da história de Brazópolis. A edificação também abriga o Memorial da Imprensa de Brazópolis, desde 2004, onde ocorrem as atividades educacionais e reuniões. A edificação BI-2 é utilizada pela Casa de Cultura de João Pinheiro, sala de projeções do Cine Sinhá Maria (de uso esporádico) e do acervo audiovisual do Museu de Vozes. A Casa de Cultura do Sertão (BI-3) fica aberta à visitação do público durante todo o dia, além de ocorrerem exposições, oficinas e outras atividades culturais. Além disso, ali funciona a sede do Setor Municipal de Proteção Cultural e a sede do Conselho Municipal de Proteção do Patrimônio Cultural de Morro da Garça. A edificação BI-4 abriga, atualmente, a Casa de Cultura de Serra da Saudade, a Biblioteca Municipal, a Sala de Projeção, Sala de Dança e Arquivo Público Municipal.

Os Laudos de Avaliação do Estado de Conservação dos Bens Imóveis foram elaborados com base em 13 (treze) aspectos analisados em cada um dos casos, sendo eles: Estrutura, Cobertura, Alvenarias, Revestimentos, Vãos e Vedações, Pisos, Forros, Elementos Integrados Externos, Agenciamento Externo, Instalações, Instalações de Segurança, Análise do Entorno e Usos.

4. RESULTADOS

Foram identificados os danos referentes a cada caso, com base nos 13 (treze) aspectos contidos nos Laudos.. Os danos foram identificados por meio de inspeções visuais realizadas pela autora dos laudos, e estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Identificação de danos nos bens imóveis, baseado nos respectivos laudos

	BI-1	BI-2	BI-3	BI-4
Estrutura	NA	Peças com perdas Partes ressecadas Trincas Sinais de apodrecimento Manchas pontuais devido à umidade	Sujidades pontuais e vegetação invasora Peças ressecadas e sem tratamento Necessidade de correção da impermeabilização e do sistema de drenagem.	Manchas devido à umidade Não há alteração do sistema construtivo original Crescimento de vegetação invasora
Cobertura	Manchas de infiltração Manchas devido ao escorrimento de água pluvial Manchas escuras causadas pelo escorrimento de água pluvial	Sujidades e sinais de acúmulo de umidade Alguns sinais de ressecamento e defeitos pontuais nas peças	Ressecamento e retração Afastamento entre as peças, Sujidades generalizadas e infiltrações Má impermeabilização e drenagem Furo em condutor Ausência de telhado verde Aquecimento dos ambientes	Sujidades Danificada por fungos, provenientes de infiltrações. Sujidades generalizadas Telhas quebradas Sujidades esbranquiçadas Presença de colmeias de insetos
Alvenarias	Manchas devido à umidade Descascamento da pintura	NA	Manchas pontuais Infiltração por umidade ascendente e descendente Sujidades	Trincas, verticais e horizontais Forte presença de umidade Sujidades, Colmeias de insetos e Vegetação invasora
Revestimentos	Descargas superficiais Manchas de umidade Manchas devido ao escorrimento de água pluvial	Fissuras e perdas pontuais Sujidades aderidas Colmeias de insetos Pichações	Repintura Pontos onde há problemas de infiltração Sujidades aderidas à pintura	Repintura e algumas trincas Revestimento que descaracteriza o imóvel Desgaste, sujidades e manchas de umidade
Vãos e Vedações	Descascamento da pintura Janelas apresentam vidros quebrados	Desgaste do revestimento e ressecamento Desalinhamento da esquadria e vidros quebrados Presença de insetos xilófagos	Repintura Enquadramentos apresentam perda do revestimento e ressecamento da madeira	Descascamento na pintura Oxidação da esquadria Vidros quebrados Descolamento de ladrilho hidráulico Descaracterizam a edificação
Pisos	Sujos, com manchas de umidade, vegetação invasora e algumas trincas Desgaste em alguns pontos, devido ao contato com água Quebras no piso cerâmico e rejuntas escurecidas Sujidades aderidas, sinais de desgaste e partes faltantes.	Não apresenta danos em sua estrutura Marcas de atrito e riscos	Sujidades e crescimento de vegetação invasora Desgaste devido ao uso. Trincas devido à dilatação do material Desgaste da camada superficial de proteção e descascamento Manchas e quebras	Sujidades pontuais. Descaracterização da edificação, não seguem o padrão estilístico

Forros	Desgaste das peças e descolamento de verniz causado por infiltrações	Perdas de pequenas partes Manchas que indicam infiltração	Pontos com infiltração	Manchas devido à infiltração Crescimento de fungos Descaracterização da edificação
Elementos integrados externos	Trincas, manchas de infiltração e vegetação invasora. Manchas devido ao escoamento de água pluvial.	Sujidades generalizadas	Sujidades pontuais Ressecamento da madeira e perda parcial do verniz	Quebras e trincas, além do crescimento de vegetação invasora e sujidades
Agenciamento externo	Manchas devido ao escoamento de água e descascamento do revestimento Manchas e pontos em que houve reconstituição de partes faltantes Vegetação invasora Trincas e acúmulo de vegetação	Manchas pontuais devido à umidade	O agenciamento externo encontra-se em bom estado de conservação, pois há manutenção periódica	Partes com quebras Mal cuidado, necessitando de intervenções: limpeza geral e poda da vegetação Acúmulo de detritos
Instalações	As instalações elétricas e hidráulicas não apresentam problemas	Fiações expostas	Fiações expostas	Fiação aparente Tubulação exposta na fachada Registro de água não protegido
Instalações de segurança	O alarme não abrange as edificações anexas	Apenas um extintor, com prazo de validade vencido Sistema de segurança desatualizado Empresa de segurança não contratada	Não possui sistema de prevenção e combate a incêndio ou de segurança	A edificação possui sistema de prevenção e combate a incêndio. Extintor de incêndio fora do lugar Possui sistema de alarme
Análise do entorno	Não foram observadas intervenções que possam prejudicar ou interferir na visibilidade ou ambiência do bem As edificações do entorno apresentam-se em bom estado de conservação e têm uso adequado	Muitos lotes vagos sem fechamento Alteração da leitura da paisagem de entorno do bem tombado.	Acréscimo de um pavimento na edificação Impacto na ambiência e na visibilidade	Presença de sujidades e quebras nos pisos e sujidades nos revestimentos das edificações vizinhas
Usos	Atividades que ocorrem ali contribuem para a sua preservação. Não constitui fator de desgaste	Não foram verificados danos devido ao uso	Este uso proporciona incentivo à conservação e preservação do bem	Não foram verificados danos devido ao uso

O caso BI-1 apresenta-se em bom estado de conservação, pois todos os elementos estão íntegros, necessitando apenas de medidas de limpeza, pintura e pequenos reparos, que não comprometem suas qualidades físicas ou estéticas, tampouco sua integridade física. Problemas de infiltração começam a retornar, sugerindo que não foram corretamente sanados anteriormente. Portanto, há a necessidade de um correto diagnóstico e posterior correção da origem da infiltração.

O caso BI-2 apresenta bom estado de conservação, pois conserva sua integridade estrutural e suas qualidades físicas e estéticas. O bem necessita de cuidados relativos à pintura, tratamento de pequenas trincas, cuidados com as estruturas em madeira e esquadrias. Percebe-se, também falta de cuidado com as áreas externas. É necessário, ainda, maior



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



cuidado com as instalações de segurança e de prevenção e combate ao incêndio. Os toldos da fachada lateral esquerda foram retirados, mas se mantiveram o aparelho de ar condicionado na fachada posterior e a antena parabólica, no afastamento lateral esquerdo.

O caso BI-3 apresenta-se em bom estado de conservação. As principais manifestações patológicas encontradas são as manchas devido à infiltração na laje de cobertura do anexo. O volume principal sofreu repintura em sua fachada externa e havia programação para a repintura do interior. Há manchas pontuais devido à umidade ascendente. É interessante que ocorra uma manutenção das esquadrias em madeira e do piso da edificação principal, devido à perda da sua camada de verniz e à perda e ao desgaste da pintura e ressecamento das peças nas esquadrias. O anexo apresenta infiltração na laje de cobertura devido ao mau funcionamento do sistema de drenagem e da impermeabilização. Isso gera manchas na laje e na parte superior das alvenarias. O interessante seria uma correção da impermeabilização e do sistema de drenagem e a reinstalação do telhado verde, para proporcionar maior conforto aos usuários.

O caso BI-4 apresenta-se em regular estado de conservação, pois apresenta manifestações patológicas que não comprometem sua integridade, mas que degradam suas qualidades físicas e estéticas. Foram realizadas, em anos anteriores, reformas com o intuito de melhorar o espaço interno, mas que descaracterizaram o bem, gerando a necessidade de reparação e retorno do mesmo às características originais. Estas intervenções, para resgate das características originais da edificação, estão sendo estudadas e planejadas pelo Conselho Municipal de Conservação e Preservação do Patrimônio Histórico e Cultural de Serra da Saudade. As mesmas devem ser realizadas quando novas intervenções forem necessárias no bem. Ressalta-se, mais uma vez, que a escolha das soluções adotadas anteriormente sempre buscou aliar as necessidades do imóvel com as necessidades da população de Serra da Saudade e que foram realizadas sempre com as melhores intenções possíveis.

5. DISCUSSÃO

Análise do estado de conservação é feita de maneira qualitativa, onde se identifica o percentual do estado de conservação dentre três graus: Bom, Regular e Ruim. No primeiro, todos os elementos estão íntegros. Podem ser necessárias medidas de limpeza, pintura, pequenos reparos no bem, sendo que tais problemas não comprometem suas qualidades físicas ou estéticas, tampouco sua integridade física. No segundo, o bem apresenta problemas que não comprometem sua integridade, mas que degradam suas qualidades físicas e estéticas que podem levar à perda de suas características necessitando de reparação. No terceiro, o bem apresenta problemas de ordem estrutural e/ou na cobertura e/ou nas instalações elétricas que comprometem sua integridade.

A Tabela 4 apresenta um Resumo Qualitativo do Estado de Conservação dos Bens Imóveis segundo os respectivos laudos analisados. Observa-se que BI-1, BI-2 e BI-3 apresentam classificação de “Bom” estado de conservação acima dos 80%, entretanto o BI-4 apresenta 80% do estado de conservação na classificação abaixo de “Regular”, sendo que 20% do mesmo está classificado como “Ruim” e necessita de intervenção. Nos demais casos o percentual “Ruim” está abaixo de 10%. Destaca-se, ainda, o caso BI-1 que não recebeu classificação “Ruim” no seu estado de conservação.

Tabela 4: Resumo Qualitativo do Estado de Conservação por caso, segundo cada Laudo

Identificação	Nome do bem cultural	Estado de conservação		
		(%) Bom	(%) Regular	(%) Ruim
BI-1	Castelinho	95%	5%	0%
BI-2	Sobrado “Geralda Campos Romero”	80%	10%	10%
BI-3	Casa de Cultura do Sertão	85%	10%	5%
BI-4	Prédio da Antiga Prefeitura	20%	60%	20%

Como o estado de conservação dos três casos, BI-1, BI-2 e BI-3, foi classificado predominantemente como “Bom”, e o caso BI-4 classificado predominantemente “Regular”, apenas este último tratado de maneira detalhada neste artigo.

É importante salientar que a ocorrência repetida da classificação do estado de conservação de um bem imóvel como “Regular”, poderá resultar na suspensão do repasse financeiro ao município. Este fato se aplica ao caso BI-4, que apresenta classificação “Regular” também no laudo anterior ao analisado. Todos os casos estudados apresentam danos que não comprometem a integridade do bem imóvel. Entretanto, o caso BI-4 requer maior atenção, uma vez que, apresenta manifestações patológicas que degradam suas qualidades físicas e estéticas, como por exemplo, manchas de

umidade em alguns elementos da estrutura, conforme mostra Figura 5, e trincas e crescimento de vegetação invasora no embasamento.



Figura 5: Vista interna do arquivo. Nota-se manchas na viga, devido à sujidades e infiltração [14].

Identificou-se também sujidades e fungos na estrutura em madeira do telhado, sujidades generalizadas e telhas quebradas que podem ser causa da presença de infiltração em alguns pontos, conforme pode-se observar nas Figuras 6, 7 e 8.



Figura 6: Detalhe da cobertura sobre o banheiro e a varanda em frente ao subsolo, com telhas quebradas [14].



Figura 7: Detalhe da porção inferior da cobertura sobre a varanda em frente ao subsolo. Notam-se manchas nas telhas e na estrutura de madeira, além da presença de uma colmeia de inseto fixada na estrutura [14].



Figura 8: Vista inferior da cobertura sobre a varanda em frente ao subsolo. Notam-se manchas nas telhas e na estrutura de madeira [14].

Nas alvenarias do pavimento inferior foi observada forte presença de umidade, além de trincas diversas nas alvenarias do bem, conforme figura 9. A trinca da figura 9 é diagonal e inicia-se próxima à laje de cobertura, prolongando-se até atingir uma das janelas da fachada frontal. A trinca aparenta iniciar-se na alvenaria, e não ser decorrente apenas de retração do reboco ou da pintura, sendo necessária uma avaliação mais aprofundada para identificar sua causa. Deve-se evitar apenas preencher as trincas com reboco pois, se sua causa não for sanada, ela retornará.



Figura 9: Detalhe de uma das trincas na parede, localizada na face interna da fachada frontal [14].

Além dessas manifestações patológicas, o respectivo bem necessita de intervenção, uma vez que sofreu alterações que descaracterizaram o mesmo, o que demanda reparação para retorno às características originais. As maiores intervenções, apontadas no respectivo laudo, são direcionadas aos danos causados nos Revestimentos, Vãos e Vedações, Pisos e Forros. Pode-se verificar este fato nas análises qualitativas do laudo do caso BI-4, apresentadas nas Tabelas 5, 6, 7 e 8.

Tabela 5: Análise qualitativa do laudo do caso BI-4 - Revestimentos [14]

Revestimentos	Estado de conservação		
	Bom (%)	Regular (%)	Ruim (%)
Reboco	90%	-	10%
Pintura (a óleo, à base de água)	70%	-	30%
Cerâmica	50%	5%	45%
Outros (ladrilho hidráulico)	-	-	100%

Tabela 6: Análise qualitativa do laudo do caso BI-4 – Vãos e Vedações [14]

Vãos e Vedações	Estado de conservação		
	Bom (%)	Regular (%)	Ruim (%)
Portas	60%	5%	35%
Janelas	60%	5%	35%
Elementos artísticos aplicados	60%	-	40%

Tabela 7: Análise qualitativa do laudo do caso BI-4 - Pisos [14]

Pisos	Estado de conservação		
	Bom (%)	Regular (%)	Ruim (%)
Cerâmica	50%	5%	45%
Ladrilho hidráulico	-	-	100%

Tabela 8: Análise qualitativa do laudo do caso BI-4 - Forros [14]

Forros	Estado de conservação		
	Bom (%)	Regular (%)	Ruim (%)
Gesso	-	-	100%
Laje	90%	-	10%
PVC	-	-	100%

Com relação a estes danos pode-se citar, no que tange aos Revestimentos: a presença de repintura, trincas, revestimentos que descaracterizaram o imóvel, desgaste, sujidades e manchas de umidade. Dentre os revestimentos descaracterizantes temos pintura com textura e instalação de cerâmica e ladrilho hidráulico. Na Figura 10, pode-se ver que os materiais apresentam bom estado de conservação, e foram instalados em reformas recentes que objetivaram

melhorar o espaço interno. Entretanto, acabaram descaracterizando a edificação. Este é um dos ambientes que deverá receber intervenção para resgate das características originais.

Nos Vãos e Vedações encontrou-se descascamento na pintura, oxidação da esquadria, vidros quebrados, descolamento de ladrilho hidráulico e descaracterização da edificação. A Figura 11 é referente a uma das portas externas, localizada na fachada frontal, que apresenta pintura descascada e peça metálica oxidada. As massas de fixação dos vidros, da respectiva esquadria, apresentam ressecamento e sujidades.

Nos Pisos identificou-se menos danos, como sujidades pontuais, como pode-se observar na Figura 12, que mostra uma parte do piso da varanda (fachada esquerda), que apresenta descascamento da pintura e parte da alvenaria exposta. Ocorreu, também, a substituição do revestimento dos pisos em alguns ambientes por cerâmica e ladrilho hidráulico, que provocou neste item a descaracterização do bem.

Nos Forros encontrou-se manchas devido à infiltração e crescimento de fungos. Pode-se observar na Figura 13, a sala de projeção, sob reforma. Esta sala foi repintada, além da instalação de forro de gesso e reposicionamento da iluminação, o que configura descaracterização do bem.



Figura 10: Vista do banheiro e detalhe em ladrilho hidráulico próximo ao espelho [14]. **Figura 11:** Detalhe de uma das portas externas [14].



Figura 12: Detalhe do piso da varanda (fachada esquerda) [14]. **Figura 13:** Vista da sala de projeção sob reforma [14].

Pode-se perceber que um dano apareceu comumente nos quatro itens, no caso, a descaracterização do bem, ou seja, foram feitas intervenções anteriores ao laudo, que não seguiram o padrão estilístico do imóvel. O laudo não apresenta propostas de intervenções, apenas aponta os danos, indica necessidade de intervenção e classifica o estado de conservação do bem imóvel. Outro especialista deverá ser consultado para direcionar e propor as devidas intervenções para correção dos danos existentes e/ou prevenção de possíveis danos. Os demais itens, de acordo com o laudo, foram classificados como “Bom”, com percentuais acima de 80%, e por este motivo não foram detalhados neste artigo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONCLUSÃO

Neste artigo foram estudados e comparados quatro laudos distintos referentes a bens imóveis de uso e ocupação semelhantes, localizados em diferentes distritos de Minas Gerais, BI-1, BI-2, BI-3 e BI-4. Verificou-se que os três primeiros bens imóveis, apresentaram estado de conservação predominantemente “Bom”, ou seja, todos os elementos destes bens imóveis estavam íntegros, ou apresentavam pequenos danos que não comprometiam as qualidades físicas ou estéticas, tampouco a integridade física do bem. Dessa maneira, não necessitou de maiores desdobramentos a seu respeito, para fins de estudo referentes a este artigo.

Entretanto, o caso BI-4, apresentou-se predominantemente “Regular”, ou seja, o bem apresentou problemas que não comprometiam sua integridade, mas que degradavam suas qualidades físicas e estéticas que poderiam levar à perda de suas características, necessitando de reparação. Os principais problemas, que culminaram na classificação “regular” do bem, estavam concentrados nos Revestimentos, Vãos e Vedações, Pisos e Forros.

A situação do caso BI-4 foi agravada pelo fato da classificação “Regular” ser recorrente em anos anteriores, conforme verificado no respectivo laudo, o que poderia resultar na suspensão do repasse financeiro ao município, no caso, os recursos do ICMS Cultural. Além disso, houve a descaracterização do bem, ou seja, foram feitas intervenções anteriores ao laudo, que não seguiram o padrão estilístico do imóvel.

O Laudo de Avaliação do Estado de Conservação de um bem tombado é de grande importância para o acompanhamento da deterioração do imóvel, assim como para avaliar o processo de reabilitação e restauração do mesmo. Assim, é possível uma análise comparativa dos cuidados dispendidos ao bem, ao longo do tempo, bem como a aplicação dos recursos do ICMS Cultural enviados ao município. Com os laudos, é possível a identificação da necessidade de restauração, além da necessidade da contratação de um profissional para desenvolvimento de projeto adequado que não descaracterize o bem.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às agências FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa – MG), CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo suporte à realização do trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] Botelho, T. R. “Patrimônio Cultural E Gestão Das Cidades: Uma Análise da Lei do ICMS Cultural de Minas Gerais”. *Habitus*, Goiânia, v. 1, n. 4, pp.471-492, jun. 2006.
- [2] IEPHA-MG. “Curso de Capacitação: Curso Diretrizes para Proteção do Patrimônio Cultural” [online]. *Secretaria de Estado de Cultura*. 2008. Disponível em: <http://1drv.ms/1kILe8L> Acesso em: 20 jul. 2008.
- [3] Serviço Internacional de Museus, “Carta de Atenas”, 1931, pp. 6.
- [4] II Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos, “Carta de Veneza”, 1964, pp. 15.
- [5] UNESCO, “Convenção para a proteção do Patrimônio mundial, cultural e natural,” *Conf. Geral da Organ. das Nações Unidas para a Educ. Ciência e Cult.*, 1972, pp. 16.
7.
- [6] Secretariado da Conferência Episcopal Alemã e Comissão Pontífica para os Bens culturais da Igreja, “Carta da Vila Vigoni - Sobre a Conservação dos Bens Culturais Eclesiásticos”, 1994, pp. 6–7.
- [7] Conferência de Nara, “Documento de Nara sobre a Autenticidade”, 1994, pp. 1–5.
- [8] Conferência Internacional sobre Conservação, “Carta de Cracóvia”, 2000, pp. 1–6.
- [9] Brasil. Constituição (1988). Constituição da República Federativa do Brasil. Brasília, DF: Senado Federal: Centro Gráfico, 1988. 292 pp.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [10] Rangel, M. M. “A Municipalização Da Proteção Do Patrimônio Cultural Em Minas Gerais”. *Fórum Patrimônio: Ambiente Contruído*, Belo Horizonte, v. 1, n. 2, pp.41-60, abr. 2008.
- [11] Nunes, F. M. M. P., “Laudos Técnicos de Estado de Conservação do Município de Brazópolis / MG - Exercício 2015- Pasta Quadro III (Pasta 1/1)”. Minas Gerais. 2013. pp. 141.
- [12] Nunes, F. M. M. P., “Laudos Técnicos de Estado de Conservação do Município de João Pinheiro / MG - Exercício 2016- Pasta Quadro III (Pasta 1/1)”. Minas Gerais. 2014. pp. 30.
- [13] Nunes, F. M. M. P., “Laudos Técnicos de Estado de Conservação do Município de Morro da Garça / MG - Exercício 2015- Pasta Quadro III (Pasta 1/1)”. Minas Gerais. 2013. pp. 30.
- [14] Nunes, F. M. M. P., “Laudos Técnicos de Estado de Conservação do Município de Serra da Saudade / MG - Exercício 2016 - Pasta Quadro III (Pasta 1/1)”. Minas Gerais. 2014. pp. 35.



**INCIDÊNCIA DE CORROSÃO DE ARMADURAS EM PILARES DE CONCRETO ARMADO
LOCALIZADOS NO PAVIMENTO PILOTIS**

S. C. R. SILVA
Engenheiro Civil
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
r.alves104510@hotmail.com

J. L. M. RAMOS
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
j_114@hotmail.com

R. A. BERENGUER
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

P. F. S. CHAVES
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
prychaves@hotmail.com

L. BARRETO
Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
lydia_barreto@hotmail.com

E. C. B. MONTEIRO
Dr^a. Professora
Universidade Católica de Pernambuco
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

A presente pesquisa tem como objetivo estudar o problema da corrosão de armaduras em estruturas de concreto, que frequentemente ocorre em pavimentos pilotis de prédios residenciais. Foram abordados os prováveis fenômenos que provocam estas manifestações patológicas, destacando suas origens, causas e mecanismos em que se desenvolvem, recorrendo sobre os principais métodos de recuperação. Tal problema vem sendo motivo de grande preocupação do seguimento da sociedade que habita nessas edificações, visto que vem causando grandes prejuízos aos condomínios, tornando necessário que se proceda a uma manutenção periódica dessas estruturas. Para suprir tais despesas, os condomínios têm de manter taxas extras permanentes, as quais muitas vezes não podem ser suportadas pelos condôminos. Ficou evidenciado na pesquisa literária que a corrosão de armaduras no concreto vem a ser a principal causa de deterioração dessas estruturas, sendo o seu tratamento mais dispendioso quanto maior for o tempo para se iniciar o processo de recuperação.

Palavras-chave: Edificações, corrosão de armaduras, concreto.

ABSTRACT

The present work has a main purpose to study the problem of steel corrosion in concrete that often occur on pilotis floors of residential buildings. There were approached the probable phenomena that needle these pathological manifestations, emphasizing their origins, causes, mechanisms in which they develop and discussing about the main methods on the recovery of these structures. Such problem has been the reason of a bigger concern from fraction of the society that lives in these buildings, because it's causing bigger damages to the condominium. It demands to proceed a periodical maintenance for these structures, causing thus the necessity to keep permanents additional rates, to provide futures interventions on structures recovery, which at many times can't be supported by the condominium members. It was evidenced in the literary research that the steel corrosion in concrete comes to be the main cause of the deterioration of these structures, being the time to start the recuperation's process.

Keywords: building, steel corrosion, concrete.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A grande incidência de corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado tem exigido dos engenheiros e técnicos afins, cada vez mais, conhecimento de como lidar com essa realidade. Com o passar dos anos e o consequente envelhecimento das edificações, os técnicos que lidam com recuperação de estruturas, foram se deparando com os mais diversos tipos de manifestações patológicas. A ocorrência dessas manifestações ao longo desse período vem permitindo a esses profissionais, a possibilidade de compilar dados concretos relativos ao desempenho das mesmas, exigindo, por conseguinte, uma maior conscientização da complexidade do tema.

É possível observar que quanto maior for o rigor na análise dessas manifestações patológicas nos procedimentos de recuperação das estruturas afetadas, mais eficaz será o resultado final, evitando assim os retrabalhos que tanto têm onerado os custos de manutenção dessas estruturas.

As edificações, que são formadas por diversos componentes, como se sabe, são projetadas para uma vida útil estimada em 50 anos no mínimo, exigido pela NBR 15575. Ocorre que esta mesma vida útil está condicionada à manutenção desses componentes, o que muitas vezes não ocorre.

Por vida útil, se entende o período durante o qual as propriedades de um material permanecem acima dos limites mínimos especificados. Já por desempenho, entende-se o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção [1].

O surgimento de problema patológico em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Corrosão

A corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado tem sido causa de deterioração de muitos pilares localizados nos pilotis de edifícios residenciais. O conhecimento pelos profissionais de engenharia civil dos fatores que promovem tal corrosão é determinante no sentido de que, ao serem construídas novas edificações, sejam tomados os cuidados necessários procurando minimizar a incidência de futuras manifestações patológicas nessas estruturas.

2.1.1 Fundamentos sobre corrosão

Os metais encontram-se, em geral, na natureza formando compostos tais como (óxido, sulfetos etc.), com outros elementos. Para usá-los em sua forma elementar é preciso extrair o metal mediante um processo de redução, o que requer aplicar-lhes certa quantidade de energia. O processo pelo qual o metal volta ao seu estado natural vai acompanhado de uma redução da sua energia de Gibbs, isto é, tem lugar através de uma reação espontânea. Este processo, que corresponde a uma oxidação, é conhecido por corrosão e representa a destruição paulatina do metal [2].

A corrosão através do metal e do eletrólito entre o ânodo e o cátodo pressupõe o funcionamento de um circuito fechado. Se o circuito se interrompe em algum de seus pontos, a pilha não pode funcionar e a corrosão se detém. [2] relata que, de maneira geral, a corrosão poderá ser entendida como a deterioração de um material, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente, aliada ou não a esforços mecânicos.

No caso de barras de aço imersas no meio concreto, a deterioração é caracterizada pela destruição da película passivante existente ao redor de toda a superfície exterior das barras. Esta película é formada como resultado do impedimento da dissolução do ferro pela elevada alcalinidade da solução aquosa que existe no concreto, afirma [3]. Destaca ainda que, para entender-se o fenômeno, deve-se ter em mente que a solução aquosa a que se referiu resulta da parcela do excesso da água de amassamento do concreto que não é absorvida pela superfície dos furos e normalmente vai preencher os veios capilares do concreto. Destacando a importância da solução aquosa citada, [2] relata que, uma solução aquosa pode ser ácida, básica ou neutra, em função do seu pH, que se define como sendo o cologaritmo decimal da concentração de íons hidrogênio (H^+):

$$pH = - \log (H^+) \quad (1)$$

É estabelecido que a água quimicamente neutra é a que tem a mesma quantidade de íons (H^+) e de íons hidroxílicos (OH^-), o que acontece a 22°C, valendo 10^{-7} . Assim, fazendo, para este caso, $(H^+) = 10^{-7}$ na equação acima, virá que o pH de uma solução aquosa neutra é 7.

O pH do meio aquoso existente no interior do concreto é bastante alcalino (entre 12,6 e 14), como resultado da própria reação entre a água e os sais minerais que compõem o cimento. Sempre que o nível de alcalinidade for superior a 9,

estará garantida a criação da já referida película passivante, pelo contato entre a ferrugem superficial das barras e a água.

Pode-se concluir sobre a importância fundamental de se procurar manter elevado o nível de alcalinidade do concreto, evitando assim, a despassivação das barras de aço, o que acarretaria a corrosão das mesmas [3].

A corrosão das armaduras é um processo que avança de sua periferia para o seu interior, havendo troca de seção de aço resistente por ferrugem. Este é o primeiro aspecto patológico da corrosão, ou seja, a diminuição de capacidade resistente da armadura por diminuição da área de aço [3]. Associada a esta troca, surgem, no entanto, outros mecanismos de degradação de estrutura, como se ilustra na Figura 1.

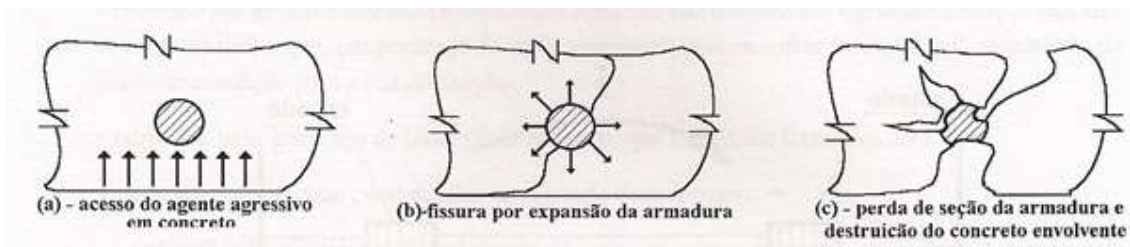


Figura 1: Fases do processo de corrosão em uma barra de armadura. (Fonte: Slideplayer)

Outrossim, [3] afirma que para não existir corrosão, é necessário e suficiente que o pH do concreto seja claramente indicador de solução básica (carbonatação controlada) e os agentes agressores (cloretos, em especial) não atinjam a armadura.

Da mesma forma, fica entendido que, como consequência do próprio processo, a corrosão não acontecerá em concretos secos nem em saturados (no primeiro caso, falta o eletrólito; no segundo, o oxigênio).

Por outro lado, as estruturas mais sujeitas à corrosão são expostas à ação alternada de molhagem e secagem, em particular se esta água for dotada de grande concentração de cloretos, concluem.

Segundo [3], 0,2% de corrosão da barra de aço já é suficiente para causar fissuras no concreto. Com relação aos meios agressivos já citados, continua o autor, destacam-se os ambientes marinhos (ricos em íons cloro), os solos com elevado teor de matéria orgânica em decomposição (presença de ácido carbônico), os solos contaminados, as atmosferas poluídas de grandes cidades (íons enxofre provenientes da queima de combustíveis de motores a explosão) e diversas atmosferas industriais (refinarias de petróleo, indústrias de papel e celulose, cerveja etc.).

2.2 Principais processos de corrosão

De acordo com [3], podemos considerar que os principais processos de corrosão que podem sofrer as armaduras de aço para concreto armado são: a oxidação e a corrosão propriamente dita.

Por oxidação entende-se o ataque provocado por uma reação gás-metal, com formação de uma película de óxido. Este tipo de corrosão é extremamente lento à temperatura ambiente e não provoca deterioração substancial das superfícies metálicas, salvo se existirem gases extremamente agressivos na atmosfera [2].

Por corrosão propriamente dita, continua o autor, entende-se o ataque de natureza preponderantemente eletroquímica, que ocorre em meio aquoso. A corrosão acontece quando é formada uma película de eletrólito sobre a superfície dos fios ou barras de aço. Esta película é causada pela presença de umidade no concreto, salvo situações especiais e muito raras, tais como dentro de estufas ou sob ação de elevadas temperaturas (>80°) e em ambientes de baixa umidade relativa (U.R.< 50%). Este tipo de corrosão é também responsável pelo ataque que sofrem as armaduras antes de seu emprego, quando ainda armazenadas no canteiro. É o tipo de corrosão que o engenheiro civil deve conhecer e com a qual se preocupar. É melhor e mais simples preveni-la do que tentar saná-la depois de iniciado o processo [3].

Em qualquer caso, acrescenta [2], o processo de corrosão do aço é eletroquímico, ou seja, dá-se pela geração de um potencial elétrico, na presença de um eletrólito – no caso, a solução aquosa existente no concreto em contato com um condutor metálico, a própria barra de aço. A passagem de átomos de ferro à superfície aquosa transformando-se em cátions ferro (Fe^{++}), com o consequente abandono da barra de aço à carga negativa, instalam a diferença de potencial.

2.2.1 Corrosão em meio aquoso

Segundo [4], o processo de corrosão conduz à formação de óxidos/ hidróxidos de ferro, produtos de corrosão avermelhados, e só ocorre nas seguintes condições:

- deve existir um eletrólito;
- deve existir uma diferença de potencial;

- deve existir oxigênio; e
- podem existir agentes agressivos.

Acrescenta [4] que, a formação de uma célula de corrosão ou pilha pode ocorrer como indicado na figura 2, que explica graficamente o fenômeno.

Como em qualquer outra célula, há um ânodo, um cátodo, um condutor metálico e um eletrólito. Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas acarreta o aparecimento de corrente elétrica. Dependendo da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio, poderá ou não haver a corrosão.

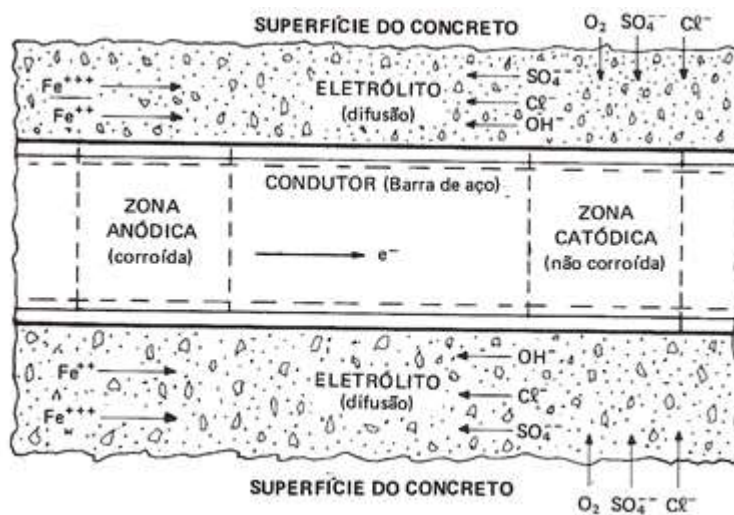


Figura 2: Célula de corrosão. (Fonte: Slideplayer)

2.2.2 Carbonatação

Segundo [5], a alta alcalinidade do concreto deve-se à presença de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ na sua pasta de cimento. A consequência da carbonatação é a redução da alcalinidade do concreto, devido à lixiviação dos compostos cimentícios que reagem com os componentes ácidos da atmosfera, principalmente o dióxido de carbono (CO_2), resultando na formação de carbonatos e H_2O .

De acordo com [5], se a carbonatação ficasse restrita a uma espessura inferior à da camada de cobertura das armaduras, onde seria vantajoso para o concreto, pois aumentaria as suas resistências químicas e mecânicas. A questão é que, em função da concentração de CO_2 na atmosfera e da porosidade e nível de fissuração do concreto, a carbonatação pode atingir a armadura, quebrando o filme que a protege, corroendo-a. Ao iniciar o processo de corrosão, a armadura aumenta de volume causando tensões que fissuram o revestimento, como é mostrado na figura 3.



Figura 3: Fissura em aresta. (Fonte: Ricardo Dolabella)

Continuando, afirma o autor que, encontrando ambiente propício, como é o proporcionando por um concreto altamente poroso, a propagação da carbonatação, em profundidade, faz-se segundo a lei representada pela equação abaixo, como se pode observar na figura 4.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$X = K \sqrt[n]{t} \quad (2)$$

Onde:

X – profundidade de penetração de carbonatação;

K – constante, função de porosidade e permeabilidade do concreto;

n = 2, em ambientes interiores;

n < 2, em ambientes exteriores.

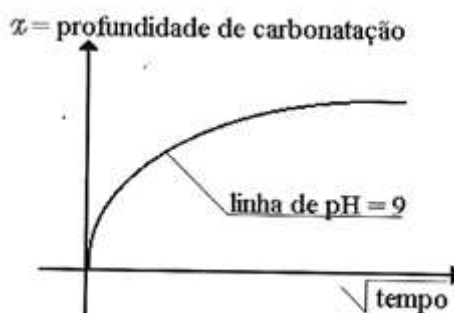


Figura 4: Propagação da carbonatação com o tempo. (Fonte: Slideplayer)

Uma característica deste processo é a existência de uma “frente” de avanço do processo que separa as duas zonas com pH muito diferente, uma com pH > 13 e outra com pH < 8. Esta frente pode ser visualizada mediante um indicador apropriado como é a fenolftaleína, que se torna incolor na zona carbonatada e toma uma cor vermelho – carmim na região que permanece alcalina [5].

Segundo [3], o fenômeno da carbonatação ocorre quando a umidade ideal está entre 50 e 70%. A cidade do Recife se apresenta com umidade de 80%, o que nos possibilita avaliar que, nesta capital, as ocorrências de corrosão de armaduras se dão preponderantemente por influência dos íons cloretos.

2.2.3 Ataques por cloretos

De acordo com [6], a corrosão da armadura devido à ação dos íons cloreto é um dos principais problemas que afetam a durabilidade das estruturas de concreto armado.

A penetração dos íons cloretos no concreto pode ocorrer por diversas maneiras: através do aditivo, pela contaminação da água ou da areia ou pode penetrar desde o exterior em ambientes que os contenham. Estes íons podem estar presentes no concreto de duas formas:

- fixos, quando quimicamente combinados com as fases alumino-ferríticas formando os cloroaluminatos, ou adsorvidos às paredes dos poros na estrutura espacial do silicato de cálcio hidratado (C-S-H);
- livres, quando precipitados ou dissolvidos na fase aquosa do concreto.

A quantidade máxima a ser admitida na água de amassamento determinada por [7] é 500 mg/l.

Sobre a forma como os íons cloreto penetram no concreto, salienta [6] que os cloretos podem estar no concreto, seja porque se adicionem com seus componentes, aditivos, água etc., ou porque penetrem desde o exterior através da rede de poros. Esta última situação é a que se dá em ambientes marinhos ou quando se utilizam sais de degelo em estradas ou pontes, em climas frios. A figura 5 apresenta corrosão na base de pilar localizado em ambiente marinho.



Figura 5: corrosão no pé do pilar devido a atmosfera marinha. (Fonte: Ricardo Dolabella)

2.3 A função do cobrimento

Uma das grandes vantagens do concreto armado é que ele pode, por natureza e desde que bem executado, proteger a armadura da corrosão. Essa proteção baseia-se no impedimento da formação de células eletroquímicas, através de proteção física e proteção química [3].

2.3.1 Proteção física

Um bom cobrimento das armaduras com um concreto de alta compacidade, sem ninhos, com teor de argamassa adequado e homogêneo, garante, por impermeabilidade, a proteção do aço ao ataque de agentes agressivos externos [6]. A falta desse cobrimento facilita a ação dos agentes agressivos da atmosfera.

2.3.2 Proteção química

A proteção química se obtém, segundo [6], com a existência de um concreto com elevada alcalinidade, a qual desenvolve sobre o aço uma camada passiva que o mantém inalterado por tempo indefinido.

2.3.3 Proteção catódica

Segundo [6], a proteção catódica consiste em situar o aço na zona de imunidade dos diagramas de Pourbaix, apresentados na fotografia 6. Isto se consegue aplicando-lhe uma corrente e transformando toda armadura em um grande cátodo.

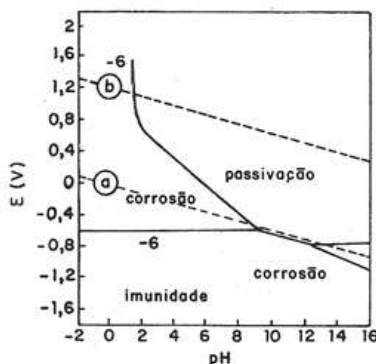


Figura 6: Diagrama de Pourbaix. (Fonte: Wikipedia)

2.4 Corrosão de armaduras em pilares de concreto armado no pilotis

2.4.1 Influência da microrregião da estrutura

A umidade relativa em uma construção pode ser variável, segundo a microrregião que se considere. Por exemplo, a umidade relativa varia dentro de um mesmo local, diminuindo com o aumento da distância ao assoalho ou crescendo com o aumento da distância das fontes de calor.

Junto ao piso, a U.R. pode ser 10 a 20% mais elevada do que junto ao forro. É mais freqüente o surgimento de corrosão na base de pilares, como mostra a figura 7, que aos poucos se alastram para as regiões superiores, do que esta iniciar-se, ou ser mais intensa, nas regiões superiores [3].



Figura 7: Corrosão na base do pilar. (Fonte: Prezi)

Locais úmidos e com baixa ventilação também são mais sujeitos à corrosão, pois podem dar origem a bolor e fungos que liberam, em seu metabolismo, produtos orgânicos ácidos que contribuirão para o aumento da carbonatação e baixa do pH do cobrimento do concreto [3].

O maior ou menor acesso do oxigênio também pode ser um fato que contribui para diferentes graus de corrosão em um mesmo componente estrutural como, por exemplo, é mostrado na figura 8.



Figura 8: Pilotis, local úmido e com baixa ventilação. (Fonte: Prezi)

Como se verifica, as regiões de menor acesso de oxigênio (que atuarão como ânodo), próximas a regiões de maior acesso de oxigênio (que atuarão como cátodo), estão sujeitas a maiores riscos, intensidade e problemas de corrosão de armaduras [3].

2.4.2 Influência do meio ambiente

Segundo [4], dentre os principais tipos de meios ambientes caracterizados através de tipos de atmosfera, onde se localiza a estrutura de concreto, pode-se ter as atmosferas rural, urbana, marinha, industrial e viciada.

2.4.2.1 Atmosfera rural

Considera-se as regiões ao ar livre, a grande distância das fontes poluidoras de ar, que se caracteriza por um baixo teor de poluentes. Tal atmosfera tem fraca ação agressiva às armaduras imersas no concreto, pois não há gases ácidos em quantidades suficientes para depositarem-se sobre as superfícies expostas e, conseqüentemente, acelerarem o processo de carbonatação que passa também a ser mais lento do que aquele verificado em outras regiões [4].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.4.2.2 Atmosfera urbana

De acordo com [4], são as regiões ao ar livre, dentro dos centros populacionais maiores. Essas atmosferas da cidade contêm, normalmente, impurezas em forma de óxidos de enxofre (SO₂), fuligem ácida e outros agentes agressivos como CO₂, NO_x, H₂S, SO₄⁻ etc. Acrescenta o autor que, de acordo com a umidade relativa, pode-se caracterizar o ar como:

- ar secoU.R. até 30%;
- ar normal..... U.R. entre 50 e 60%;
- ar úmido..... U.R. entre 80 e 90%;
- ar saturado..... U.R. de 100%.

A umidade do ar é um dos fatores mais importantes que afetam a velocidade da corrosão atmosférica. A simples presença de água no ar, contudo não causa corrosão; ar puro, saturado e com vapor de água determina apenas uma corrosão muito leve em metais como, por exemplo, o ferro e o cobre.

2.4.2.3 Atmosfera marinha

Considera-se as regiões ao ar livre, sobre o mar e perto da costa. A atmosfera marinha contém cloretos de sódio e de magnésio, quer em forma de cristais, quer em forma de gotículas de água salgada. Esta atmosfera pode também conter sulfatos, cujos teores médios, no oceano Atlântico, são da ordem de [4]:

- íons sulfato (SO₄⁻)..... = 2800 mg/l;
- íons cloretos (Cl⁻)..... = 20000 mg/l;
- íons magnésio (Mg⁺⁺)..... = 1400mg/l.

2.4.2.4 Atmosfera industrial

Consideram-se as regiões ao ar livre em zonas industriais contaminadas por gases e cinzas. Essas atmosferas podem acelerar de 60 a 80 vezes mais o processo de corrosão, quando comparadas a situações equivalentes em atmosferas rurais (puras) [4].

2.4.2.5 Atmosfera viciada

Consideram-se as regiões em locais fechados com baixa taxa de renovação de ar, como por exemplo, coletores de esgoto. Nestes locais pode haver uma intensificação da concentração e até geração de gases agressivos às armaduras de concreto [4].

2.5 Efeito parede

Por efeito parede entende-se a movimentação de argamassa para junto de superfícies contínuas limites que restringem o concreto, tais como fôrmas e armaduras. Essa movimentação só pode ser conseguida à custa do empobrecimento da massa do interior do concreto [4].

Peças com alta densidade de armaduras, onde a relação superfície/volume seja elevada, tendem a apresentar trechos com vazios ou pelo menos com baixos teores de argamassa, porque esta se concentrou ao longo de uma superfície, conforme indicado na figura 9.



Figura 9: Alta densidade de armadura no pé do pilar. (Fonte: Prezi)

2.6 Abordagem sobre prédios localizados em região marinha

Conforme citado anteriormente, nessas regiões há predominância de manifestações patológicas decorrentes de íons cloretos. A figura 10 mostra fissuras radiais no piso em torno do pilar.

A cidade do Recife apresenta umidade de 80%, caracterizando o tipo de ar existente nessa capital como sendo de ar úmido. Segundo [3], o teor de umidade é o fator que mais influi na velocidade de corrosão.



Figura 10: Fissuras radiais em torno do pilar. (Fonte: Ricardo Dolabella)

Os cloretos podem ser adicionados involuntariamente ao concreto a partir da utilização de aditivos aceleradores do endurecimento, de agregados e de águas contaminadas, ou a partir de tratamentos de limpeza com ácido muriático. Por outro lado, podem também penetrar no concreto ao aproveitarem-se de sua estrutura porosa.

A presença de Cl^- é limitada, na maioria dos regulamentos, a 0,4% do peso de cimento, sendo muito perigosa a utilização de concreto com dosagem de cloretos acima deste nível, em especial por causa da capacidade que os íons Cl^- têm de romper a camada oxidada protetora da armadura e corroê-la, sempre que houver umidade e oxigênio.

De acordo com [6], salientando a importância do controle da presença de Cl^- no peso de cimento, relacionam a seguir de forma resumida, os inconvenientes de se trabalhar com alto teor de cloreto no concreto:

- em dias de temperatura ambiente elevada, os cloretos podem causar na concretagem um endurecimento do concreto tão rápido que poderá impedir o total enchimento das fôrmas e o acabamento das superfícies;
- em casos de cobrimento pouco espessos, o cloreto de cálcio presente pode acelerar o processo de corrosão das armaduras;
- a utilização de concreto com cloretos em peças estruturais próximas a correntes elétricas de alta tensão é especialmente desaconselhada, pois resulta em corrosão eletrolítica;
- a corrosão de chumbadores, conectores e outras peças metálicas embutidas é agravada, e até fôrmas metálicas galvanizadas têm o processo de corrosão acelerado, quando não são devidamente protegidas com óleo;
- os cloretos provocam corrosão do alumínio a aceleram a do aço, quando tais metais são utilizados conjuntamente no concreto, como ocorre na utilização de conduítes e de chumbadores de alumínio embutidos;

•a retração do concreto cresce praticamente com o quadrado da aceleração do endurecimento, aumentando enormemente a fissuração interna e superficial.

2.7 Técnicas de recuperação de pilares

De acordo com [8], a escolha de um método ou sistema de reparo específico para uma situação vai depender de uma série de variáveis nas quais intervêm fatores, tais como a possibilidade de acesso à zona a ser reparada, fatores econômicos e aqueles meramente técnicos. Continua a autora afirmando que, no caso de estruturas deterioradas por corrosão de armaduras, a situação é ainda mais grave, uma vez que o material ou sistema de reparo terá que atuar em um ambiente e situação que já se mostraram especialmente agressivos.

Segundo [8], a recuperação deste tipo de fenômeno patológico – corrosão de armaduras – é delicada e requer mão de obra especializada.

A referida recuperação consiste basicamente de três etapas. Inicialmente, é realizada uma limpeza rigorosa, de preferência com jato de areia e apicoamento de todo o concreto solto ou fissurado, inclusive das camadas de óxido/hidróxidos das superfícies das barras, como mostra a figura 11.



Figura 11: Remoção do concreto em desagregação. (Fonte: Reitec)

Em seguida, é feita uma análise criteriosa da possível redução de seção transversal das armaduras atacadas. Se necessário, colocar novos estribos e/ou novas armaduras longitudinais.

Por fim, é reconstruído o cobrimento das armaduras, de preferência com concreto bem adensado. Este cobrimento tem a finalidade de impedir a penetração de umidade, oxigênio e agentes agressivos até as armaduras, recompor a área da secção de concreto original e propiciar um meio que garanta a manutenção da capa passivadora do aço. As figuras 12 e 13 mostram procedimentos de recuperação de pilares.



Figura 12: Aplicação de primer rico em zinco. (Fonte: Reitec)



Figura 13: Recomposição com graute auto-adensável. (Fonte: Reitec)

Finalmente, conclui [8], cabe lembrar que, antes de qualquer recuperação, devem ser identificadas e sanadas as causas. Caso isso não seja observado, corre-se o risco de acarretar corrosão em outros locais por haver criado mais descontinuidade na estrutura, além das que originalmente existiram.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3. CONCLUSÃO

Apesar de ser considerada como a principal causa pela degradação das estruturas de concreto armado, faz-se necessário salientar que muitas outras manifestações patológicas, além da corrosão, contribuem com papéis relevantes para a ocorrência deste fenômeno.

O processo de corrosão de pilares de concreto armado nos pavimentos pilotis apresenta-se como manifestação patológica decorrente de diversos fatores, dentre os quais o autor destaca: má aeração devida à atmosfera confinada; elevado teor de monóxido de carbono proveniente dos escapamentos dos automóveis; preponderância de ataques por cloretos em região marinha; carbonatação; umidade relativa mais elevada na base do pilar; alta densidade de amadurecimento e elevada porosidade do concreto na base do pilar, devidos ao efeito parede.

Deste modo, levando-se em consideração o aperfeiçoamento das normas técnicas, com o avanço do conhecimento por parte dos engenheiros e técnicos afins com relação às origens, causas e formas de manutenção, todos esses procedimentos unidos, servirão para contribuir de uma forma acelerada, a uma significativa redução do processo de corrosão, prolongando assim, a vida útil das edificações.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] DYER, Thomas. A durabilidade do concreto. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2015. 536 p.
- [2] HOUSECROFT, Chaterine E.; SHARP, Alan G.. Química inorgânica. 4. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2013.
- [3] RIBEIRO, Daniel Verás et al. Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Campus, 2014. 246 p.
- [4] POLITO, Giulliano. Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação. 2006. 191 f. Monografia (Especialização) - Curso de Avaliação e Perícia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.
- [5] ITAMBÉ (Brasil). Carbonatação do concreto. 2009. Elaborada por Altair Santos. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/carbonatacao-do-concreto/>>. Acesso em: 25 jan. 2016.
- [6] TÉCHNE. Proteção catódica de estruturas de concreto em ambiente marinho. 2010. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/164/artigo-protecao-catodica-de-estruturas-de-concreto-em-ambiente-287798-1.aspx>>. Acesso em: 29 jan. 2016.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- [8] TÉCHNE. Recuperação estrutural: Sistemas, técnicas e materiais para reabilitar estruturas de concreto. 2004. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/84/artigo286279-2.aspx>>. Acesso em: 02 fev. 2016.
- [9] SALOME, Gabriella. Tipo de corrosão de uma barra de aço imersa em meio concreto. Disponível em: <<http://slideplayer.com.br/slide/355346/>>. Acesso em: 15 mar. 2016.
- [10] DOLABELLA, Ricardo. Quadros orientativos para o diagnóstico de patologias em estruturas. Disponível em: <<http://ricardodolabella.com/downloads/patologia.pdf>>. Acesso em: 15 mar. 2016.
- [11] WIKIPEDIA. Diagrama de Pourbaix. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Diagrama_de_Pourbaix>. Acesso em: 15 mar. 2016.
- [12] PREZI. Corrosão de armaduras. Disponível em: <<https://prezi.com/5z30wi2uzfjh/corrosao-de-armaduras/>>. Acesso em: 15 mar. 2016.
- [13] REITEC. Recuperação estrutural. Disponível em: <<http://www.reitec.com.br/site/atuacao-detalle.php?cod=2>>. Acesso em: 15 mar. 2016.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INCIDÊNCIAS DE VÍCIOS CONSTRUTIVOS EM EMPREENDIMENTOS VERTICAIS

T. VIANA FERREIRA

Acadêmica de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
thallitaviana@gmail.com

E. SILVA CARDOSO

Acadêmica de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
elianecardoso17@gmail.com

M. VIANA FERREIRA

Acadêmica de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
mavianafferreira@gmail.com

D. ROCHA PEREIRA

Mestre em Energia e Ambiente
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
daniel.rocha.drp@gmail.com

RESUMO

O mercado da construção civil é um dos setores que mais influenciam na economia do país e encontra-se com a competitividade em alta. Por este motivo os construtores acabam deixando de cumprir alguns requisitos que, por ignorados, acabam comprometendo o bom desempenho da edificação ao longo de sua vida útil, contribuindo para o aparecimento de vícios construtivos. A análise do aparecimento de vícios construtivos no decorrer na construção civil é realizada pela parte da engenharia denominada patologia construtiva. A presente pesquisa aborda conceitos que podem reduzir ou eliminar as incidências dos vícios construtivos ao longo do processo de construção, com o objetivo de enfatizar os cuidados necessários na fase de concepção, execução e ocupação, para evitar o aparecimento destas patologias. Com o intuito de levantar estatísticas, retroalimentando o sistema de gestão da qualidade e reduzir os custos com manutenção corretiva, realizou-se um estudo de caso em uma construtora de grande porte na cidade de São Luís/MA, responsável por empreendimentos verticais, cujos dados foram obtidos por meio de solicitações da assistência técnica realizadas por clientes. Com o levantamento das solicitações em mãos, analisou-se, por meio do gráfico de Pareto, as principais ocorrências e suas respectivas causas. Desvendadas as possíveis causas, apresentou-se exemplos reais dos casos mais frequentes. O estudo foi complementado por meio de livros, trabalhos acadêmicos e acompanhamento in loco na construtora estudada.

Palavras-chave: patologia construtivas. vícios construtivos. construção civil. análise de Pareto.

ABSTRACT

The construction market is one of the sectors that influence the most on a country's economy and is a highly competitive one. For this reason, the builders end up failing to fulfill some requirements that, once ignored, eventually compromise the good performance of the building over its lifetime, which contributes to the appearance of construction defects. The analysis of the construction defects appearance during the construction process is carried out by part of the so-called constructive pathology engineering. This research focuses on concepts that can reduce or eliminate the impact of construction defects during the construction process in order to emphasize the needed care in the design, implementation and occupation phases in order to avoid the appearance of these kind of pathogens. In order to raise data, which will feed back the quality management system and reduce the cost of corrective maintenance, a case study was implemented in a large construction company in the city of São Luis/MA, which is responsible for vertical enterprises construction; the data was obtained by means of technical assistance requests reports made by customers. With the request reports at hand, they were analyzed through the Pareto chart, the main seen events and their respective causes. Unveiled the possible causes, it was presented with some real examples of the most frequent cases. The study was completed by using textbooks, academic papers and monitoring on-site construction in the case study.

Keywords: constructive pathology. construction defects. construction. Pareto analysis.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Desde o começo da história da Humanidade os homens constroem seus próprios abrigos com elementos da natureza, mais tarde começaram a completar suas técnicas e habilidades e as suas construções foram tomando formas mais abstratas, estimuladas pelas novidades que crescem a todo instante junto aos progressos tecnológicos.

É fato que as moderníssimas construções vêm confrontando com paradigmas construtivos antes impossíveis para as leis da física, hoje graças a pesquisas científicas e investimentos em inovações tecnológicas, as possibilidades arquitetônicas e estruturais provocam no ser humano, o profissional da construção civil, com a capacidade de transcender, contribuindo para o que chamamos de “Mundo Contemporâneo”, onde o desafio imposto é que todos esses avanços representem benefícios técnicos.

O atual cenário econômico vem obrigando as empresas do ramo imobiliário, mais especificamente as construtoras a reduzirem os seus custos, desta forma muitos serviços em detrimento ao fator econômico, são mal executados, com reduzido tempo para as atividades construtivas, a consequência destes fatores são obras com baixa qualidade de acabamento, manifestações patológicas em consequência de deficiências ou erros na execução dos serviços, principalmente no que tange os fatores humanos (mão de obra desqualificada) ou econômicos (materiais de baixa qualidade). Estes problemas antes detectados somente em edificações de baixo custo, agora se tornaram generalizados a todas as classes de obras imobiliárias [1].

Além desses dois fatores, outro grande vilão que contribui para o aparecimento destes vícios são as tecnologias da construção, que, ao mesmo tempo em que trazem materiais com tendências de serem mais leves, e com a proposta de reduzir os custos e tempo de execução das obras, porém quando não utilizados corretamente, podem acabar atrapalhando e ser fator determinante para o aparecimento desses vícios construtivos [2].

Todas as falhas, deslizos e anomalias causadas a uma edificação, mesmo que decorridos após a sua ocupação, são amparados ao cliente pela legislação brasileira como vícios construtivos, problemas esses que dificultam a vida dos usuários dos imóveis [3].

Esses defeitos podem se manifestar de forma aparente, atingindo apenas a parte de acabamento, e os ocultos que geralmente são os mais graves e podem atingir estruturalmente a edificação, incluindo-se fundações, que classicamente se manifesta por recalques [4].

Por tanto essas anomalias frequentes nas construções precisam ser identificadas e sanadas, pois o não tratamento destas patologias pode acarretar em problemas de ordem mais grave. O estudo dessas anomalias é que chamamos de Patologia construtiva. Segundo a norma que trata das Perícias de Engenharia em Construção Civil (NBR 13752/96), as patologias encontradas nas edificações são anomalias que podem causar agravos efetivos ou oferecer danos à saúde ou segurança dos proprietários [5].

É de extrema importância o acompanhamento do engenheiro civil na execução da obra, pois suas inspeções, com o devido conhecimento técnico é a principal maneira de evitar essas falhas que ocorrem nos processos executivos. Esses vícios construtivos podem ocorrer em qualquer uma das fases construtivas da obra, desde o planejamento do projeto até a utilização do imóvel, por isso é importante manter a qualidade em cada uma das etapas para prevenir a aparição das mesmas ou sanar antes da sua entrega ao cliente [5].

O estudo de caso que será descrito tem por finalidade, a apresentação dos principais vícios encontrados em três obras da Construtora X e esclarecer a origem e as consequências dessas anomalias.

2. METODOLOGIA

A metodologia utilizada para a constituição desse trabalho foi adquirida através das informações coletadas da Assistência Técnica, da Construtora X, por um período de 12 meses, que compreendeu de abril de 2014 à abril de 2015, com o intuito de organizar os vícios aparentes apresentados nos condomínios 01, 02 e 03, vivenciados neste período.

Além disso foi de suma importância a leitura dos livros técnicos e artigos sobre as Patologias das Edificações e as visitas técnicas as obras prontas para fazer a listagem das anomalias encontradas. Estas por sua vez, foram organizadas em tabelas para ser aplicadas a Metodologia da Curva de Pareto.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O Princípio de Pareto, também conhecido como 80/20, permite priorizar os quantitativos mais importantes, para esse princípio muitos itens são triviais e poucos são vitais [6].

A importância de Pareto para a engenharia está ligada ao grande volume de esforço necessário para diminuir e conduzir consecutivamente os riscos das incidências de vícios nas obras. Os problemas são muitos, portanto, o grande e atual desafio dos engenheiros é a composição de suporte a metodologia definitiva que deve ser desprezado, o que deve ser priorizado e até mesmo, o que deve ser esquecido e não poderá ser consentido pelas aquisições [7].

A análise de Pareto é um artifício muito simples, pois o ajuda a classificar e priorizar os seus problemas. O Método de Análise de Pareto permite [6]:

- Dividir um problema num grande número de problemas menores.
- Por ser um método baseado em fatos e dados, ele permite priorizar projetos;
- Da mesma forma o método permite o estabelecimento de metas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Histórico dos Edifícios

Os condomínios 01 e 02 foram entregues para os usuários no ano de 2011, os mesmos são compostos por 4 torres, com 15 pavimentos e um total de 600 unidades habitacionais, dispo de 3 layouts (59,29 m²; 57,83 m² e 72,83 m²) diferenciando-se na sua área construída de 50148,24 m² e 47132,09 m² respectivamente, e possuem o mesmo padrão de construção.

O empreendimento 03 é composto por 3 torres, com 12 pavimentos tipo e um total de 288 unidades habitacionais, possuindo três tipos de layouts (65 m²; 77 m² e 86 m²), teve sua entrega em janeiro de 2014.

3.2 Apresentação dos dados levantados

Na tabela 1 foram apresentadas as causas das solicitações realizadas pelos moradores, no período de 1 ano (abril de 2014 a abril de 2015), levando em consideração que o Condomínio 01 e 02 tem seu período de ocupação de 4 anos. Tendo como referencial também as causas de solicitações feitas pelos moradores no mesmo espaço de tempo da tabela 1, o condômino 03 tem como diferencial o tempo de ocupação que este por sua vez é de 1 ano, estabelecemos a tabela 2.

A tabela 3 filtra as informações das tabelas 1 e 2, afim de apresentar um resumo das incidências de solicitações dos três condomínios, para desenvolver o gráfico de Pareto.

Na Figura 1, através da análise de Pareto conseguimos identificar as causas responsáveis por 80% das solicitações, são elas: Instalações Hidráulicas (água e esgoto); Alvenarias (Fissuras e Trincas); Pisos Cerâmicos; Instalações Elétricas e Sistemas (infra- estruturas); Rejuntes.

Tabela 1: Solicitações mensais dos Condomínios 01 e 02.

Solicitações Mensais	2014									2015				TOTAL
	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	
Alvenarias (Fissuras e trincas)	3	2	2	5	1	2	2	3	4	4	0	0	1	29
Instalações Elétricas e Sistemas (Infraestrutura)	1	0	0	1	1	1	0	1	0	2	1	1	1	10
Instalações Hidráulicas: Água Quente, Água Fria, Incêndio, Reuso	3	2	3	4	2	4	1	0	2	3	4	10	3	41
Instalações Hidráulicas: Esgoto/Águas Pluviais/Águas Servidas/Drenagem/Ar Condicionado	2	3	4	6	6	7	5	3	3	7	0	12	3	61
Louças Sanitárias	2	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	5
Metais/Acabamentos Sanitários	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Solicitações Mensais	2014									2015				TOTAL
	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	
Pisos Cerâmicos	7	1	2	2	1	1	0	2	0	3	2	8	2	31
Rejuntas (Falhas de Preenchimento)	3	2	2	1	3	1	0	3	2	0	0	0	0	17
Forro de Gesso (Trincas/Fissuras Fora da Linha de Emendas das Placas)	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	2
Fachada	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	4	3	14
Instalações de Gás (Tubulação Obstruída)	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1

Fonte: Acervo Pessoal

Tabela 2: Solicitações mensais do Condomínio 03.

Solicitações Mensais	2014									2015				TOTAL
	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	
Alvenarias (Fissuras/Trincas)	0	0	0	1	0	0	0	0	1	6	1	0	0	9
Instalação de TV a Cabo	0	0	0		0	3	2	0	1	1	0	0	0	7
Instalações de Gás	2	0	1	2	0	1	0	2	2	0	3	2	0	15
Instalações Elétricas e Sistemas (Infraestrutura)	0	0	1	1	1	1	1	0	1	2	0	1	1	10
Instalações Hidráulicas: Água Quente, Água Fria, Incêndio, Reuso	0	1	0	2	4	11	12	6	4	4	4	5	1	54
Instalações Hidráulicas: Esgoto/Águas Pluviais/Águas Servidas/Drenagem/Ar Condicionado	0	0	0	2	5	4	14	2	9	10	5	6	5	62
Instalações Telefônicas (Conduíte Entupido)		0	0	0	1	1	0	1	0	2	1	3	2	11
Metais /Acabamentos Sanitários	2	1	0	0	3	1	0	0	1	2	0	3	1	14
Pisos Cerâmicos	0	1	2	2	5	3	3	2	3	2	2		1	26
Ar Condicionado	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	1	1	0	4
Pintura	2	0	0	0	1	0	2	2	0	0	1	1	0	9
Forro de Gesso	0	0	2	2	0	5	0	1	0	0	0	2	0	12
Impermeabilização	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	2
Revestimento Argamassados	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	2
Pergolados, Coberturas e Toldos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2
Sistema de Exaustão/Pressurização	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1
Rejuntas	0	0	2	1	0	2	0	1	1	0	2	1	0	10

Fonte: Acervo Pessoal

Tabela 3: Resumo das solicitações dos três condomínios.

Solicitações Mensais	2014									2015				TOTAL
	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	
Alvenarias (Fissuras/Trincas)	0	0	0	1	0	0	0	0	1	6	1	0	0	9
Instalação de TV a Cabo	0	0	0		0	3	2	0	1	1	0	0	0	7
Instalações de Gás	2	0	1	2	0	1	0	2	2	0	3	2	0	15
Instalações Elétricas e Sistemas (Infraestrutura)	0	0	1	1	1	1	1	0	1	2	0	1	1	10
Instalações Hidráulicas: Água Quente, Água Fria, Incêndio, Reuso	0	1	0	2	4	11	12	6	4	4	4	5	1	54
Instalações Hidráulicas: Esgoto/Águas Pluviais/Águas Servidas/Drenagem/Ar Condicionado	0	0	0	2	5	4	14	2	9	10	5	6	5	62

Solicitações Mensais	2014										2015				TOTAL
	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mai	Abr		
Instalações Telefônicas (Conduíte Entupido)		0	0	0	1	1	0	1	0	2	1	3	2	11	
Metais /Acabamentos Sanitários	2	1	0	0	3	1	0	0	1	2	0	3	1	14	
Pisos Cerâmicos	0	1	2	2	5	3	3	2	3	2	2		1	26	
Ar Condicionado	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	1	1	0	4	
Pintura	2	0	0	0	1	0	2	2	0	0	1	1	0	9	
Forro de Gesso	0	0	2	2	0	5	0	1	0	0	0	2	0	12	
Impermeabilização	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	2	
Revestimento Argamassados	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	2	
Pergolados, Coberturas e Toldos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2	
Sistema de Exaustão/Pressurização	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	
Rejuntas	0	0	2	1	0	2	0	1	1	0	2	1	0	10	

Fonte: Acervo Pessoal

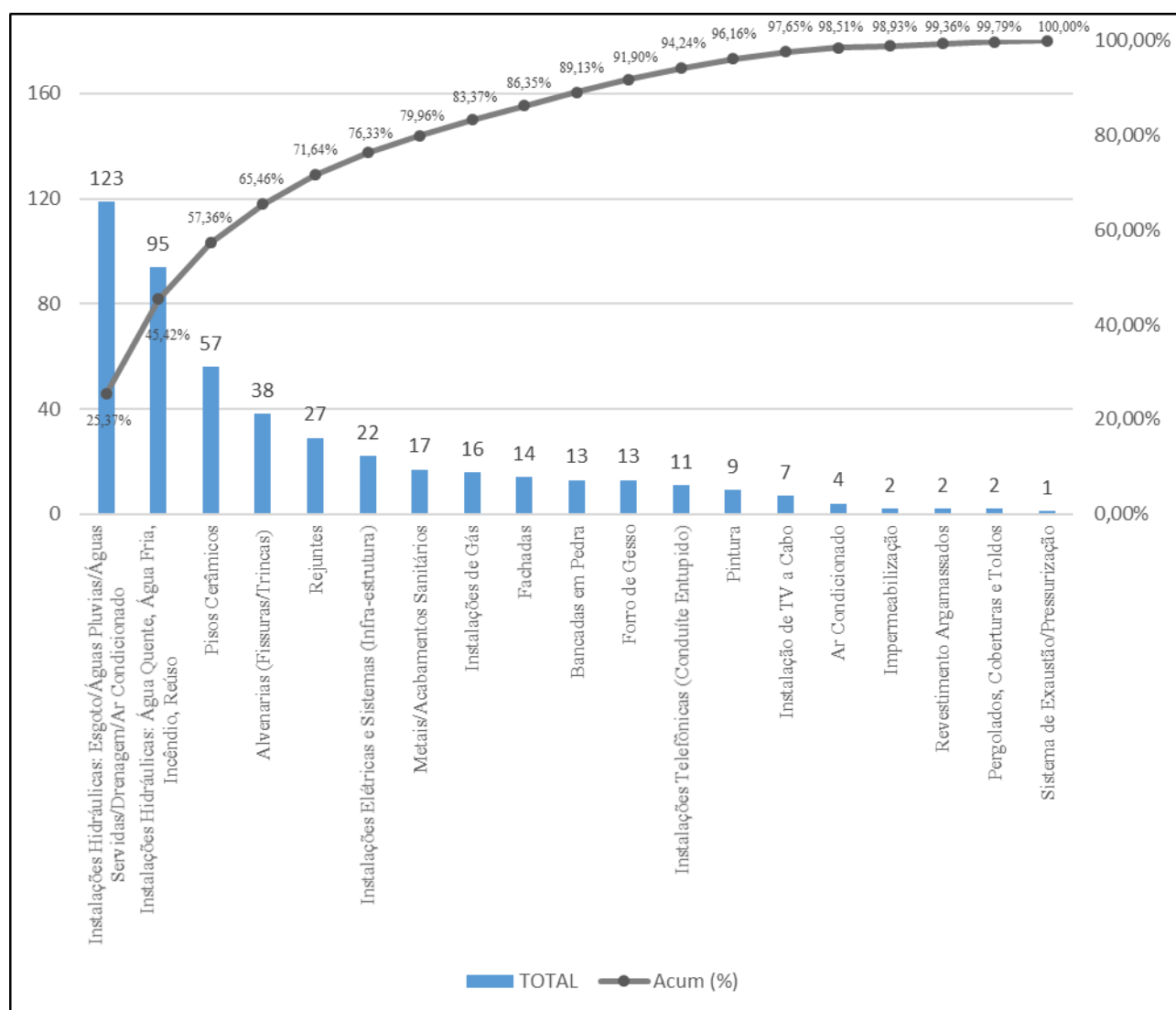


Figura 1 – Diagrama de Pareto (Números de solicitações x Causas)

3.3 Análise dos dados obtidos

3.3.1 Instalações Hidráulicas Abastecimento de água

Os sistemas prediais hidráulicos e sanitários foram os principais causadores do aparecimento de manifestações patológicas, durante o período de ocupação nos empreendimentos analisados. Dentre a maioria dos problemas identificados neste estudo, as causas estão relacionadas a erros de execução e ineficiência dos projetos de instalações hidro sanitárias e de esgoto, que originaram as maiorias das infiltrações, casos de umidade e tubulação obstruídas nos apartamentos.

Abaixo as figuras 2 e 13 a infiltração foi causada por uma fissura na tubulação do chuveiro que só foi descoberto através da retirada da esquadria e observação dentro do *shaft*, quando o chuveiro era ligado ocorria um vazamento na sua tubulação.



Figura 2 - Tubulação trincada.



Figura 3 - Consequência da Infiltração.

No caso mostrado na Figura 4, ocorreram vários erros de execução por parte da empresa responsável pela instalação hidrossanitária e pela ausência de fiscalização da Construtora X, o erro no sistema de abastecimento foi à falha de interligação da tubulação de água fria, e isso acarretou o não abastecimento de água de parte do apartamento.



Figura 4 - Falta de interligação da tubulação de água fria.

3.3.2 Instalações hidráulicas: Esgoto

Em um dos casos houve uma infiltração que comprometeu todo o forro do banheiro e respectivas paredes da suíte e corredor. Essa infiltração foi causada pela obstrução do ralo, devido a resíduos de material de obra, represando a água e

consequentemente estravasando por outros locais, o que causou umidade em paredes e forros do apartamento, além da proliferação de fungos, visto que o apartamento encontrava-se inabitado.



Figura 5 – Caixa sifonada obstruída.



Figura 6 – Infiltração

3.3.3 Revestimento Cerâmico

Os revestimentos cerâmicos dos três condomínios, foram assentados e rejuntados utilizando-se técnicas específicas e argamassa apropriada para este fim. No entanto, algumas consequências patológicas se manifestaram ao longo de um período de tempo de 4 anos.

Como podemos observar nas figuras 7 e 8, ocorreu o descolamento do revestimento cerâmico. Uma das possíveis causas para o aparecimento desse vício, foi a ausência de utilização de argamassa colante específica, pois o mesmo foi assentado diretamente na laje acabada (nível zero) como previsto em projeto, o que torna necessário a utilização desta argamassa. Outro fator para esta manifestação patológica acontecer foi a falta de limpeza da laje antes de receber o revestimento cerâmico, visto que foi todo retirado para um novo assentamento. Observou-se a presença de resíduos gesso na laje, o que contribui para a falta de aderência da argamassa ao piso e consequentemente ao descolamento do piso.

O agravante desta anomalia para realizar o reparo é complexo e oneroso, pois é necessário demolir todo o revestimento cerâmico e assentar novas placas, utilizando a argamassa adequada, que geralmente é mais cara, o que encarece o reparo de manutenção.



Figura 7 – Elevação de pisos.



Figura 8 – Laje sem revestimento cerâmico.

3.3.4 Rejuntas

O rejuntamento nos condomínios foi executado com argamassa específica para esta finalidade e tem função de preenchimento, promovendo a vedação entre as peças do revestimento, além de conferir acabamento estético nas juntas

dos materiais. Outro problema nos condomínios 01 e 02, é a ausência de uma rede coletora de água proveniente dos aparelhos de ar condicionados, geralmente tem como motivo a ausência de projeto ou uma redução de custos. A solução para o problema, como se espera, é a instalação do sistema para a devida coleta, no entanto, depois de concluída a obra, esta solução é de difícil execução.



Figura 9 – Fachada desgasta pelo acúmulo de água proveniente do ar condicionado.

3.3.5 Fissuras e trincas

O sistema construtivo adotado dos 03 condomínios, utilizou alvenarias executadas em blocos de concreto, tal material atende às exigências técnicas para as alvenarias por ter bom desempenho no suporte de cargas, na vedação e divisórias entre ambientes.

Na figura 10 ocorreu apenas a retração da parede, fissurando a pintura. Neste caso a melhor solução é reexecutar o emassamento PVA e pintar.



Figura 10 – Fissuras em direções aleatórias.

No caso da figura 11 a trinca vertical na parede sua solução foi a retirada do reboco, em uma faixa de 1 metro, realizado o chapisco e onde houve a aplicação de tela com tramo de espessura de 2 mm, e novamente feito o reboco com argamassa flexível, adequada para a solução neste problema.



Figura 11 – Trinca Vertical

4. CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho teve um apoio considerável nas bibliografias, consultas de internet e de profissionais da área, além das pesquisas e visitas “In Loco” as edificações aqui mencionadas.

O trabalho apresentado foi de grande importância, pois faz refletir sobre a carência de qualidade nas obras de edifícios residências e como os clientes estão mais atentos ao produto que adquirem. Este recente aspecto notado nos consumidores tem como fator a observação na má qualidade dos serviços oferecidos pela construção civil. A redução no tempo de execução das obras é outro fator agravante para tal fato, que tem como objetivo principal reduzir os custos.

Nota-se que a terceirização de serviços especializados dentro do processo construtivo é um dos fatores que compromete o desempenho do edifício, onde não acompanha o ciclo de vida do empreendimento como um todo, acarretando em custos e responsabilidades durante um período de 5 anos para as construtoras, como já previsto pelo manual do proprietário, o atendimento aos chamados de solicitações dos clientes para sanar problemas de vícios aparentes e ocultos.

O Sistema de Gestão de Qualidade no setor da construção civil, vem se adaptando de acordo com as necessidades do mercado, o que antes não passava de um sistema corretivo baseado em procedimentos de inspeção, passou a ter uma visão de planejamento voltada para todas as etapas do processo construtivo.

Em meio a esta necessidade da qualidade na construção, devemos priorizar o planejamento e facilitação a manutenção preventiva nas etapas do projeto (desenhos, as especificações e descrições do modo de execução, escolha dos materiais e etc), pode diminuir qualquer tipo de manutenção corretiva, tendendo a reduzir cada vez mais os gastos.

Apesar da pequena amostra de falhas pesquisadas, o principal objetivo do trabalho foi alcançado, com a identificação e classificação das causas e consequências de incidências mais recorrentes de vícios nos condomínios estudados, através das curvas de Pareto, onde possui como principal fonte de dados a quantidade de falhas e solicitações.

Através desta análise foi possível evidenciar os problemas que geram 80% das solicitações dos clientes, da Construtora X, como mostrado abaixo:

- (25,3%), instalações hidráulicas de esgoto;
- (45,42%), instalações hidráulicas de água fria e água quente;
- (57,36%), pisos cerâmicos;
- (65,46%), alvenaria;
- (71,64%), rejunte;
- (76,33%), instalações elétricas;
- (79,96%), metais/acabamentos sanitários.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Lembrando que foi dada prioridade nas 4 primeiras, onde foram o foco de maior desgaste dos clientes junto a Construtora.

Concluímos que a maioria dos casos de incidências das anomalias construtivas, encontradas nos 3 (três) condôminos estudados, foram sucedidas em todas as fases, do projeto a sua execução, porém, percebemos que parte da aparição das anomalias construtivas tiveram consequência a falha na construção, outro fato preponderante é a falha de manutenção preventiva ou mesmo corretiva.

Tendo esses dados, cabe agora a iniciativa de uma busca pela melhoria dos detalhes e especificações de projeto, visando reduzir cada vez mais os gastos e desgastes com retrabalhos nos pós entrega da obra.

5. REFERÊNCIAS

- [1] *Normas de Desempenho*. Disponível em: <http://www.cbic.org.br/norma-de-desempenho>. Acesso em 05 jun.2015.
- [2] *Fachadas mal conservadas desvalorizam imóveis em até 10%*. Disponível em <http://extra.globo.com/noticias/economia/fachadas-malconservadas-desvalorizam-imoveis-em-ate-influencia%20diretamente%20no%20valor%20do%20imov%C3%A9>. Acesso em: 06 de mai. de 2015.
- [3] NBR 13752/1996. *Perícia de Engenharia na Construção*.
- [4] *Normas de Desempenho da ABNT traz grandes mudanças para Construção de Residências*. Disponível em: <http://www.caubr.gov.br/?p=9134>. Acesso em 05 jun.2015.
- [5] FONSECA, João et al. “*Patologias geradas por vícios na construção civil.*” Artigo Acadêmico – Instituto Federal De Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina – IF –SC.
- [6] FALCONI, Vicente. “*TQC- Controle da Qualidade Total.*” Nova Lima- MG: Ed. INDG Tecnologia e Serviços Ltda, 2004.
- [7] JURAN, Joseph. “*A Qualidade desde o Projeto.*” São Paulo: Ed. Cenage Learning, 2011.



**INFLUÊNCIA DA FRENTE DE CARBONATAÇÃO NA RESISTÊNCIA SUPERFICIAL DO
CONCRETO OBTIDA PELO MÉTODO DA ESCLEROMETRIA**

G. C. RÉUS

Engenheira Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
gio_reus@yahoo.com.br

D. J. SOUZA

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
diegojesusdesouza@hotmail.com

L. SILVESTRO

Graduanda em Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
laurasilvestro@ymail.com

G. R. GOMES

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
guga.grg@hotmail.com

M. H. F. de MEDEIROS

Engenheiro Civil Dr.
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

M. L. SANTOS FILHO

Engenheiro Civil PhD
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
maurolacerda1982@gmail.com

RESUMO

A esclerometria é um método de ensaio não destrutivo utilizado para determinação da resistência superficial do concreto, podendo ser correlacionada à sua resistência à compressão. Contudo, alguns fatores podem influenciar diretamente nos resultados, como por exemplo, a presença de armaduras próximas da superfície, presença de agregado graúdo, umidade em que o concreto se encontra no momento do ensaio, a carbonatação do concreto (foco do presente estudo), entre outros. No presente trabalho foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos de concreto de 10x20cm para cada traço confeccionado, que variaram em relação ao tipo de adição mineral, refletindo em variações nos resultados de resistência à compressão aos 28 dias. Dos 6 corpos de prova moldados, metade deles foram carbonatados enquanto a outra metade permaneceu sem carbonatação. Foram realizados ensaios de esclerometria e propagação de onda ultrassônica para as amostras citadas. O ensaio de esclerometria foi realizado em 16 pontos das amostras, a fim de avaliar a influência da carbonatação no resultado do índice esclerométrico. Com a finalização dos experimentos, foi constatado que a carbonatação altera significativamente os resultados de resistência pela esclerometria, independentemente do traço estudado.

Palavras-chave: Esclerometria, Carbonatação, Ensaios não destrutivos, Concreto, Inspeção.

ABSTRACT

Sclerometry is a nondestructive test method used to define concrete's superficial resistance, it could be correlated with compressive strength. Although, some factors can directly influence the results, for instance, rebar near surface presence, coarse aggregate presence, concrete moisture during the tests, concrete carbonation (this research focus), and other factors. It was produced 6 cylindrical specimen with 10x20cm for each concrete rate, varying the kind of mineral addition, resulting in compressive strength at 28 days results variance. From 6 specimens produced, a half was carbonated while the other half stay without carbonation. Sclerometry and ultrasonic waves propagation testes was made in this samples. The sclerometry test was made at 16 specimen points, in order to evaluate the carbonation influence in rebound hammer index. When the tests was finished, was got that the carbonation significantly changes strength by sclerometry results, independently of the concrete rate used.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A insuficiência da durabilidade se manifesta por uma deterioração que pode ser originada por fatores externos ou por causas internas ao próprio concreto. As diferentes formas de ação podem ser físicas, químicas ou mecânicas e raramente a deterioração do concreto se deve a uma única causa isolada [1]. De acordo com Mehta e Monteiro (2014) [2], há uma estreita relação entre resistência à compressão do concreto e sua durabilidade e, esta última, conceitualmente, é comumente associada à vida útil. Considerando esta premissa, a resistência à compressão do concreto, in-situ, é fundamental para se estimar a qualidade das estruturas e obter parâmetros iniciais de durabilidade, essencialmente, por meio dos ensaios não destrutivos. Ao mesmo tempo, informações como idade, composição do concreto, qualidade na execução e métodos de cura não devem ser menosprezados [3].

Os dois principais métodos para estimativa da resistência do concreto em campo são: 1 - Esclerometria, que trabalha com o princípio do ricochete do martelo de Hammer, que se baseia no princípio de que o retorno de uma massa elástica depende da dureza da superfície onde ela se choca. Assim, se determina a dureza superficial do concreto, podendo, em determinados casos, ser feitas correlações para estimativa da resistência à compressão do concreto estudado [4]; 2 – Ultrassom, que se baseia na medição da velocidade de transporte de ondas ultrassônicas longitudinais [5] [6]. Entretanto, deve-se ter em vista que tais métodos estimam características mecânicas de forma indireta e que modificações causadas por mecanismos de degradação, como por exemplo a carbonatação, podem ter influência na resposta destes métodos de ensaio não destrutivo.

A carbonatação é o resultado da reação entre a portlandita [$\text{Ca}(\text{OH})_2$] e o dióxido de carbono presente na atmosfera em concentrações que variam de acordo com cada região. Isto ocorre porque o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ tende a voltar ao seu estado mais estável, ou seja, o calcário (CaCO_3).

O teor de dióxido de carbono no ambiente varia bastante em função do tipo de ambiente em que a estrutura de concreto armado está inserida. Em ambiente rural, o teor médio de CO_2 na atmosfera é de 0,03%. Já em ambiente urbano, o teor é de 0,30% e em um ambiente urbano-industrial este valor pode chegar a 1,0% [7]. Baseando-se nestes dados, Carvalho (2015) [8] destaca o fato de que existe uma diferença de 10 vezes para cima se comparar o ambiente urbano com o ambiente rural e uma diferença que pode chegar a 33 vezes quando se compara a agressividade quanto ao CO_2 da atmosfera urbana-industrial com o ambiente rural.

Mesmo tendo sido citada anteriormente a relação direta entre resistência mecânica e a durabilidade do concreto, deve-se ter muitas ressalvas e ter a real noção de que simplesmente relacionar estes dois indicadores pode ser uma premissa falha em algumas situações. Raisdorfer (2015)[9], por exemplo, mostrou em seu estudo que a velocidade de carbonatação é maior em concretos com adições pozolânicas, se comparados com o concreto de referência, sem adições. Complementando o tema, pode-se citar que algumas adições podem incrementar a resistência mecânica, mas quando se avalia o aspecto da durabilidade das estruturas, algumas adições podem ter um efeito de redução da durabilidade pelo consumo da reserva alcalina do concreto. Desse modo, as adições pozolânicas, que por um lado promovem o aumento da resistência mecânica e refinamento da estrutura porosa, consomem o hidróxido de cálcio, fato que pode facilitar a carbonatação e, por consequência, comprometer a vida útil das estruturas em concreto armado [10] [11] [12] [13].

A carbonatação representa um dos fatores mais importantes iniciadores de corrosão das armaduras. Contudo, ocorre em uma velocidade lenta, atenuando-se com o tempo [14]. Isso pode ser explicado por dois fatores: o primeiro deles é devido à hidratação crescente do cimento Portland. Já o outro é dependente dos efeitos do próprio agente degradante, isto porque há a colmatação dos poros superficiais pelo CaCO_3 , de volume consideravelmente maior que o da portlandita [15][16]. Logo, este último pode exercer influência direta nos resultados obtidos com ensaios de resistência superficial, como a esclerometria.

Somado a estas resultantes há, conseqüentemente, a redução do pH das soluções presentes nos poros do concreto, devido, essencialmente, à redução da reserva alcalina da matriz hidratada. Em condições sem efeito da carbonatação, o pH interno do concreto fica em torno de 12,6 [1] [2], o que proporciona proteção eletroquímica passiva do aço. A reação com o dióxido de carbono pode diminuir esse valor para aproximadamente 8,5 e, nesse caso, a armadura é despassivada e fica sujeita às ações da corrosão, desde que hajam as condições ambientais necessárias que constituem uma célula galvânica [11] [17] [18] [19].

Deste modo, o presente trabalho tem por objetivo avaliar quantitativa e qualitativamente o aumento médio da resistência superficial do concreto, para os diferentes traços estudados, dos corpos de prova carbonatados em relação aos não carbonatados, através do ensaio de esclerometria. Além disso, a influência da frente de carbonatação na velocidade de transporte de ondas ultrassônicas também foi investigada.

2. METODOLOGIA

Para a preparação do concreto, foi utilizada areia natural proveniente do município de Balsa Nova, na região metropolitana de Curitiba. O agregado graúdo empregado foi basalto, com dimensão máxima característica de 19 mm, e o cimento adotado foi do tipo CP V-ARI. Foi necessário a utilização de aditivo superplastificante de terceira geração, para que todos os traços atingissem 100 ± 20 mm de slump. O traço base para a fabricação do concreto foi de 1:2,25:3,00 com relação água/cimento de 0,5.

Foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm, com 6 diferentes traços, sendo eles:

- Referência (sem nenhuma adição);
- 10% de substituição do cimento por metacaulim;
- 10% de substituição do cimento por filler quartzoso;
- 10% de substituição do cimento por cinza de casca de arroz;
- 30% de substituição do cimento por cinza volante;
- 30% de adição de cinza volante em relação à massa de cimento.

Após a moldagem das amostras, foi realizado o ensaio de resistência à compressão [20] aos 28 dias de idade dos corpos de prova cilíndricos para cada traço estudado.

Outras 6 amostras de cada traço foram confeccionadas para os ensaios de esclerometria e de determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica, sendo que metade destas amostras foram submetidas à carbonatação acelerada em câmara de carbonatação, enquanto a outra metade permaneceu sem carbonatação. A câmara de carbonatação foi ajustada à temperatura de $40 \pm 0,1^\circ\text{C}$, teor de CO_2 de $5 \pm 1\%$ e umidade de $60 \pm 2\%$. A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada por meio da aspersão de solução aquosa de fenolftaleína contendo 10g de fenolftaleína, 700 ml de etanol, e 300 ml de água destilada.

Para os ensaios de esclerometria [21], foram adotados 16 pontos de medida para cada amostra, sendo esses pontos mostrados na Figura 5.

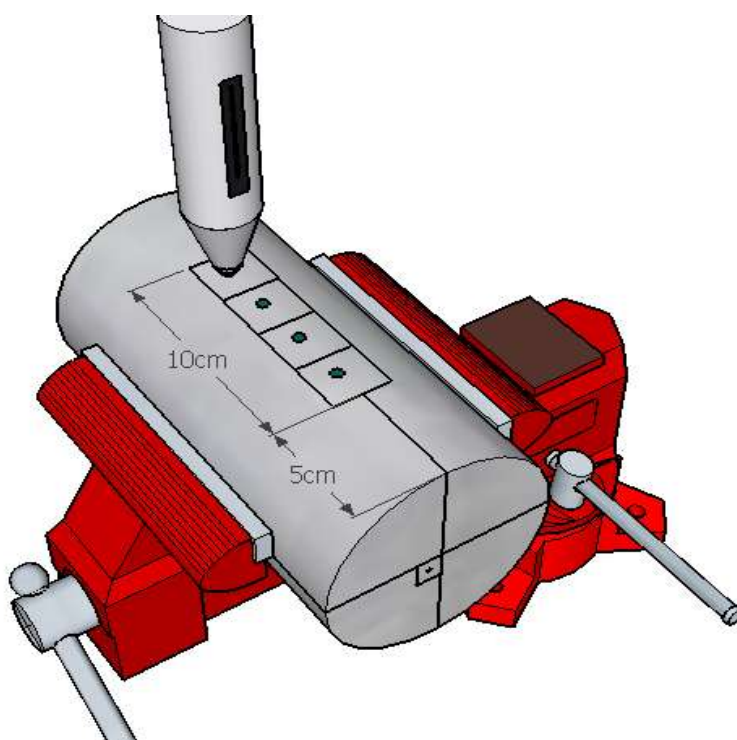


Figura 5 – Localização das medições para o ensaio de esclerometria.

Os corpos de prova foram fixados com auxílio de uma morsa e as leituras foram realizadas na posição vertical. Primeiramente, foram feitas quatro marcações simétricas no corpo de prova, nos ângulos de 0°, 90°, 180° e 270° da circunferência da base. Em cada uma destas marcações foram desenhados quadrados de 25x25mm, espaçados 50mm das bordas dos corpos de prova. Com isso, foram obtidos os resultados dos índices esclerométricos e a consequente correlação com a resistência à compressão das amostras estudadas.

Foi realizado, também, o ensaio de determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica [22]. Para este ensaio foram utilizadas as mesmas amostras do ensaio de esclerometria, devido a ambos os testes serem não destrutivos.

4. RESULTADOS

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão das amostras não carbonatadas e da profundidade de carbonatação são apresentados na Figura 6 e Figura 7, respectivamente.

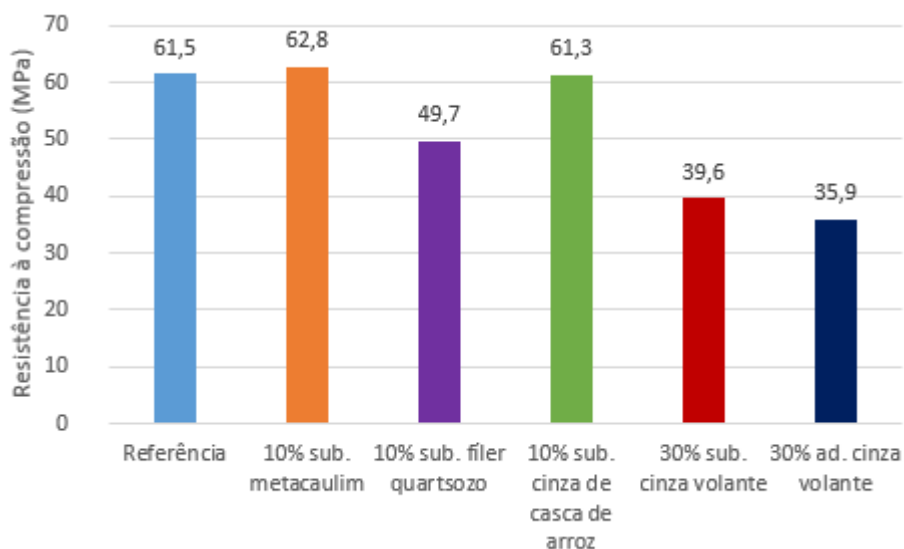


Figura 6 - Resistência à compressão aos 28 dias.

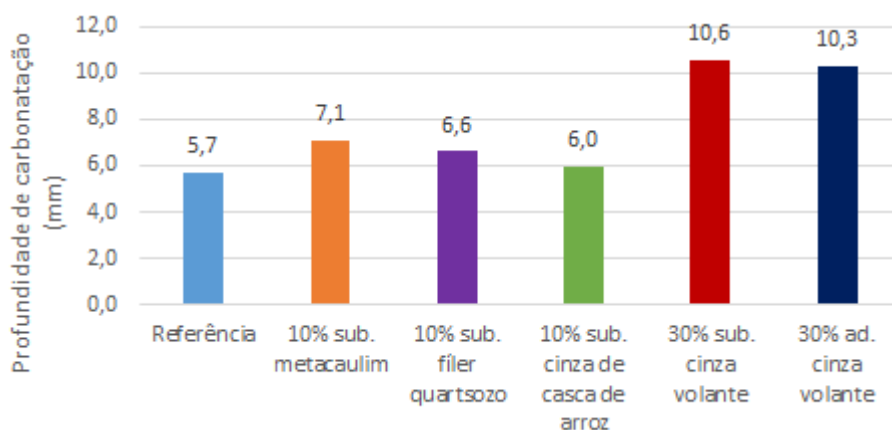


Figura 7 - Profundidade de carbonatação.

É possível observar que as amostras com menor resistência à compressão obtiveram a maior profundidade de carbonatação. Em média, haja vista, o inverso no caso de 10% de substituição por metacaulim em relação aos traços de referência e de 10% de substituição por cca. Isso ocorre devido às amostras com menor resistência à compressão geralmente apresentarem maior porosidade, o que facilita a entrada de CO₂ no concreto.

Os resultados dos ensaios de esclerometria são apresentados na

Figura 8, sendo que os corpos de prova submetidos à carbonatação acelerada encontram-se nas colunas da direita, enquanto que as amostras sem carbonatação encontram-se nas colunas da esquerda.

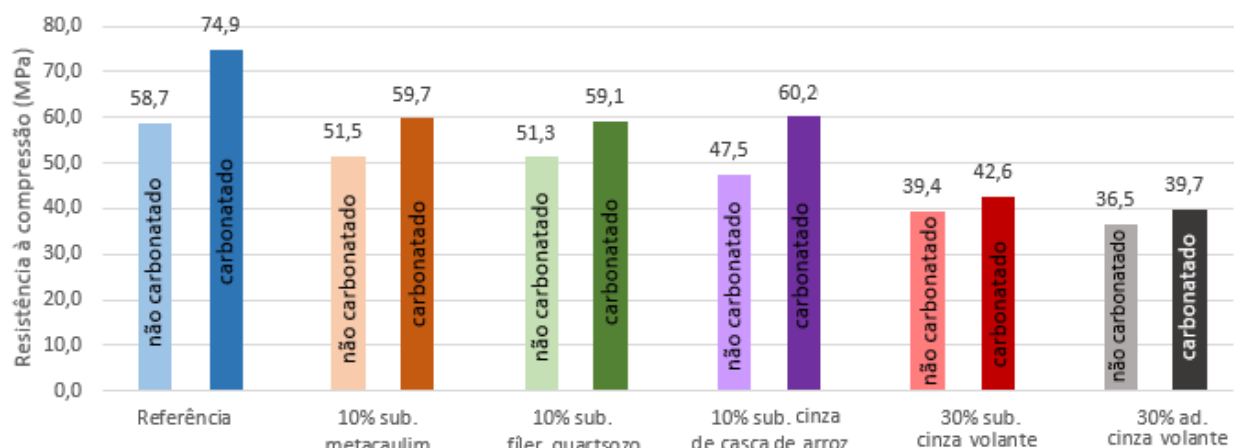


Figura 8 – Resistência à compressão estimada pelo ensaio de esclerometria.

É evidente que, independentemente da substituição ou adição mineral, as amostras carbonatadas tiveram resultados de esclerometria maiores que as amostras não carbonatadas.

É possível observar que a amostra com maior variação entre os resultados de esclerometria com e sem carbonatação é a amostra de referência, com 27,69% de acréscimo da resistência do corpo de prova carbonatado em relação ao não carbonatado. Já o traço com menor variação foi o traço com 30% de adição de cinzas volantes, com 7,98% de acréscimo de resistência, seguido pelo concreto com 30% de substituição do cimento por cinza volante, que apresentou 8,83% de acréscimo de resistência do corpo de prova sem carbonatação em relação à amostra submetida à carbonatação acelerada.

Era de se esperar que a amostra com menor profundidade de carbonatação apresentasse menor variação de índice esclerométrico, e que as amostras mais carbonatadas apresentassem as maiores variações deste índice. Os resultados apresentados neste trabalho foram o inverso. As maiores variações ocorreram para a amostra de referência, que foi a amostra com menor profundidade de carbonatação. Em contrapartida, as amostras com 30% de substituição por cinzas volantes e 30% de adição de cinzas volantes apresentaram as menores variações de índice esclerométrico provocadas pela carbonatação, apesar de terem apresentado as maiores profundidades de carbonatação dentre as amostras estudadas.

Isso pode ter ocorrido devido ao fato de as amostras com substituição e adição de cinza volante possuírem menor quantidade de cimento. Portanto estes corpos de prova apresentaram um avanço da frente de carbonatação maior que as demais amostras, se medido por solução de fenolftaleína. O que indica que este método, além da carbonatação, mede também a perda de alcalinidade devido à reação pozolânica. Entretanto, a amostra de referência, que provavelmente possuía maior reserva alcalina, apresentou maior colmatação dos poros causada pela precipitação do CaCO₃. A colmatação dos poros nestas amostras levou a uma maior dureza superficial do concreto, levando a grande diferença entre o concreto de referência sem carbonatação e carbonatado.

Os resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão a partir da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas são apresentados na Figura 9.

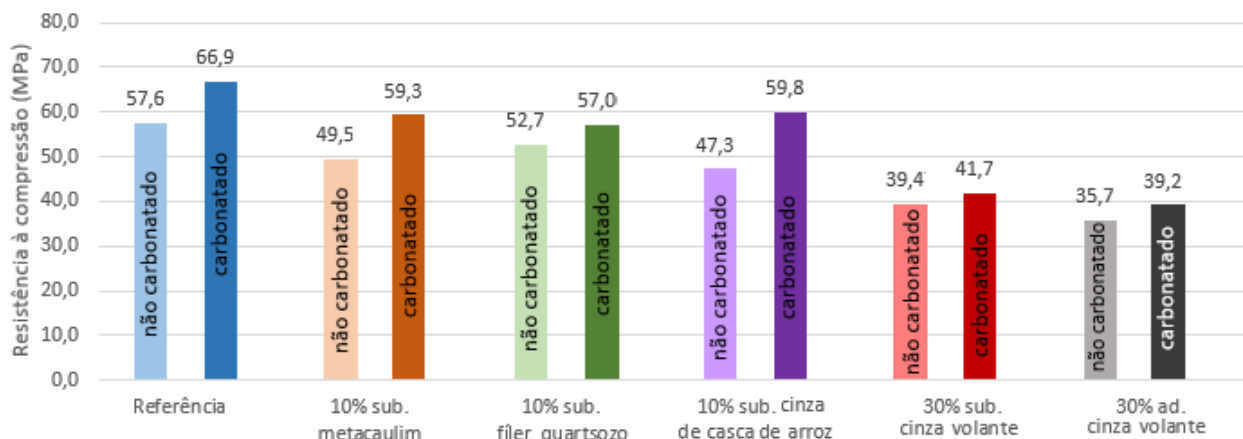


Figura 9 - Resistência à compressão a partir da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas.

As maiores variações de resistência devido à carbonatação para o resultado deste ensaio entre as amostras não carbonatadas e carbonatadas foram obtidos para o concreto com 10% de substituição do cimento por cinza de casca de arroz, com 26,46% de acréscimo de resistência, enquanto que a menor variação (5,75%) foi obtida pelo concreto com 30% de substituição de cimento Portland por cinzas volantes. A propagação de ondas, seja longitudinal ou transversal, é diretamente influenciada pela densidade do material. Logo, a colmatação dos poros, pela formação de calcita, tende a incidir nos resultados favorecendo a propagação de ondas, apresentando, assim, resultados maiores, como de fato ocorreu em todas as amostras.

Neste mesmo norte, pressupõe-se a existência de uma correlação entre a variação da dureza superficial das amostras e a variação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, haja vista que, conforme explanações anteriores, o ensaio de esclerometria também é influenciado pela carbonatação do concreto. Sendo assim, a Figura 10 apresenta a comparação entre resultados dos ensaios supracitados.

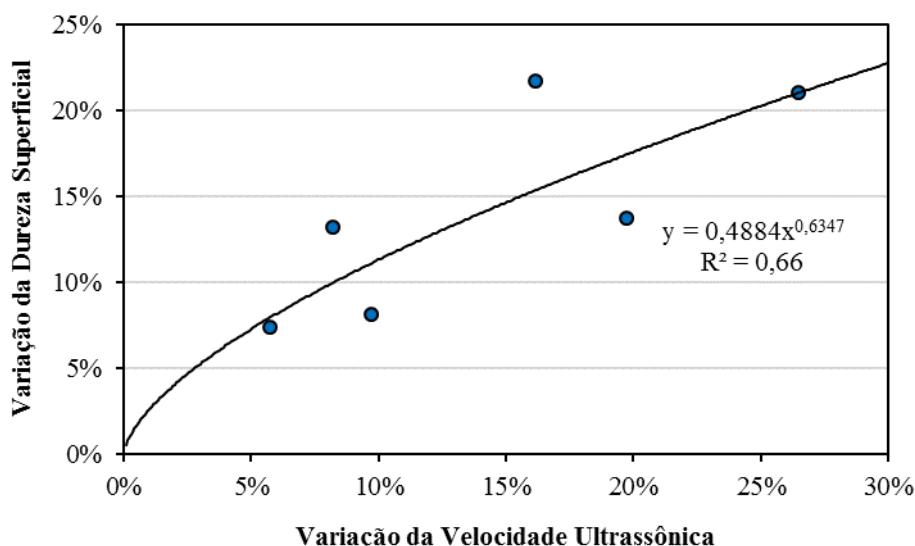


Figura 10: Correlação entre a variação da dureza superficial e a variação na propagação de ondas ultrassônicas devido à carbonatação.

É possível verificar na Figura 10 que há uma boa correlação (R^2 de 0,66) entre ambas as variações de resultados obtidos nos ensaios, indicando que ambos são influenciados pela carbonatação no mesmo sentido. Além disso, os dados indicam que, quando o foco da utilização da esclerometria e do ultrassom for a busca pela precisão na estimativa da resistência de compressão de uma peça, deve-se ater-se à possibilidade de que a frente de carbonatação possa superestimar os resultados obtidos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONCLUSÕES

Em todas as amostras analisadas neste estudo constatou-se que o fenômeno da carbonatação eleva os resultados de resistência à compressão estimada por meio da medição da dureza superficial e pela propagação de ondas ultrassônicas. Isto deve ser levado em consideração quando se utilizam estes métodos não destrutivos para a estimativa da resistência à compressão do concreto, pois pode superestimar este parâmetro e causar riscos à segurança e estabilidade da estrutura devido a uma estimativa errônea.

A norma brasileira que regulamenta o ensaio de esclerometria para avaliação da dureza superficial do concreto cita que um dos fatores que pode influenciar os resultados do ensaio é a carbonatação e que, em casos extremos, os valores estimados de resistência do concreto, quando existe carbonatação, podem superar os valores reais em mais de 50%. A mesma recomenda a utilização de um coeficiente corretivo para estes casos, entretanto não define parâmetros de como o coeficiente pode ser quantificado.

As variações nos resultados de esclerometria e de ultrassom não são proporcionais à profundidade de carbonatação do concreto. Neste caso, a reserva alcalina influencia na colmatação dos poros. Portanto, concretos com maior reserva alcalina tendem a apresentar maior colmatação dos poros superficiais mesmo sem grandes profundidades de carbonatação, influenciando diretamente o resultado de resistência à compressão do concreto obtido por meio dos ensaios.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Fundação Araucária pelo financiamento dos equipamentos que deram suporte a esta pesquisa. Além disso, agradecemos ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) pela concessão de bolsas de estudo para a equipe da pesquisa. E, por fim, um agradecimento especial ao Engenheiro Janderson Raisdorfer por ter cedido os corpos de prova usados no experimento.

7. REFERÊNCIAS

- [1] NEVILLE, A.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**, 2ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- [2] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. v. 1 3ª ed., São Paulo: IBRACON, 2014.
- [3] AMINI, K.; JALAPOUR, M.; DELATTE, N. Advancing concrete strength prediction using non-destructive testing: Development and verification of a generalizable model, **Construction and Building Materials**, v. 102, p. 762–768, jan. 2016
- [4] ROJAS-HENAO, L.; FERNÁNDEZ-GÓMEZ, J.; LÓPEZ-AGÜÍ, J. C. Rebound hammer, pulse velocity, and core tests in self-consolidating concrete. **ACI Materials**, v. 109, n. 2, p. 235–243, 2012.
- [5] MESBAH, H.A.; LACHEMI, M.; AÏTCIN, P.-C. Determination of elastic properties of high-performance concrete at early ages. **ACI Materials**, v. 99, n. 1, 37–41, 2002.
- [6] SOUZA, D. J. et al. **Viadutos localizados na região de Curitiba por métodos de ensaios não destrutivos: esclerometria e ultrassom**. Foz do Iguaçu, 2015.
- [7] NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Tradução: Salvador E. Giammusso. 2ª Ed., São Paulo: Pini, 1997
- [8] CARVALHO, J. R. **Avaliação da durabilidade de material cimentício com proteção superficial na mitigação do avanço da frente de carbonatação**. Dissertação. Universidade de Pernambuco, 2015.
- [9] RAISDORFER, J. W. **Influência da adição ou substituição de adições minerais ao cimento Portland: efeitos da carbonatação, absorção capilar e resistividade do concreto**. Dissertação. Universidade Federal do Paraná, 2015.
- [10] HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231p. Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.
- [11] CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto**. **Inspeção e técnicas eletroquímicas**. 1ª ed, São Paulo: UFG, 1997.
- [12] SPERB, J. E. K. **Carbonatação e absorção capilar de concretos com adições minerais e ativadores químicos** (Dissertação de Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, 2003.
- [13] CASCUDO, O; CARASEK, H. Ação da carbonatação no concreto – **Concreto: Ciência e Tecnologia**. – São Paulo: IBRACON, 2011. V1. pp. 849-883.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [14] ISAIA, G. C. **Concreto: ciência e tecnologia**. v. 1, 2ª ed. São Paulo: IBRACON, 2011.
- [15] SILVA, V. M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. Tese. Escola de engenharia da Universidade de São Paulo, 2007.
- [16] HOPPE FILHO, J. **Sistemas cimento, cinza volante e cal hidratada: mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concreto**. Tese. Universidade de São Paulo, 2008.

- [17] RIBEIRO, D. V. **Corrosão em Estruturas de Concreto Armado**. 1ª ed. Rio de Janeiro: ELSEVIER, 2014.
- [18] KÖLIÖ, A. et al. **Corrosion products of carbonation induced corrosion in existing reinforced concrete facades**. Cement and Concrete Research, v. 78, p. 200–207, 2015.
- [19] SHIO, C. et al. **Effects of superplasticizers on carbonation resistance of concrete**. Construction and Building Materials, v. 108, p. 48–55, 2016.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro. Junho, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584 - Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio**. Rio de Janeiro. Dezembro, 2012.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802 - Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica**. Rio de Janeiro. Fevereiro, 2013.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA DO AGREGADO NA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

JOÃO SILVA

Mestre
SENAI-PE
Pernambuco; Brasil
jricardops85@hotmail.com

REGINALDO GOMES

Pesquisador, D.Sc.
Instituto SENAI de Tecnologia
Pernambuco; Brasil
regigomesjunior@yahoo.com.br

MARIA FERREIRA

Professora, PhD
UNICAP
Pernambuco; Brasil
mgvxferreira@gmail.com

Resumo

Os estudos da expansão oriundas da reação álcali-agregado (RAA) são geralmente limitados pela heterogeneidade e tamanho dos agregados reativos. Neste sentido, este trabalho tem por objetivo estudar a influência da granulometria do agregado na RAA, utilizando agregado de uma pedreira da Região Metropolitana do Recife. Foram confeccionados corpos de prova de acordo com norma padrão, e foram realizadas medidas de expansão longitudinal no intuito de verificar o efeito do tamanho do agregado. Foram realizadas comparações dos percentuais das faixas granulométricas fornecidas pela ABNT NBR 15577-4 e os percentuais utilizados nesta pesquisa. Os resultados mostram a influência da granulometria no comportamento da expansão ao longo de 30 dias. A granulometria que mais influencia a expansão foi 0,6 mm e a menor expansão foi 0,15 mm. .

Palavra-chave: Reação Álcali Agregado, Potencial de expansão, efeito do tamanho do agregado, Barras de argamassa, ensaio acelerado.

Abstract

Studies of expansion arising from the alkali-aggregate reaction (AAR) are usually limited by the heterogeneity and size of reactive aggregates. In this sense, this work aims to study the influence of aggregate grading in the AAR, using aggregate from a quarry in the city of Recife. They were prepared test specimens according to standard procedure, and were carried out longitudinal expansion measures in order to verify the effect of the aggregate size. Comparisons of the percentage of particle sizes provided by NBR 15577-4 and percentages used in this research were conducted. The results show the influence of particle size on the behavior of the expansion over 30 days. The grain size that most influences the expansion was 0.6 mm and the lowest expansion was 0.15 mm.

Keywords: ALKALI AGGREGATE REACTION; POTENTIAL OF EXPANSION; EFFECT OF SIZE AGGREGATE, MORTAR BAR, ACCELERATED TEST.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INTRODUÇÃO

Uma grande variedade de tipos de agregados de uso comum em todo o mundo, em particular aqueles com uma composição siliciosa, são vulneráveis ao ataque pelo fluido alcalino dos poros de concreto. Este ataque, que em condições úmidas produz um gel higroscópico, pode causar fissuras, e perturbações do concreto. O mecanismo de degradação é denominado Reação Álcali Agregado (RAA) [1] .

O aumento da ocorrência de manifestações patológicas em estruturas de concreto oriundas da RAA tem sido motivo de preocupação no meio técnico nacional. A falta de ensaios seguros e eficazes para avaliação dos materiais utilizados na elaboração dos concretos e argamassas e o desconhecimento do meio técnico a respeito do assunto, podem ser considerados como os fatores responsáveis pelo agravamento da atual situação [2] .

No Brasil, a preocupação veio à tona, em relação à ameaça da reação, a cerca de 45 anos, principalmente quando do estudo dos materiais e concretos para as obras do Setor Elétrico, em particular as Hidroelétricas [3]. Em Pernambuco, especialmente na RMR - Região Metropolitana do Recife, em 2004, ano no qual ocorreu o colapso do Edifício Areia Branca, embora a RAA não tenha sido a causa principal do colapso, foi constatada a sua presença. Com isso gerou-se, no meio técnico, uma grande preocupação, o que provocou o desenvolvimento de estudos sobre o fenômeno, especialmente na RMR [4].

[5] explanam que alguns tipos de agregados podem apresentar-se quimicamente reativos aos álcalis presentes nos materiais constituintes do concreto e argamassa. Em relação à influência do agregado na RAA no concreto, [6] comenta que apesar de todos os agregados podem ser considerados reativos, apenas aqueles que realmente causarem danos ao concreto são motivo de preocupação.

[7] usaram uma combinação de experimentos e modelagem para estudar o efeito do tamanho de agregados na manifestação de RAA. Eles verificaram duas maneiras principais em que os tamanhos dos agregados podem afetar a evolução do dano: a propagação de fissuras em agregados de tamanhos diferentes, e as interações entre as regiões expandidas e as não expandidas.

Mesmo com diversas pesquisas realizadas, ainda existem grandes discursões no meio técnico devido às faixas granulométricas utilizadas na moldagem das barras de argamassa, pois há uma grande variação entre os resultados da influência do tamanho dos grãos do agregado para determinação das expansões geradas [8] .

No Brasil, uma das metodologias mais utilizadas para o ensaio de efeito de expansão do RAA, está presente na norma técnica [9] , a qual estabelece parâmetros de granulometria necessários para uma preparação de amostra padrão. No entanto, a distribuição granulométrica para a amostra padrão supracitada não leva em consideração a origem do agregado (formação geológica).

Assim, este trabalho visa a identificação da influência da granulometria de um tipo de agregado graúdo, proveniente de uma pedra localizada na Região Metropolitana do Recife, e seu efeito na expansão da RAA, como forma de comparação entre os resultados obtidos e a distribuição granulométrica prevista na norma ABNT NBR 15577.

MATERIAIS E MÉTODOS

Este ensaio foi realizado conforme metodologia da [9] , fazendo uma análise comparativa das expansões utilizando uma amostra padrão e cinco faixas granulométricas diferentes (A, B, C, D e E). A brita foi retirada de uma pedra da Região Metropolitana do Recife (RMR), e foi selecionada tomando como referência os trabalhos realizados por [10] , e [11] . Estes autores verificaram elevado potencial de reatividade álcali-agregado, nos agregados das principais jazidas da RMR.

O agregado citado anteriormente foi selecionado conforme metodologia da [12] . O mesmo foi triturado em triturador de mandíbula, peneirado, classificado em diferentes percentuais de faixas granulométricas (**Tabela 9**), lavado com água corrente (água da rede de abastecimento), secados em estufa a 110 °C por 24 h, e separados em massa para a preparação da amostra padrão conforme **Tabela 9**. O cimento escolhido foi o CP V, por motivo de disponibilidade.

A proporcionalidade dos materiais: cimento CP V, agregado miúdo, e água destilada, seguiram a prescrição da ABNT NBR 15577-4/08 [ref.], a qual determina a preparação de três barras prismáticas de argamassa com dimensões de 2,5 cm de largura, 2,5 cm de espessura, e 28,5 cm de comprimento, contando com uma relação de água destilada/cimento CP V de 206,8:440,0, bem como e uma proporção cimento CP V/agregado miúdo de 1:2,25.

Tabela 9 - Granulometria e quantidade do agregado miúdo para moldagem da amostra padrão

Composição dos Materiais			
Amostra	Granulometria do agregado miúdo (mm)	Massa %	Massa (g)
PADRÃO	2,36	10	99,0
	1,18	25	247,5
	0,6	25	247,5
	0,3	25	247,5
	0,15	15	148,5
Cimento CP V			440,0
Água destilada			206,8

A amostra padrão foi utilizada como referência. As amostras A, B, C, D e E, foram confeccionadas com o agregado triturado nas condições em que a massa de cada amostra fosse utilizado apenas a massa de apenas um agregado. A **Tabela 10** apresenta a massa das amostras A, B, C, D e E..

Tabela 10 - Composição das amostras

Composição dos materiais			
Amostra	Abertura da peneira (mm)	Massa %	Massa (g)
A	2,34	100	990,0
B	1,18	100	990,0
C	0,6	100	990,0
D	0,3	100	990,0
E	0,15	100	990,0
Cimento CP V			440,0
Água Destilada			206,8

a Os materiais constituintes: cimento, agregado e água, foram pesados e adicionados na cuba, misturados com a argamassadeira, e posteriormente foram moldados (Figura 11) em três corpos de prova para amostra padrão, e seis corpos de prova para cada uma das amostras A, B, C, D e E.



Figura 11 – Moldagem das barras de argamassa

Após a realização das moldagens, as barras padrão A, B, C, D e E, foram colocadas em câmara úmida, a 95%, com temperatura de 23 ± 2 °C, permanecendo por 24h. Após a desforma, as barras foram avaliadas dimensionalmente, em suas leituras iniciais, utilizando relógio comparador digital, conforme aparato apresentado na **Figura 12**.



Figura 12 - Aparato para avaliação dimensional do bloco prismático.

Após a realização das leituras iniciais, as barras de argamassa moldadas a partir de diferentes faixas granulométricas foram colocadas em recipiente (**Figura 13**) de armazenamento com água destilada, onde o conjunto foi aquecido a 80 ± 2 °C por 24 h.



Figura 13 - Condicionamento das amostras em tanque de imersão.

Posteriormente foram realizadas as medições das amostras na referência zero de tempo, conforme ABNT NBR 15577-4. Essa medida representa a primeira (zero) em relação à contagem dos dias, ou seja, do dia 0 ao dia 30. Ainda conforme a norma, as amostras foram medidas de acordo com determinados dias de imersão em solução de hidróxido de sódio (NaOH), com solução a $1 \pm 0,01$ N, e a uma temperatura de 80 ± 2 °C.

RESULTADOS

É possível observar que todas as amostras iniciam, simultaneamente, a aceleração das expansões, sendo iguais até o quarto dia de análise. Este fato pode ser observado na Figura 14, onde se encontram as rampas de aumento longitudinal da amostra. Os resultados indicam também que as amostras: padrão, B, C, e D, foram classificadas como reativa, no último dia de análise, pois ficaram acima do limite estabelecido pela ABNT NBR 15577-1 [ref.]. Os resultados da amostra padrão são compatíveis com os resultados obtidos por Arrais e Melo (2012), sendo que os demais não foram encontrados na literatura para uma comparação. Estes resultados serão analisados posteriormente em termos de reprodutividade, utilizando ferramentas para avaliar os desvios ocorridos durante a metodologia aplicada.

A partir do quarto dia de análise é observado que as amostras se diferem em termos de expansão. A amostra padrão atingiu o limite de expansão considerado como potencialmente inócuo, conforme a ABNT NBR 15577-1, em 16 dias, seguido pela amostra C. As amostras A e E, mantiveram inócuas até o período de 30 dias.

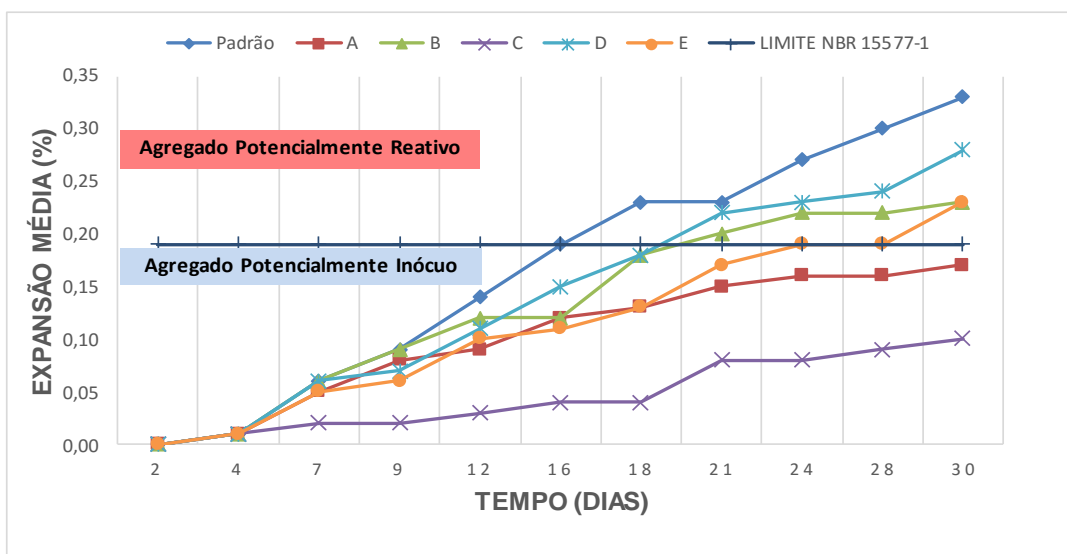


Figura 14 - Comparação entre as expansões longitudinais médias em função do tempo de imersão em solução

A Figura 15 apresenta o comportamento da expansão ao longo dos dias das amostras excluindo-se a amostra padrão. Nota-se que há semelhança entre todas as amostras ao longo do tempo no comportamento da expansão, todavia ligeiras diferenças são notadas nas idades de 12 e 16 dias, para a granulometria de 1,18 mm, o que se entende por uma possível região de transição.

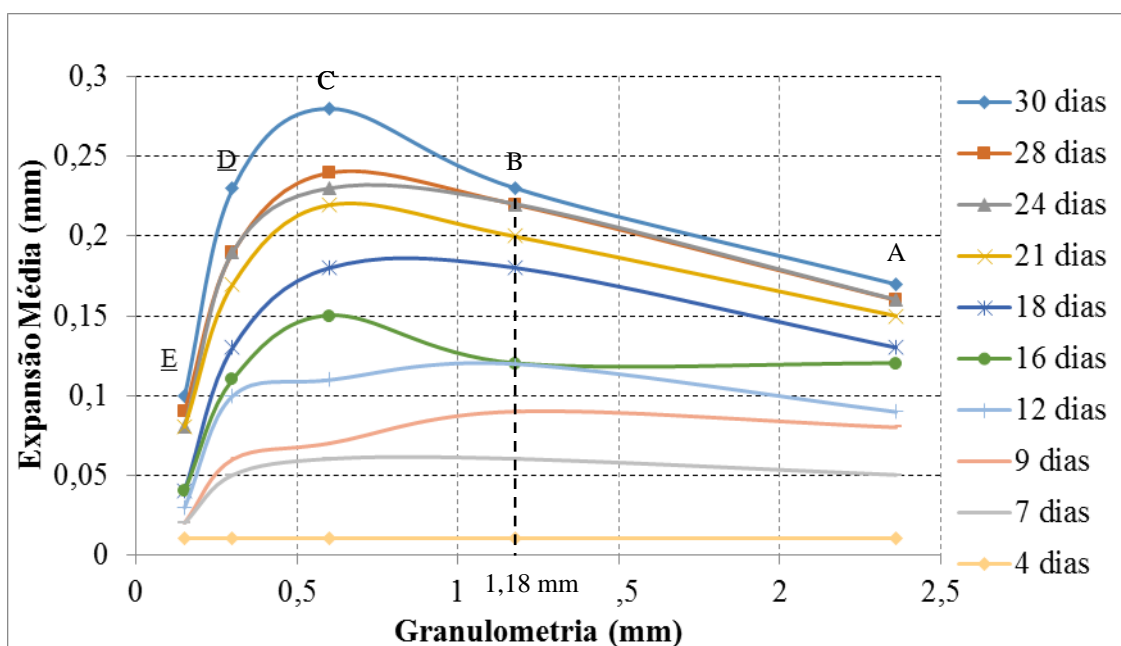


Figura 15 - Dinâmica da expansão das barras de argamassa

A comparação entre os resultados obtidos e a amostra padrão foi realizada a partir da normalização percentual, onde a soma das composições das amostras preparadas resultam em 100%, bem como a soma de todas as composições da amostra padrão também resulta em 100%. O resultado distribuído por cada granulometria é apresentado na Figura 16. Nesta comparação é possível afirmar que cada faixa granulométrica influencia de forma diferente na expansão da amostra padrão, sendo que todas as faixas granulométricas apresentaram valores divergentes da norma. Nota-se que na

granulometria de 2,36 mm há uma diferença superior a 5%, sendo a maior entre as comparações, o que indica a maior influência desta composição na expansão da amostra padrão. Nota-se também que a granulometria de 0,15 mm apresenta valor discrepante da norma, porém, diferente da granulometria de 2,36 mm, ou seja, o valor encontrado foi aproximadamente 5 % menor do que sugerido pela norma.

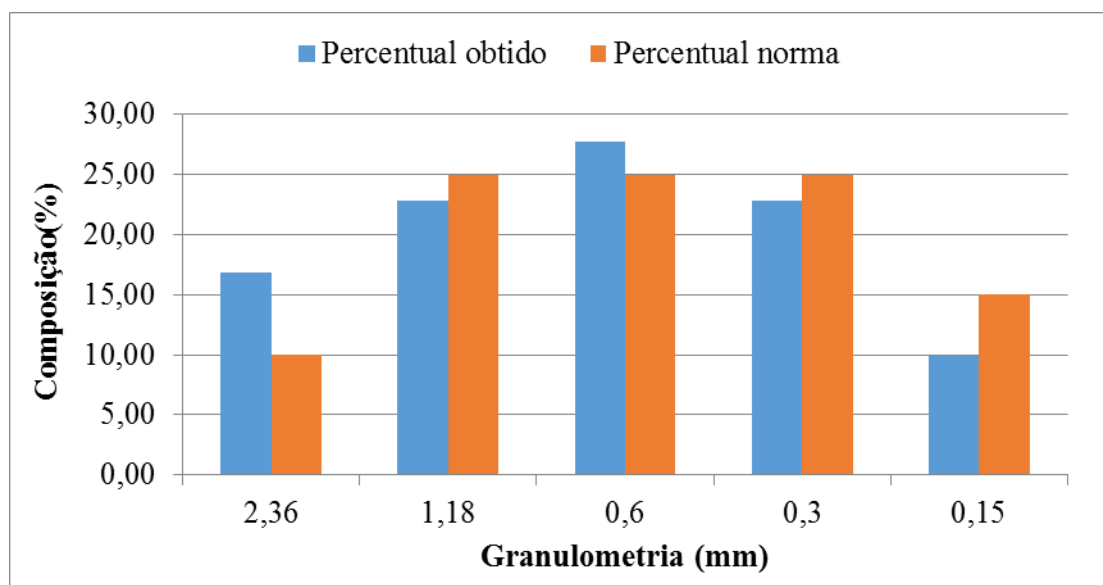


Figura 16 – Comparação percentual normalizada entre as amostras preparadas e a amostra padrão.

CONCLUSÃO

Foi possível obter amostras, em composições diferentes de granulometria, baseado nas distribuições granulométricas indicadas pela norma técnica ABNT NBR 15577-4. No quarto dia em diante é observado que as amostras possuem expansões diferentes, sendo que a amostra padrão atinge o limite de expansão como potencialmente inócua em 16 dias, seguido pela amostra C. As amostras A e E mantiveram-se inócuas até o fim do período de ensaio. Em comparação dessas amostras com uma amostra padrão segundo a mesma ABNT citada, os resultados dos ensaios em barras de argamassa mostram que a amostra C obteve maior expansão, de maneira que esta granulometria foi responsável pela maior influência na expansão para as barras padrão. Nota-se também que as amostras apresentam um comportamento semelhante na evolução da expansão ao longo dos dias de análise, com uma possível região de transição entre os dias 12 e 16, do tempo total de ensaio. Há necessidade de mais estudos para um melhor entendimento dos fatores que determinam expansões diferentes de um mesmo agregado em função de variação na granulometria. Acredita-se que, dependendo da textura da rocha, o quebraamento pode induzir uma concentração de determinado mineral em uma fração específica, tal como grãos de mica, originalmente de pequena dimensão, podem se concentrar nas frações menores resultando em uma expansão inferior àquela em que o quartzo reativo, originalmente maior, se concentrou.

Referência

- [1] Haha, M. B. Mechanical effects of alkali silica reaction in concrete studied by sem-image analysis. 2006. 232 f. Tese (Doutorado) - École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006.
- [2] Pecchio et al. Produtos da Reação Álcali-Silicato em Concretos de Edificações da Região do Grande Recife – PE. II Simpósio sobre Reação Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto - Brasil- 2006.
- [3] Andriolo, F.R.- “Reação Álcali-Agregado: Observação de Âmbito Internacional” I Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto-Goiânia- Brasil- 1997.
- [4] Andrade, T.- “Histórico de Casos de RAA Ocorridos Recentemente em Fundações de Edifícios na Região Metropolitana do Recife” II Simpósio sobre Reação Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto- Brasil- 2006.
- [5] Andriolo, et al. “Inspeção e controle de qualidade do concreto”. – São Paulo: NEWSWORK, 1993.
- [6] Ramachandran, VangipuramSeshachar. *Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science, and Technology*. 2. ed. New Jersey: NoyesPublications, 1995. 1153 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [7] Dunant et al. “Effects of aggregate size on alkali–silicereaction induced expansion”. *Cement And Concrete Research*, v. 42, p.745-751, 2012.
- [8] Dyer, Thomas. *Durabilidade do concreto*. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2015.
- [9] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15577- 4: Agregados — Reatividade álcali-agregado Parte 5: Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [10] Figueroa et tal. *O ataque da reação alcali-agregado sobre as estruturas de concreto*. Recife: Universitaria, 2007.
- [11] Arrais et tal. “Avaliação do comportamento de agregados graúdos de pedreiras da região metropolitana do recife, com relação à ras, frente a diferentes tipos de cimentos portland”. *Estudos Geológicos*, v. 22. 2012.
- [12] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15577- 2: Agregados - Reatividade álcali-agregado Parte 2: Coleta, preparação e periodicidade de ensaios de amostras de agregados para concreto.



INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO NA COMPRESSÃO AXIAL DE PRISMAS DE BLOCOS CERÂMICOS ESTRUTURAIS

A. PASKIEVISKI MACHADO
Graduação em Engenharia Civil
Universidade do Extremo Sul Catarinense
SC; Brasil
eng.alanpm@gmail.com

E. GUGLIELMI PAVEI ANTUNES
Msc. Engenharia Civil
Universidade do Extremo Sul Catarinense
SC; Brasil
elainegpa@unesc.net

RESUMO

A alvenaria estrutural apresenta uma crescente utilização no mercado nacional, pois surge com a proposta de obras menos custosas e com menor tempo de execução. Tal fato contribui para a execução de obras de interesse social, hoje principal mercado deste meio construtivo. Os materiais constituintes, junto com outros fatores, influenciam na qualidade final da estrutura, o que demonstra a importância de estudos que auxiliem na obtenção de um melhor aproveitamento estrutural evitando assim rupturas e/ou manifestações patológicas. A argamassa de assentamento é o elemento responsável pela unificação da estrutura formada por blocos cerâmicos ou de concreto e tem a importante função de tornar o sistema homogêneo. Diferentes resistências de argamassas, em função dos blocos, podem modificar o modelo ideal de ruptura e comprometer a resistência à compressão do sistema. O presente estudo visa analisar a influência que argamassas com diferentes resistências podem gerar em prismas com blocos estruturais cerâmicos grauteados e não grauteados, verificando assim, os modos de ruptura e a resistência à compressão axial. Para prismas não grauteados, as argamassas mais fracas tendem a sofrer esmagamentos, estando assim fora do modelo ideal de ruptura. O aumento da resistência da argamassa contribui até determinado ponto, após este, gera-se apenas misturas mais custosas sem ganhos na eficiência estrutural. Para a situação de prismas grauteados, argamassas com maiores resistências não apresentam ganhos significativos na resistência final do conjunto. Entende-se que o graute forma elementos capazes de suportar os esforços, no entanto eles iniciam um processo de expansão devido ao confinamento que ocasionam o rompimento.

Palavras-chave: Argamassa, Alvenaria Estrutural, Compressão, Modo de Ruptura.

ABSTRACT

The masonry has a growing use in the domestic market, it comes with the propose of less work, less costly and less execution time. This fact contributes to the execution of works of social interest, today the main market for this constructive means. The constituent materials, along with other factors influence the final quality of the structure, which demonstrates the importance of studies to help obtain a better structural use thus preventing breakage and/or pathological manifestations. The laying mortar is the element responsible for the unification of the structure formed of ceramic bricks or concrete and has the important function of making the homogeneous system. Different strengths of mortars, depending on the block, can modify the ideal model of breakage and compromise the resistance of the compression system. This study aims to analyze the influence of mortars with different resistances can generate prisms grouted structural ceramic blocks and not grouted, thereby determining the modes of rupture and resistance to axial compression. Not grouted prisms, weaker mortars tend to suffer crushing, thus being outside the ideal model of rupture. The increase in mortar strength contributes to a certain point, after this, generating only more costly mixtures without structural gains in efficiency. To the situation of grouted prisms, mortars with higher resistances have no significant gains in the final resistance of the assembly. It is understood that the grout form elements able to withstand the stresses, however they initiate a process of expansion due to confinement that cause the breakup.

Keywords: Mortar, Masonry Structural, Compression, Burst Mode.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INTRODUÇÃO

As alvenarias de caráter estrutural diferem-se das convencionais pelo fato de agregar a função de suportar os esforços mecânicos da construção, além da vedação que é comum aos dois métodos construtivos (CAMACHO, 2006)[1]. Esse processo de construção, na forma que se conhece hoje, foi introduzido no Brasil na década de 60 e foi sendo aprimorado conforme a melhoria das técnicas e o desenvolvimento das normas brasileiras (FRANCO, 1992)[2]. Sua utilização tem se intensificado principalmente em obras de interesse social, onde existe a exigência de construções mais rápidas e de menor custo, fatores estes que dependem da qualidade e eficiência na execução. Zampieri (2006, p. 20)[3] entende que:

“Este sistema construtivo dispensa a utilização da estrutura convencional de concreto armado e, com isto, várias vantagens são observadas: a racionalização do processo construtivo; a redução de utilização de mão-de-obra; a redução do tempo de execução; minimização das improvisações e desperdícios e, conseqüentemente, a redução de custos. Desta forma é possível racionalizar a indústria da construção civil, aumentando sua qualidade, produtividade e gerando uma economia significativa. Estas vantagens vão ao encontro de uma grande necessidade brasileira: a diminuição do déficit habitacional.”

Devido ao crescimento da utilização desse processo é necessário ampliar o conhecimento acerca do mesmo, visando edificações de melhor desempenho, o que inclui as habitações de interesse social. Portanto, percebe-se a importância do estudo em torno desta tipologia construtiva.

O principal conceito ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão das ações através de tensões de compressão, sendo esta uma das propriedades mecânicas mais importantes a serem avaliadas (CORRÊA, 2003)[4]. Esta propriedade depende de fatores como as dimensões e formato dos blocos, arranjos verticais e horizontais das juntas, anisotropia das unidades, qualidade da execução, condições de cura e propriedades mecânicas dos materiais constituintes (GOMES, 2001)[5].

A argamassa de assentamento consiste no princípio de unificação das unidades de alvenaria em uma estrutura única. Tem como composição geral a presença de um ou mais aglomerantes (cimento e cal), agregado miúdo (areia) e água em quantidade suficiente a fim de fornecer trabalhabilidade. (MOHAMAD, 1998)[6].

Segundo Roman (1991)[7], “A principal função da argamassa, estruturalmente, é a transferência uniforme das tensões entre os tijolos e os blocos, compensando as irregularidades e as variações dimensionais dos mesmos”.

As argamassas mais indicadas para uso em alvenarias estruturais são as mistas, que trazem a combinação da cal, responsável pelo aumento da trabalhabilidade, e o cimento, que aumenta a resistência à compressão da mistura, entretanto, tem-se uma gama de combinações que podem ser definidas.

Em alvenarias estruturais faz-se o uso do graute de enchimento em alguns pontos definidos em projeto. Sua utilização auxilia no posicionamento das armaduras nos furos, absorve esforços verticais e aumenta a rigidez do conjunto, principalmente quanto às cargas horizontais (GOMES, 1974)[8].

De acordo Mohamad (1998)[6], “Para diferentes tipos de unidades, argamassas e grautes, o comportamento do “material alvenaria” apresenta diferenças, seja no modo de ruptura, seja na resistência desta comparada com a resistência dos componentes que a constituem”.

Definir o modo de ruptura atuante na alvenaria torna-se necessário a fim de avaliar o mecanismo em que o conjunto tende a entrar em colapso. O traço da argamassa deve ser em função da tipologia e resistência do bloco escolhido em projeto, de forma que a ruptura aconteça por tração na unidade, com eventuais esmagamentos localizados (RIZZATTI, 2011)[9].

O presente estudo visa analisar a influência que argamassas com diferentes resistências podem gerar em prismas com blocos estruturais cerâmicos grauteados e não grauteados, verificando assim, os modos de ruptura e a resistência à compressão axial.

MATERIAIS E MÉTODOS

Para analisar a influência que diferentes argamassas exercem nos prismas cerâmicos, há inicialmente, a necessidade de garantir que elas sejam o único elemento que varie dentro do estudo. Portanto, primeiramente fez-se uma análise dos elementos envolvidos, neste caso, blocos, argamassas e graute, de maneira isolada, a fim de se obter as padronizações necessárias à pesquisa. A Figura 1 apresenta as análises realizadas antes da elaboração dos prismas.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

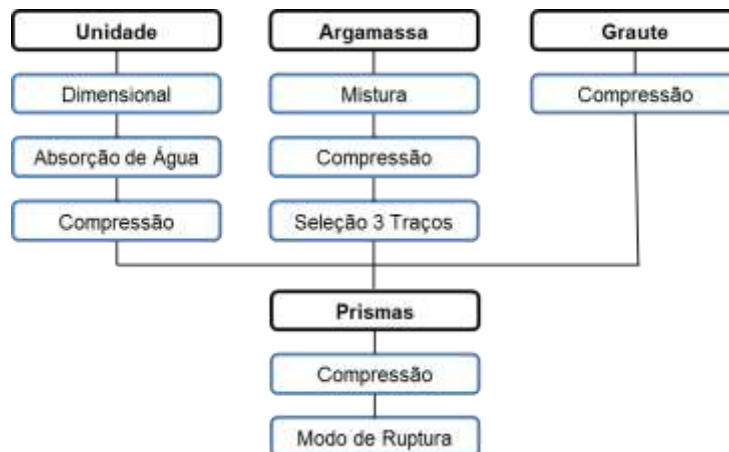


Figura 1: Etapas do trabalho

2.1 Unidade

Os blocos cerâmicos estruturais utilizados, conforme Figura 2(a), são provenientes de uma empresa localizada no sul do estado de Santa Catarina, sendo fixa sua dimensão padrão de 14x19x29cm.

A amostragem selecionada foi de 13 blocos, conforme especificação da ABNT NBR 15270-2:2005[10].

As primeiras verificações efetuadas referiam-se à variação dimensional, a análise de esquadro, planeza das faces e a absorção de água, realizadas com o intuito de avaliar a conformidade do referido bloco perante a ABNT NBR 15270-3:2005[11].

Após esta etapa, foram ensaiados blocos à compressão axial, conforme Figura 2(b), com o objetivo de se conhecer a resistência média à compressão das unidades e, assim, elaborar os traços das argamassas em função do valor encontrado.

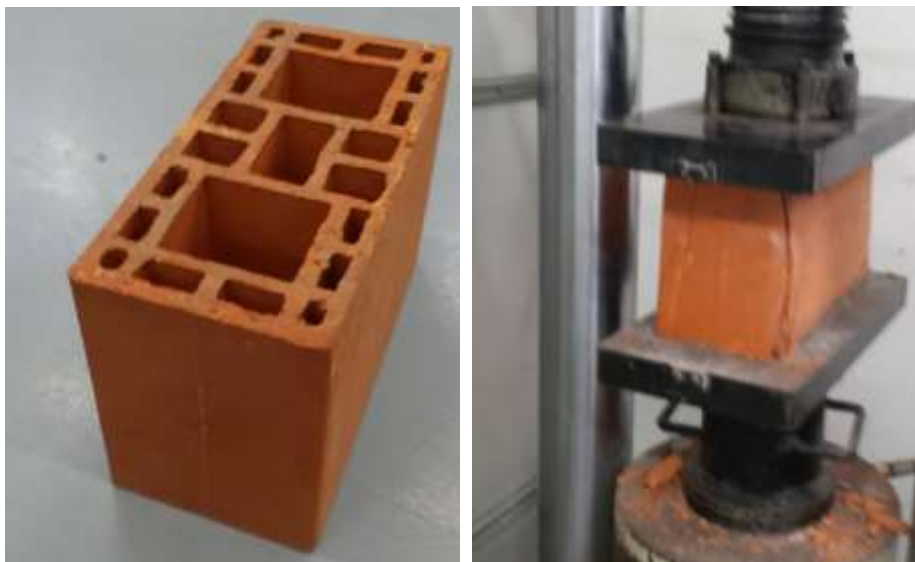


Figura 2: (a) Bloco utilizado no estudo. (b) Compressão de bloco cerâmico capeado



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Conforme a Tabela 1, a média das compressões axiais é de 12,10 MPa com um desvio padrão de 1,06.

Tabela 1: Resultados de Compressão axial de bloco cerâmico

CP	Área (mm ²)	Força (kN)	Compressão (Mpa)
1	39229,26	469,3	11,96
2	40191,01	461,1	11,47
3	39944,13	521,4	13,05
4	39757,94	478,9	12,05
5	39988,94	400,3	10,01
6	39812,45	540,2	13,57
7	39708,04	457,0	11,51
8	40188,38	429,0	10,67
9	39954,66	540,9	13,54
10	39911,46	473,9	11,87
11	40006,96	518,1	12,95
12	39805,87	507,2	12,74
13	39368,28	470,6	11,95
Resistência Média			12,10
Desvio Padrão			1,06
Coeficiente de Variação - CV (%)			8,76%

2.2 Argamassas de assentamento

A ABNT NBR 15812-1:2010[12] sugere que a resistência da argamassa de assentamento para alvenaria estrutural de blocos cerâmicos seja no mínimo de 1,5 MPa e no máximo de 70% da resistência característica à compressão dos blocos estruturais.

Nesta pesquisa definiu-se como objeto de estudo a análise de argamassas com resistências que variavam em torno de 50%, 100% e 150% em relação à resistência axial média dos blocos (fcb) de 12,10 MPa, Tabela 2.

Portanto, elaboraram-se diferentes traços com o intuito de gerar argamassas com as especificadas resistências. Os traços elaborados estão representados na Tabela 3 e tiveram como auxílio bibliográfico as normas internacionais ASTM C 270 (2008)[13], BS 5628-1 (1992)[14] e EN 998-2 (2003)[15].

Tabela 2: Compressão axial do bloco estudado

Traços	Compressão (Mpa)
fcb x 0,5	6,05
fcb x 1,0	12,1
fcb x 1,5	18,15

Tabela 3: Traços de argamassa mista

Mistura	Traço (cim:cal:areia)	Consistência (mm)	Fator a/c
1	1:0,5:2	255	0,61
2	1:0,4:3,2	262	0,65
3	1:0,25:2	260	0,51
4	1:0,25:3	258	0,59
5	1:0,25:4	260	0,68
6	1:0,25:5	265	0,8
7	1:0,25:6	261	1,08
8	1:0,25:7	265	1,08

A quantidade de água respeitou a determinação da ABNT NBR 13276:2005[16], que recomenda um índice de consistência de 260 +/- 5mm, ensaiado através da mesa de índice de consistência.

Após as misturas, realizou-se a compressão com 7 dias dos corpos de prova (Tabela 4), sendo 3 corpos por mistura, para posterior seleção dos traços que melhor se adequariam a proposta do estudo.

Tabela 4: Resultado de compressão axial da argamassa

Traço (cim:cal:areia)	Compressão Média (Mpa)	Desvio Padrão
1:0,5:2	14,60	0,76
1:0,4:3,2	11,87	0,45
1:0,25:2	19,05	0,73
1:0,25:3	14,13	0,50
1:0,25:4	10,94	0,08
1:0,25:5	9,65	0,23
1:0,25:6	5,28	0,18
1:0,25:7	3,82	0,38

Após a compressão das argamassas, selecionou-se o traço 1:0,25:2 por apresentar uma resistência média de 19,05 MPa, aproximando-se de $f_{cb} \times 1,5 = 18,15$ Mpa. Para $f_{cb} \times 1,0 = 12,10$ MPa, selecionou-se o traço 1:0,4:3,2 e para $f_{cb} \times 0,5 = 6,05$ MPa, selecionou-se o traço 1:0,25:6.

Com isso para facilitar a leitura dos dados, as argamassas passaram a ser nomeadas em A50, B100 e C150, respectivamente, para $f_{cb} \times 0,5$, $f_{cb} \times 1,0$ e $f_{cb} \times 1,5$.

2.3 Graute

O graute utilizado no estudo é de produção industrializada, sendo sua utilização ajustada conforme recomendações do fabricante que determina um fator de água de 0,12 L/kg de material, e que pode conferir a mistura uma resistência à compressão de 35 MPa aos 3 dias.

A ABNT NBR 5739:2007[17] define as especificações para o ensaio a compressão do graute.

Se determinou a resistência à compressão simples aos 7 dias, já que este é o período de compressão dos prismas, demonstrado na Figura 3, obtendo um resultado médio de 34,84MPa.

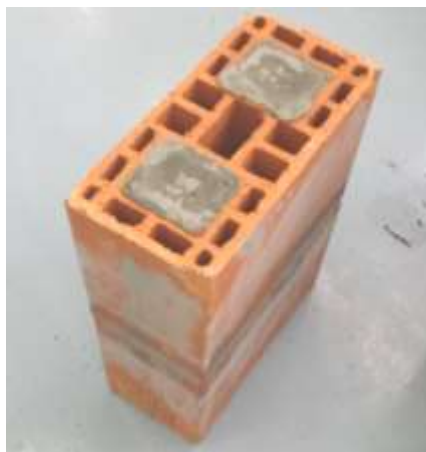


Figura 3: Prisma grauteado antes do capeamento

2.4 Prismas

A fabricação dos prismas, Figura 4, seguiu as recomendações do anexo A da NBR 15812-2:2010[18], tendo sido adotada uma espessura de argamassa fixa de 10 +/- 3 mm, conforme especificação.

O grauteamento foi realizado após 24 h de assentamento dos prismas, para posterior capeamento das faces.

Os prismas foram submetidos ao ensaio de compressão axial a fim de extrair os dados de resistência e análise dos modos de ruptura com a variação dos tipos de argamassas.



Figura 4: Prisma capeado

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Juntamente com o assentamento dos prismas, foram fabricados corpos de prova das argamassas utilizadas, a fim de assegurar a resistência obtida nas primeiras etapas do trabalho.

Foram ensaiados 3 corpos de prova por mistura e conforme a Tabela 5 observou-se que os resultados de compressão média aproximaram-se do que havia sido estabelecido, validando esta característica para o estudo.

Tabela 5: Resultado de compressão axial da argamassa

Mistura	Traço (cim:cal:areia)	Compressão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão
A50	1:0,25:6	4,53	4,65	0,11
		4,67		
		4,74		
B100	1:0,4:3,2	12,06	12,03	0,11
		11,91		
		12,13		
C150	1:0,25:2	17,94	18,05	0,16
		17,98		
		18,23		

3.1 Análise de argamassas em prismas não grauteados

Após a confecção dos prismas realizou-se os ensaios de compressão aos 7 dias, já que este foi o período em que as argamassas atingiram a resistência necessária à proposta do estudo, analisando individualmente os resultados com seus respectivos modos de ruptura.

Tabela 6: Compressão axial de prismas não grauteados

Mistura	Compressão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão
A50	4,59	4,31	0,59
	4,16		
	4,93		
	3,55		
B100	7,56	7,22	1,29
	8,79		
	6,78		
	5,73		
C150	6,67	7,84	0,92
	8,42		
	8,72		
	7,55		

Para a argamassa A50, conforme Tabela 6, observou-se que a resistência à compressão se aproxima da média da argamassa quando ensaiada de forma individual que era de 4,65 MPa, sendo assim surge a hipótese de que o prisma rompe por compressão da argamassa.

Tal sugestão é comprovada através da análise do modo de ruptura demonstrado através da Figura 5 (a), onde se verificou o esfacelamento, com posterior surgimento de fissuras nos blocos.

As rupturas com argamassas mais fracas apresentaram fissuração lenta devido ao fato de existir maior ductilidade, os blocos transmitem a compressão causando assim o esmagamento da argamassa.

Com o aumento da resistência da argamassa para a condição B100, observou-se um aumento significativo da resistência do prisma.

Cabe destacar o fato de que o prisma obteve resistência inferior à argamassa e a unidade quando avaliadas de forma individual, isso se deve ao fato de que quando combinadas as unidades apresentam comportamento diferente devido as diferentes tensões criadas.

Essa perda de resistência se deu ao fato de que o prisma rompeu por tração no bloco, efeito causado pelo confinamento da argamassa que por sua vez transmite tensões verticais para a unidade.

Esta afirmação se confirmou com a análise do modo de ruptura analisada na Figura 5 (b).

Através da Figura 5 se observou a integridade parcial da argamassa e seu deslocamento lateral, trazendo através da tensão exercida a parede do bloco, causando a ruptura por tração da unidade.

Para a situação com argamassa C150, encontrou-se os resultados dispostos na Tabela 6.

Pode se destacar um leve acréscimo na resistência à compressão, porém não significativo em relação à situação anterior. A ruptura, conforme Figura 5 (c), demonstrou o mesmo modelo, através da tração gerada da argamassa para a unidade. Destacou-se ainda uma ruptura mais explosiva quando comparada as demais, provenientes do fato da argamassa apresentar menos ductilidade.



Figura 5: Ruptura de prismas. (a) Argamassa A50. (b) Argamassa B100. (c) Argamassa C150

A fim de unificar as informações, os dados foram computados em um gráfico que analisou todas as condições com o objetivo de verificar a influência da resistência da argamassa na compressão axial de prismas não grauteados.

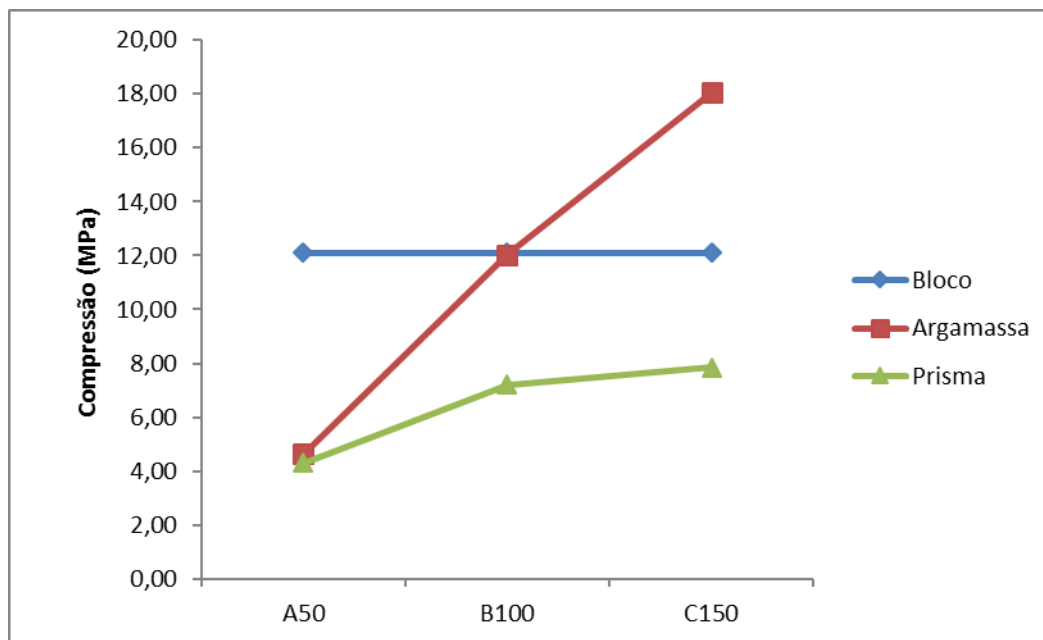


Figura 6: Influência da argamassa na compressão de prismas não grauteados

Conforme a Figura 6 destacou-se que para a condição A50 há uma sobreposição das resistências à compressão da argamassa e do prisma, o que justificou o esmagamento da mesma como condição de ruptura. Com o aumento da resistência da argamassa, observou-se que o prisma mantinha resistências inferiores aos elementos constituintes e próximos a 7 MPa, tal fato se deve ao rompimento por tração da unidade, que tende a ser inferior a compressão axial simples.

3.2 Análise de argamassas em prismas grauteados

Os prismas grauteados foram ensaiados no mesmo período do modelo não grauteado obtendo os resultados conforme Tabela 7.

Tabela 7: Compressão axial de prismas grauteados

Mistura	Compressão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão
A50	10,24	12,03	1,52
	13,63		
	11,37		
	12,89		
B100	12,17	12,62	0,58
	13,41		
	12,19		
	12,70		
C150	14,15	12,76	0,99
	12,23		
	11,91		
	12,74		

Diante dos resultados, observou-se que mesmo existindo dentro da estrutura o elemento mais frágil sendo neste caso a argamassa A50, o prisma rompeu com resistência média próxima à resistência do bloco quando ensaiado individualmente.

Tal fato poderia estar relacionado com o elemento mais resistente do prisma, o graute, que agiu mantendo a estrutura do conjunto. Denota-se assim o funcionamento conjunto dos materiais formando um sistema de alvenaria.

Após o rompimento, os “pilaretes” formados pelo graute continuavam íntegros, entretanto, a partir de determinada carga aplicada sua deformação contribuía para a ruptura. Essa afirmação se confirma através do modo de ruptura demonstrado na Figura 7 (a), onde se destacou o deslocamento das paredes e aparecimento de fissuras distribuídas no sentido vertical, fatores provenientes da expansão do graute de enchimento dos septos à medida que a carga era induzida.

Com o aumento da resistência da argamassa para a condição B100, cujas resistências à compressão da unidade e da argamassa são próximas, obteve-se a resistência dentro do mesmo mecanismo de ruptura da situação anterior, evidenciado pelo modo de ruptura na Figura 7 (b).

Novamente observaram-se fissuras verticais e deslocamento das paredes dos blocos ocasionadas pela expansão do graute, que devido a uma microfissuração interna tende a ficar confinado pela unidade e argamassa, causando o efeito demonstrado.

A última situação para prismas grauteados partiu da utilização da argamassa C150, que possuía resistência superior a unidade.

Para esta situação o aumento da resistência da argamassa não foi suficiente a fim de diminuir a tração que a expansão do graute causava na estrutura, sendo o modo de ruptura semelhante ao das situações anteriores, conforme Figura 7 (c), onde se observou novamente o deslocamento e fissuras verticais no sentido transversal do bloco.



Figura 7: Ruptura de prismas. (a) Argamassa A50. (b) Argamassa B100. (c) Argamassa C150

A fim de unificar as informações, os dados foram computados em um gráfico que analisou todas as condições a fim de verificar a influência da resistência da argamassa na compressão axial de prismas grauteados.

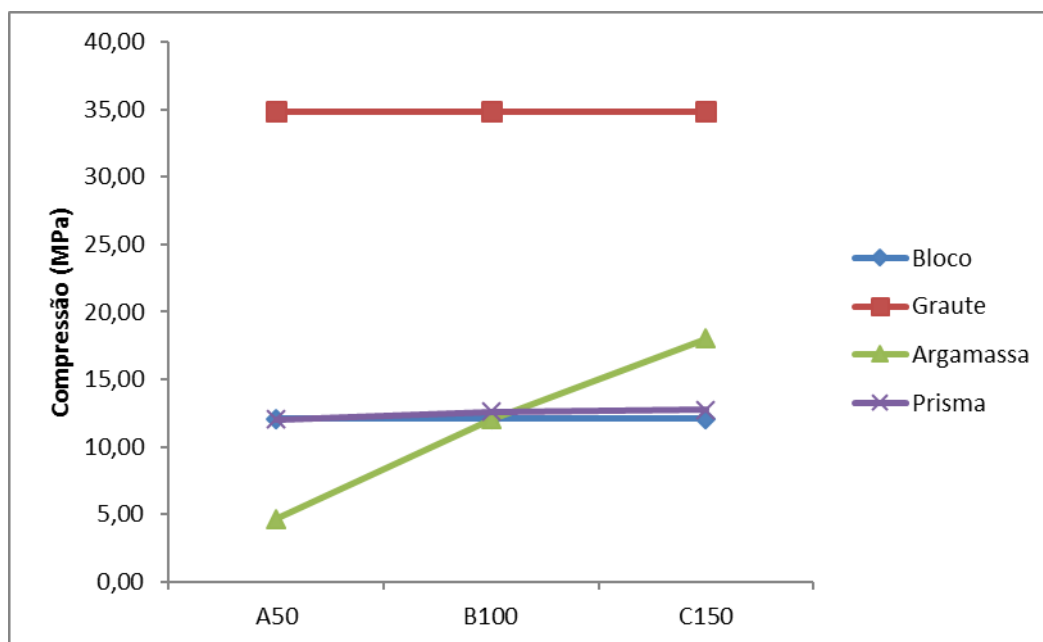


Figura 8: Influência da argamassa na compressão de prismas grauteados

Conforme a figura 8, dentro das condições do estudo, pode-se destacar que o aumento da resistência da argamassa não contribuiu de forma significativa na resistência final de prismas grauteados. Esse fato acontece devido ao graute utilizado no estudo possuir uma resistência à compressão extremamente superior aos demais elementos, e diante do início de sua expansão devido ao confinamento, os demais elementos não possuíram capacidade de absorver as tensões verticais de tração, levando ao colapso em mesmos níveis de resistência.

CONCLUSÕES

Analisar elementos constituintes de uma alvenaria estrutural de forma individual é essencial a fim de elaborar traços eficientes e econômicos, além de obter conhecimento dos materiais utilizados. Entretanto, é de suma importância à elaboração de prismas que simulem a condição real de utilização, já que o comportamento se torna diferenciado, pois há uma combinação de tensões geradas entre os diversos materiais presentes.

Para as situações não grauteadas, observa-se que misturas mais fracas que os blocos tendem a igualar a compressão individual da própria argamassa, o que leva o mecanismo a romper por esmagamento, que segundo a bibliografia não é a forma ideal de ruptura.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Com o aumento da resistência obtêm-se esforços a tração nas unidades, passando a ser este o modo de ruptura ideal ao conjunto. Porém, a partir de determinada resistência observa-se que não há melhoras no desempenho dos prismas, logo novos aumentos na resistência da argamassa acarretariam apenas em materiais com menos trabalhabilidade e mais custosos, já que necessitaria de maior quantidade de cimento.

Segundo o trabalho apresentado, para os materiais definidos, o aumento da resistência em argamassas, em prismas grauteados, não contribui de forma significativa para os valores de compressão final da alvenaria.

Torna-se interessante um estudo que avalie prismas com blocos de diferentes resistências a compressão e ensaios de tração por compressão diametral, além de verificar grautes com menores resistências para verificar se tais alterações influenciam de forma significativa no mecanismo de ruptura.

REFERÊNCIAS

- [1] CAMACHO, J. “Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural”. Ilha Solteira – SP: Universidade Estadual Paulista. Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural, 2006.
- [2] FRANCO, L. S. “Aplicação de Diretrizes de Racionalização Construtiva Para a Evolução Tecnológica dos Processos Construtivos em Alvenaria Estrutural Não Armada”. São Paulo. Tese (Doutorado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1992.
- [3] ZAMPIERI, L. “Análise do Comportamento de Prismas Grauteados de Alvenaria Estrutural Cerâmica”. 2006. 160p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Univ. Fed. Santa Maria – RS
- [4] CORRÊA, M. R. S. *Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural*. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2003.
- [5] GOMES, I. R. “Simulação Numérica do Ensaio de Compressão de Prismas de Alvenaria Pelo Método dos Elementos Finitos Com Comportamento de Interface”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.
- [6] MOHAMAD, G. “Comportamento Mecânico na Ruptura de Prismas de Blocos de Concreto”. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSC, 1998.
- [7] ROMAN, H. R.. “Argamassas de Assentamento Para Alvenarias”. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de Engenharia Civil, 1991.
- [8] GOMES, N. S. “A Resistência das Paredes de Alvenaria” - Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1974.
- [9] RIZZATTI, E. *et al. Modo de Ruptura, Deformabilidade e Resistência de Pequenas Paredes Estruturais. Ambient. constr.* 2011, vol.11, n.3, p. 7-22.
- [10] ABNT. NBR 15270-2: *Componentes Cerâmicos – Parte 2: Blocos Cerâmicos Para Alvenaria Estrutural – Terminologia e Requisitos*. Rio de Janeiro, 2005.
- [11] ABNT. NBR 15270-3: *Componentes Cerâmicos – Parte 3: Blocos Cerâmicos Para Alvenaria Estrutural e de Vedação – Métodos e Ensaio*. Rio de Janeiro, 2005.
- [12] ABNT. NBR 15812-1: *Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projetos*. Rio de Janeiro, 2010.
- [13] AMERICAN STANDARD TEST METHOD. ASTM C 270. *Mortar for unit masonry*. Philadelphia: ASTM, 2008.
- [14] BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5628-1: *Code of practice for use masonry – Part 1: Structural use of unreinforced masonry*. London: BSI, 1992.
- [15] EUROPEAN STANDARD. EN 998-2: *Specification for mortar for masonry – Part 2: Masonry Mortar*. Brussels: European Commission, 2003.
- [16] ABNT. NBR 13276: *Argamassa de Assentamento e Revestimento de Paredes e Tetos – Preparo da Mistura e Determinação do Índice de Consistência*. Rio de Janeiro, 2005.
- [17] ABNT. NBR 5739: *Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- [18] ABNT. NBR 15812-2: *Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 2: Execução e Controle de Obras*. Rio de Janeiro, 2010.



INFLUÊNCIA DO ENVELHECIMENTO NATURAL NA REFLETÂNCIA DE TELHAS DE FIBROCIMENTO SEM AMIANTO

T. COELHO

Arquiteta, Mestranda
FEC/UNICAMP
SP/Brasil
thamyscoelho@gmail.com

C.GOMES

Professor Doutor
FEC/UNICAMP
SP/Brazil
cemgomes@fec.unicamp.br

K.DORNELLES

Professora Doutora
IAU/USP
SP/Brasil
kelend@sc.usp.br

RESUMO

No Brasil, as telhas onduladas de fibrocimento são caracterizadas como um componente construtivo de baixo custo, especialmente voltado à população de baixa renda. Também, este segmento corresponde a mais de 50% do setor de cobertura do país. Em sua composição, uma telha de fibrocimento sem amianto possui cerca de 75% de cimento Portland, 20% de calcário e 5% de fibras naturais e sintéticas. Dessa forma, como elemento de cobertura, está susceptível aos fenômenos da carbonatação e eflorescência, bem como deposição de fungos. A carbonatação, inerente aos compostos cimentícios, ocorre naturalmente mediante sua exposição ao CO₂ presente na atmosfera. O fenômeno da eflorescência, por sua vez, provém de processos cíclicos de saturação e secagem da água da chuva, que implica na lixiviação e impregnação, em sua superfície, de compostos ricos em Ca(OH)₂, potencializando a carbonatação. Ambos os processos, em via de regra, levam ao clareamento da superfície das telhas. Por outro lado, este elemento construtivo, quando instalado em coberturas com pouca inclinação e insolação, tende a escurecer mediante deposição de matéria orgânica e proliferação de fungos. A fim de analisar o desempenho térmico de telhas onduladas de fibrocimento após processos de envelhecimento natural, mediu-se a refletância à radiação solar em amostras retiradas destes elementos após 36 meses de exposição, comparando-as com as propriedades das telhas novas, com 28 dias de idade. O estudo permite concluir que, com relação às telhas novas com 28 dias de idade, as telhas carbonatadas apresentam os menores absorvâncias solares médias, enquanto que aquelas com presença de fungos apresentaram os resultados mais críticos. Palavras-chave: fibrocimento sem amianto, envelhecimento natural, carbonatação, eflorescência, conforto térmico.

ABSTRACT

In Brazil, the non-asbestos fiber cement roof tiles are characterized as a low cost component especially focused on the low-income population. Also, this segment accounts for over 50% of the country coverage sector. In its composition, a non-asbestos fiber cements roof tiles shingle about 75% Portland cement, 20% lime, and 5% of natural and synthetic fibers. Thus, as the cover member is susceptible to the phenomena of carbonation and efflorescence and deposition of fungi. The Carbonation process is inherent to cementitious compounds, naturally occurring through its exposure to CO₂ in the atmosphere. The phenomenon of efflorescence, in turn, derives from cyclic processes of saturation and drying with rain water, which implies the leaching and impregnation, on its surface, of compounds rich in Ca(OH)₂, increasing the carbonation. Both processes lead to whitening of the tiles' surface. Moreover, this construction component, when installed in roofs with shallow pitch and insolation tends to darken upon deposition of organic matter and fungal proliferation. In order to analyze the thermal performance of corrugated sheets of asbestos cement after natural aging processes, it measured the reflectance of solar radiation on the samples taken of these elements after 36 months, comparing them with new 28 days of age tiles properties. The study shows that with respect to the 28 days old new tiles, the carbonated ones have the lowest average solar absorptance, while those with the presence of fungi presented the most critical results.

Keywords: non-asbestos fiber cement, natural aging, carbonation, efflorescence, thermal performance.

1. INTRODUÇÃO

O mercado brasileiro de telhas para coberturas produz, anualmente, quatrocentos e vinte milhões de metros quadrados, sendo, deste total, 46,7% em fibrocimento, 37,4% em cerâmica, 11,7% em aço, 2,29% em alumínio e 1,82% demais



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



materiais [1], sendo que o segmento de fibrocimento apresenta, isoladamente, a segunda maior participação no faturamento anual das indústrias brasileiras de produtos do cimento [2]. A expressiva participação das telhas onduladas de fibrocimento neste segmento se justifica especialmente por seu baixo custo, sendo, então, um elemento construtivo mais acessível à parcela da população de baixa renda.

Tal realidade, associada ao fenômeno da autoconstrução, que, no Brasil, é o modo mais comum de provisão da habitação popular [3], e a inexistência de forros e lajes na maior parcela destas moradias, revela a importância desse componente construtivo, em especial, no que se refere ao conforto ambiental nestes lares. O tipo de material das telhas determinará a quantidade de radiação transmitida para o interior da edificação, contribuindo para a elevação da temperatura do ar interna [4]. Apenas o sistema de cobertura é responsável por até 70% das trocas térmicas de uma edificação, ou seja, possui papel protagonista nos aspectos relacionados eficiência energética [5], principalmente no caso de edificações térreas.

Uma cobertura pode ser chamada de *energeticamente eficiente* quando, entre outras características, possui alta *refletância solar*, ou seja, diminui-se a temperatura superficial do material para que uma quantidade de calor menor penetre na construção ou menos calor seja transferido para o ambiente interno [6]. Estratégias tais como a manipulação de cores da cobertura, para diminuir o consumo energético com condicionamento de ambientes das edificações, aplicadas por KONOPACKI et al. em [7]; bem como a utilização de coberturas frias ("cool roofs") nas edificações [8]; relacionam-se à da absorvância solar, que influencia consideravelmente sobre os ganhos de calor solar das telhas.

As matérias-primas utilizadas na fabricação das telhas onduladas de fibrocimento sem amianto são: a matriz cimentícia (75%), cargas minerais (como o calcário e a sílica ativa) (20%), com reforço de fibras (5%) que podem ser sintéticas e/ou celulósicas, com variações de concentração (teores em massa). Dessa maneira, adquire resistência e a durabilidade elevadas, sendo a leveza e sua pequena espessura as principais vantagens na utilização desse material [9]. Como componente da cobertura, essas telhas estão sujeitas à deterioração, devido ao tempo de exposição aos agentes ambientais como chuvas, poluição e radiação solar.

Conforme [10] e [11] a carbonatação resulta de uma reação química entre as componentes do cimento e o dióxido de carbono presente na atmosfera, diminuindo, assim, a porosidade do material. Já a eflorescência está relacionada à lixiviação de alguns compostos, tal como a portlandita (hidróxido de cálcio), que prejudica o desempenho mecânico das telhas [12] [13]. A proliferação de fungos em materiais de base cimentícia é devida a fatores tais como localização e os agregados associados ao cimento Portland, como mostra o estudo de [14], onde os exemplares pesquisados advindos de cidades com menor amplitude térmica, temperaturas médias e umidade relativa do ar apresentaram menor concentração de fungos.

Constitui-se como objeto deste artigo a análise do desempenho térmico das telhas onduladas de fibrocimento sem amianto, submetidas ao envelhecimento natural, especialmente após sofrerem processos de carbonatação e eflorescência, bem como deposição de microrganismos filamentosos (fungos) em sua superfície.

Para verificar a interferência dessas alterações patológicas no desempenho destes elementos construtivos, foram realizadas análises de refletância das telhas.

2. ENVELHECIMENTO NATURAL

A literatura apresenta dois processos pelos quais os materiais de base cimentícia podem envelhecer: naturalmente (expostos à ação do tempo e a periodicidade da manutenção da estrutura em serviço); e de modo acelerado, em laboratório, a fim de simular situações naturais de envelhecimento e compreender a influência destas sobre as características físico-químicas do material.

O envelhecimento natural das telhas onduladas de fibrocimento pode alterar o comportamento da *absortância solar* do componente, presumindo-se que fenômenos como a carbonatação, eflorescência e a deposição de fungos alteram as características superficiais naturais do material. Absortância solar pode ser definida como o "Quociente da taxa de radiação solar absorvida por uma superfície pela taxa de radiação solar incidente sobre esta mesma superfície" [15]. Ou seja, é um indicador de desempenho térmico relacionado ao acabamento ou às características superficiais do material.

O desempenho das características relacionadas ao acabamento dos materiais dependerá da distribuição espectral da radiação solar [16]. Radiação solar é a energia radiante emitida pelo sol, da qual apenas em torno de 35% é visível, na



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



faixa de frequência entre 400 e 700 Angstroms (ou $4 \times 10^{-7} \text{ m} < \lambda < 7 \times 10^{-7} \text{ m}$), enquanto que a região do ultravioleta (UV) situa-se entre 100- 380nm, e a do infravermelho (IV) $> 780\text{nm}$.

A carbonatação pode diminuir a porosidade e a irregularidade superficial típica das telhas de fibrocimento; a eflorescência pode alterar a cor superficial do material; e o depósito de materiais biológicos pode, dependendo da natureza dessa deposição, escurecer a telha ondulada de fibrocimento ou pouco influenciar de forma prática na sua aparência. Todas essas proposições serão avaliadas experimentalmente nesta pesquisa.

2.1 Processos de envelhecimento natural: carbonatação, eflorescência e deposição de fungos

A carbonatação é um processo físico e químico natural, que ocorre nos materiais de base cimentícia expostos a concentrações de dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera a qual estão expostos. A decomposição do material progride da superfície externa para a interna, relacionando-se diretamente à facilidade que o CO_2 encontra para se difundir através da camada de cobertura do concreto em um intervalo de tempo [10].

A reação entre os materiais de base cimentícia e o CO_2 libera da estrutura do material principalmente o carbonato de cálcio (CaCO_3), formado, nas telhas de fibrocimento, camadas periféricas que alteram o seu aspecto natural. Todavia, apenas o processo de carbonatação não tem um efeito negativo sobre o material de base cimentícia, como explica [11], ele pode até reduzir a porosidade do material e reforçar a sua superfície.

O CO_2 desencadeia a carbonatação mediante facilitadores como:

- A porosidade devida à relação água/cimento na composição dos materiais;
- Fatores inerentes ao clima ou às atividades econômicas predominantes numa região.

Apesar de comumente se fazer a relação entre altas concentrações de CO_2 à proximidade a centros urbanos, outros fatores inerentes ao clima ou às atividades econômicas predominantes numa região podem ser determinantes na ocorrência da carbonatação em telhas de fibrocimento. [17] cita processos que ocorrem distantes dos grandes centros urbanos que agredem a matriz cimentícia do concreto tais como a presença de indústrias, focos de queimada decorrentes de atividade agropecuária e até a influência do partido arquitetônico da edificação, responsável pela integração da estrutura ao microclima local.

Na literatura há vários métodos descritos para determinação da profundidade da carbonatação, porém o mais empregado, devido a vantagens como o baixo custo e a facilidade de execução [10] é a aplicação de solução de fenolftaleína. A fenolftaleína é um componente orgânico, inodoro e incolor em meio básico, mas que, em contato com substâncias ácidas, adquire uma coloração rosada.

A utilização desta substância na determinação da profundidade do ataque de CO_2 nos materiais de base cimentícia é feita indiretamente, pois a cor que a amostra adquire representa onde o pH do material está maior que nove [11].

Já a *eflorescência* afeta estruturas em contato com água (pura e ácida) por longos períodos em ambientes como o de barragens, condutores de água, instalações para tratamento de resíduos radioativos, entre outros [11]. A eflorescência causa uma aparência esteticamente indesejável, de dimensões irregulares e coloração que varia de acordo com a orientação da edificação [18], além do aumento da porosidade e permeabilidade, e perda de resistência mecânica do material [11].

O processo de eflorescência do cálcio dos materiais de base cimentícia é resumido por [19] nas seguintes etapas: a) a gradiente de concentração entre porosidade e a presença de água levam a difusão dos íons de cálcio; b) em seguida, a porosidade é reduzida e c) o cálcio solidificado se dissolve gradualmente.

Por fim, a deposição de microrganismos filamentosos (fungos) é o último processo de envelhecimento de telhas onduladas de fibrocimento abordado nesta pesquisa, capaz de reduzir o seu desempenho mecânico e térmico. Assim como no processo de carbonatação, a poluição dos grandes centros urbanos também tem um papel relevante na manifestação biológica em compostos de fibrocimento, uma vez que as partículas em suspensão no ar, devido à queima de combustíveis fósseis, nutrem os fungos e facilitam a sua proliferação [14].

3. MÉTODO

A fim de analisar o desempenho térmico das telhas onduladas de fibrocimento sem amianto, submetidas ao envelhecimento natural, especialmente após sofrerem processos de carbonatação e eflorescência, bem como deposição de microrganismos filamentosos (fungos) em sua superfície, procedeu-se as seguintes etapas metodológicas:

- Coleta de amostras de 5cm x 5cm de telhas onduladas de fibrocimento, com idades de 28 dias e 36 meses, envelhecidas na cidade de Campinas, estado de São Paulo, região sudeste do Brasil;
- Avaliação visual dos processos de envelhecimento;
- Ensaios de refletância solar;

3.1 Coleta de amostras

Para a realização das análises, foram empregadas telhas onduladas de fibrocimento sem amianto, produzidas com a tecnologia “Cimento Reforçado por Fibra Sintética”. Foram consideradas telhas recém-produzidas, aos 28 dias de idade, consideradas então como referência.

As amostras envelhecidas naturalmente foram selecionadas após exatos 36 meses de produção (03 anos), de forma a ser possível identificar a presença dos processos de carbonatação, eflorescência, bem como deposição de fungos filamentosos e matéria orgânica. As telhas envelhecidas datam de outubro de 2012 conforme identificação do fabricante.

Para análises dos processos de envelhecimento e de refletância solar foram extraídas amostras das telhas, no tamanho de 5cm x 5cm, especialmente da região plana localizada no canal do componente construtivo conforme apresentado na Figura 1 a seguir. Foram extraídas 03 amostras para cada análise.

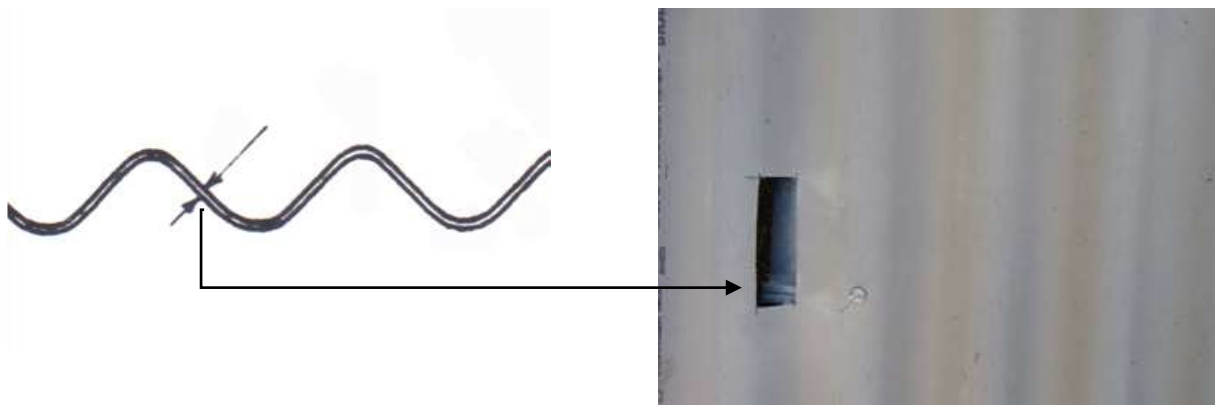


Figura 1: Local da retirada das amostras para análises de envelhecimento e refletância solar.

3.2 Avaliação visual dos processos de envelhecimento

Recomenda-se que a aferição da carbonatação seja visual, e a diferença entre a porção carbonatada e não carbonatada do material realizada com uma régua graduada em milímetros [20]. Os ensaios de carbonatação com uso de fenolftaleína foram realizados no laboratório de materiais de construção (LMC) da faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP.

Para verificação da eflorescência e presença de fungos filamentosos foi realizada a identificação visual na superfície das telhas.

3.3 Ensaios de refletância solar

A medição de refletância com uso de espectrofotômetro foi realizada em três amostras de 5cm x 5cm de telhas de fibrocimento novas de referência, carbonatadas, com eflorescência e com fungos. As amostras apresentavam aspecto variado devido à diferença de idade da predominância do tipo de envelhecimento natural que as acometia.

Objetivamente, a obtenção das absorvâncias para esta pesquisa adotou o seguinte método:

- Obtenção das Refletâncias (ρ) por meio do espectrofotômetro da fabricante Varian, modelo Cary 5G;
Telha nova: 3 amostras (N1; N2 e N3);
Telha carbonatada: 3 amostras (C1; C2 e C3);
Telha carbonatada e com eflorescência: 3 amostras (C4; C5 e C6);
Telha com fungos (manifestações biológicas): 3 amostras (F1; F2 e F3);
- Média total das *refletâncias* e na faixa do espectro solar (300 a 2500 nm) correspondente a radiação Ultravioleta (UV); visível (VIS); e ao infravermelho (IV);
- Correção dos valores de refletância ao espectro solar de referência (Padrão), recomendado pela ASTM E903-12
Ex: N1 (N2; N3; C1...F1...) x SolPadr = *Refletância Ajustada*;
- Média total das refletâncias ajustadas na faixa do espectro solar correspondente a radiação Ultravioleta (UV); ao visível (VIS); e ao infravermelho (IV); e ao Ultravioleta (UV);
- Cálculo da refletância total ajustada (produto da média total das refletâncias ajustadas, pela média total das refletâncias, por faixa do espectro);
- Obtenção da absorvância solar (α) das 12 amostras por meio da equação da termodinâmica:
$$\alpha = 100\% - \rho \text{ (RefTotAjust de N2; N3; C1...F1...)}$$
- Elaboração de gráficos de absorvância para discussão dos resultados.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de carbonatação das telhas, por meio da aplicação da fenolftaleína. Na telha nova com 28 dias de idade, ilustrada na Figura 2, pode-se observar que toda a espessura da amostra reagiu com o composto químico, apresentando a coloração avermelhada e indicando que o material ainda não passou pelo processo de carbonatação.



Figura 2: Amostra de telha nova não carbonatada

Comparativamente, são apresentados na Figura 3 os resultados obtidos das telhas com 36 meses de idade. Observa-se que a região não carbonatada corresponde a uma pequena parcela do interior da telha.

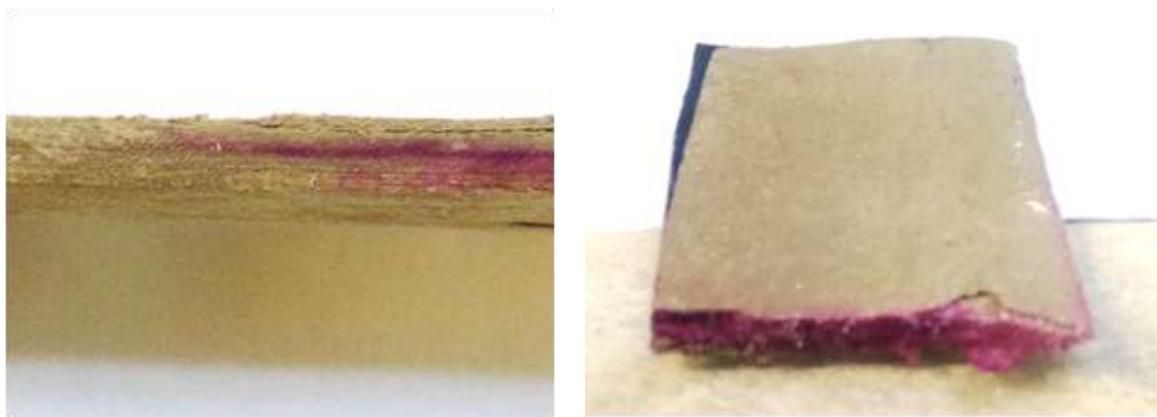


Figura 3: Amostras de telha carbonatada aos 36 meses

A literatura [10] disserta que a carbonatação é considerada uma das principais manifestações patológicas, por afetar a durabilidade dos compósitos de cimento, como por exemplo, o concreto armado e o fibrocimento. Esse processo de envelhecimento se dá por meio da estrutura de poros, onde os subprodutos terminam por se depositar, alterando, de acordo com [11] características mecânicas e químicas do componente.

A carbonatação ocorre mais lentamente em ambientes secos ou saturados, com elevada umidade. Ou seja, a penetração de agentes químicos responsáveis por esse processo vai depender da saturação dos poros do compósito [10]. A cidade de Campinas, por apresentar clima tropical de altitude, pode ser caracterizada como de baixo índice pluviométrico e grande amplitude térmica [21].

As amostras da telha com presença de fungos, mostradas na Figura 4, foram retiradas para ensaio de absorvância:



Figura 4: Identificação visual da presença de fungos.

Não está entre os objetivos de esta pesquisa identificar qual o tipo de manifestação biológica que se dá sobre esse tipo de material. Porém, de acordo com [22] sabe-se que bactérias e fungos fototróficos, ou seja, que necessitam da luz solar para a realização de reações químicas para alimentação, são os que mais comumente se fixam nas telhas onduladas de fibrocimento. [14] disserta, também, que a poluição é um importante facilitador da contaminação por fungos da superfície de telhas, tendo em vista que fornece material que pode ser utilizado como nutriente a esses organismos.

A Tabela 1 sintetiza os resultados médios de *Absorvância Solar*, calculadas a partir dos dados de refletância fornecidos pelo método do espectrofotômetro com esfera integradora.

Para se chegar a um valor que caracterize o comportamento térmico de cada telha, aferiu-se uma média aritmética simples dos resultados de absorvância obtidos para cada amostra (ex: média de N1;N2;N3), por região do espectro, a qual nomeou-se *Absorvância média ajustada*, onde:

- ESPECT.: média dos valores de absorvância das amostras, não ajustados ao espectro solar;
- AJUSTADA: média dos valores de absorvância das amostras, ajustados ao espectro solar.

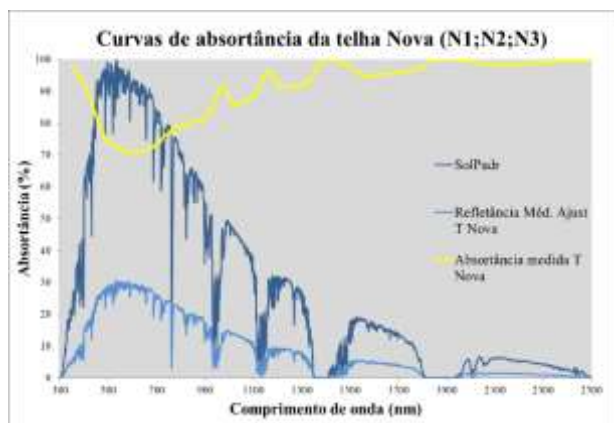
Tabela 11 – Absorvâncias medidas em espectrofotômetro e ajustadas ao espectro solar padrão (%)

Faixa do espectro:	Ultravioleta		Visível		Infravermelho		Total (Solar)	
	Espect.	Ajustada	Espect.	Ajustada	Espect.	Ajustada	Espect.	Ajustada
Telha Nova	76,3	76,0	70,3	70,1	72,8	70,6	72,8	70,5
Telha carbonatada	65,9	66,1	59,0	58,7	65,4	59,7	65,2	59,7
Telha Carbonatada/Efloresc	63,9	63,9	59,2	59,0	65,4	60,2	63,8	60,2
Telha com Fungos	88,1	88,1	84,9	84,9	76,9	82,0	84,9	82,0

Os resultados por conjunto de amostras mostrou que aquelas com presença de fungos, devido a irregularidade própria da manifestação biológica sobre elementos construtivos, apresentaram maiores diferenças de absorvância solar entre si e entre as faixas do espectro, sobretudo naquela correspondente a radiação do infravermelho.

As amostras carbonatadas e com eflorescência obtiveram resultados de absorvância solares mais próximos entre si, pois a difusão do CO₂ presente na atmosfera se dá de modo uniforme nos poros da matriz cimentícia, formando uma camada mais compacta e densa, como explica Pizzol et al [25]. O aumento da densidade das camadas exteriores da telha que passou pelo processo de carbonatação.

Nas Figuras 5 e 6 são apresentadas as curvas espectrais de absorvância medida da telha nova, carbonatada, carbonatada com efeito simultâneo da eflorescência, e com fungos, individualmente e comparativamente ao espectro solar tomado como padrão em [23] por [24].



(a)



(b)

Figura 5: Curvas espectrais de absorvância da telha nova (a) e carbonatada (b)

As amostras carbonatadas apresentaram a maior diminuição de absorvâncias medidas na faixa de radiação visível do espectro, pois o processo de envelhecimento concomitante de carbonatação e eflorescência modifica características superficiais das amostras, tornando-as mais densas e com acúmulo de sais na superfície.



(c)



(d)

Figura 6: Curvas espectrais de absorvância da telha com fungos (c) e com eflorescência (d).

As maiores diferenças entre as absorvâncias das amostras encontram-se na região do espectro que corresponde a luz visível. Em todas as faixas do espectro, a telha carbonatada apresentou os melhores resultados de absorvância, inferindo-se que proceda da diminuição da porosidade e do deslocamento de substâncias alcalinas para as extremidades do material, clareando a superfície e refletindo a radiação solar, com maior eficácia na faixa da radiação visível. A situação mais crítica foi observada nos resultados de absorvância da telha com presença de fungos, devido ao escurecimento característico da natureza dos fungos que nela se depositam, elucidado anteriormente.

Todavia, também se observa diferenças em menor intensidade na faixa do infravermelho (>780nm até 1,3µm), onde a telha envelhecida com presença de fungos atinge picos de absorvância 96,5%. A região do infravermelho é a aquela onde se concentra a maior parte da energia responsável pelos ganhos de calor do material. Quando um elemento construtivo absorve aproximadamente toda a radiação solar que sobre ele incide, representa um agente prejudicial ao conforto térmico do usuário, pois essa energia converter-se-á em radiação de onda longa, aquecendo os ambientes imediatamente abaixo do elemento construtivo.

Esses resultados são importantes quando a maior parcela consumidora das telhas onduladas de fibrocimento, no Brasil, dispõe recursos limitados. A possibilidade de tirar partido de uma determinada característica que um componente da cobertura adquira com o tempo para mitigar a transferência de calor entre os meios interno e externo das edificações, como aquelas inerentes ao processo de carbonatação, é importante como estratégia passiva para reduzir-se os gastos com condicionamento do ambiente interno e com a substituição de peças, tornando a edificação mais energeticamente eficiente. Todavia, ainda é necessário estabelecer mecanismos de controle sobre esses processos para que possam ser utilizados a favor do melhor desempenho térmico.

5. CONCLUSÃO

A partir do método experimental proposto, pode-se concluir que:

- A menor absorvância solar das telhas onduladas de fibrocimento que passaram por processos naturais de carbonatação e eflorescência, contribui para reduzir os ganhos de calor solar pelas edificações;
- A partir da região do espectro do infravermelho (>750nm), a diferença entre as absorvâncias das telhas decresceu até igualarem-se entre ~1,5µm e ~2µm; concluindo-se que, na região do espectro onde se concentra a maior parte das ondas eletromagnéticas, responsáveis pelo aquecimento do fechamento dos edifícios, a diferença no desempenho térmico entre as telhas novas com 28 dias de idade e envelhecidas há 36 meses gradativamente diminuiu.

Não se quantificou a influência de outros aspectos relacionados aos processos de envelhecimento como alterações na porosidade e rugosidade do componente, que possam influenciar sobre o desempenho térmico destes. Outras investigações, portanto, são necessárias para se cobrir a lacuna no conhecimento identificada por esta pesquisa.

O envelhecimento natural de telhas onduladas de fibrocimento sem amianto pode afetar o desempenho térmico do componente quando causam alterações estruturais e superficiais, capazes de modificar a capacidade de troca de calor



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

por radiação, tendo-se como referência o comportamento térmico das telhas novas com 28 dias de idade. Nesta pesquisa, essa diferença foi percebida sobretudo na faixa visível do espectro solar.

O estudo do desempenho térmico de telhas onduladas de fibrocimento sem amianto, envelhecidas naturalmente, permite concluir que as telhas que reagiram ao composto químico *fenolftaleína* e, portanto, comprovadamente carbonatadas, apresentam as menores absorções solares médias em comparação as novas, e portanto, menor absorção da radiação solar. De acordo com a revisão de literatura, os compósitos cimentícios que passam por esse processo de envelhecimento apresentam alterações tais como diminuição da porosidade, aumento da resistência mecânica superficial e, caso também ocorra deslocamento de substâncias alcalinas (Efluorescência), clareamento irregular superficial. Infere-se que essas alterações são as responsáveis pelo melhor desempenho térmico apresentado pelas telhas onduladas de fibrocimento carbonatadas após 36 meses de idade.

5. AGRADECIMENTOS

A Universidade Estadual de Campinas e à Universidade Federal de São Carlos pelo apoio técnico.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Mercado de fibrocimento continua crescendo... (Notícia). 2003. Disponível em: <http://notes.abcp.org.br:8080/producao/clipp/clipp.nsf/59dac160bc7df2ba03256aef00407549/05c3656fa389365103256d0b006b4415?OpenDocument>. Acesso em: 20 jan. 2016.
- [2] SINOPROCIM. Dados setoriais de 2013. Faturamento Nacional do Setor. Disponível em: <http://sinaprocim.org.br/portal/wp-content/uploads/2015/04/faturamento-2013.pdf>. Acesso em: 17 nov. 2015.
- [3] BALTHAZAR, Renata Davi Silva. *A permanência da autoconstrução: um estudo de sua prática no Município de Vargem Grande Paulista*. 2012. Dissertação (Mestrado em Habitat) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/16/16137/tde-02072012-132335/>. Acesso em: 02 dez 2015.
- [4] CONCEIÇÃO, Maristela N. Da et al. *Desempenho de telhas de escória de alto forno e fibras vegetais em protótipos de galpões*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 12, n. 5, p. 536–539, 2008.
- [5] VIJAYKUMAR, K.C.K.; SRINIVASAN, P.S.S.; DHANDAPANI, S. *A performance of hollow clay tile (HCT) laid reinforced cement concrete (RCC) roof for tropical summer climates*. Energy and Buildings, v. 39, n. 8, p. 886–892, 2007. Disponível em: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0378778806002507>.
- [6] TEIXEIRA, C. F. B. *Análise de desempenho térmico de telhas de fibrocimento tratadas com revestimentos brancos e submetidas à aspersão de água*. Tese de doutorado. Universidade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo da (FEC-UNICAMP). Campinas, Brasil: UNICAMP, 2013.
- [7] KONOPACKI, S. et al. *Cooling Energy Savings Potential of Light Colored Roofs for Residential and Commercial Building in Us Metropolitan Areas*. The Environmental Protection Agency. Benkerley, 1997.
- [8] FERRARI, C. et al. *Design of a cool color glaze for solar reflective tile application*. Ceramics International, v. 41, p. -, 2015.
- [9] Sindicato Nacional da Indústria de Produtos de Cimento. SINAPROCIM. *Fibrocimento*. S/D. Disponível em: http://www.sinaprocim.org.br/Upload/Esp_Tecn/fibrocimento.pdf. Acesso em 01 out 2015.
- [10] TASCA, Maisson. *Estudo Da Carbonatação Natural De Concretos Com Pozolanas: Monitoramento em longo prazo e análise da microestrutura*. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Santa Maria, 2012. Disponível em: http://w3.ufsm.br/ppgec/wp-content/uploads/dissertacao_maisson_tasca.pdf. Acesso em: 10 nov. 2015.
- [11] GLASSER, F. P.; MARCHAND, J.; SAMSON, E. *Durability of concrete — Degradation phenomena involving detrimental chemical reactions*. Cement and Concrete Research, v. 38, n. 2, p. 226–246, 2008.
- [12] SAGUES, Alberto a et al. *Carbonation in Concrete and Effect on Steel Corrosion*. Department of Civil and Environmental Engineering University of South Florida. p. 255 p., 1997. Disponível em: <http://ntl.bts.gov/lib/20000/20000/20046/PB98106735.pdf>. Acesso em 01 out 2015.
- [13] DIAS, C. M R et al. *Envelhecimento de longo prazo de telhas onduladas de fibrocimento – O efeito da carbonatação, lixiviação e chuva ácida*. Cement and Concrete Composites, v. 30, n. 4, p. 255–265, 2008.
- [14] TANACA, H.K. et al. *Discoloration and fungal growth on three fiber cement formulations exposed in urban, rural and coastal zones*. Building and Environment, v. 46, n. 2, p. 324–330, 2011. Disponível em: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0360132310002362>.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 15220: 2005. *Desempenho térmico de edificações Parte 1: Definições, símbolos e unidades*. Rio de Janeiro. 8p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [16] PEREIRA, Cláudia Donald et al. *Guia de medição e cálculo para refletância e absortância solar em superfícies opacas* (v . 1). Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. 1 ed. Florianópolis: CB3E - Centro Brasileiro de Eficiência Energética em Edificações, 2015. Disponível em: <http://cb3e.ufsc.br/sites/default/files/Guia_medicao_refletancia_CB3E_v1.pdf>. Acesso em: 17 nov. 2015
- [17] CAFANGE, Daniele Maria Pilla Junqueira. *Estudo de métodos e medidas auxiliares para o controle da resistência à carbonatação de concretos estruturais de cimento Portland*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-06042011-130020/>>. Acesso em: 10 nov. 2015
- [18] DOW, C.; GLASSER, F. P. *Calcium carbonate efflorescence on Portland cement and building materials*. Cement and Concrete Research, v. 33, n. 1, p. 147–154, 2003.
- [19] WAN, K. et al. *Spatial distribution of the increased porosity of cement paste due to calcium leaching*. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed., v. 30, n. 4, p. 735–744, 2015.
- [20] INTERNATIONAL UNION OF LABORATORIES AND EXPERTS IN CONSTRUCTION MATERIALS, SYSTEMS AND STRUCTURES - RILEM. *CPC-18: Measurement of hardened concrete carbonation depth*. Materials and Structures, v. 21, p. 453–455, 1988.
- [21] CEPAGRI, Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas à Agricultura. *Clima de Campinas*. campinas: [s.n.]. Disponível em: <<http://www.cpa.unicamp.br/outrasinformacoes/climadecampinas.html>>. Acesso em: 12 nov. 2015.
- [22] SHIRAKAWA, M. A. et al. *Fungal and phototroph growth on fiber cement roofs and its influence on solar reflectance in a tropical climate*. International Biodeterioration Biodegradation, v. 95, p. 1–6, 2014.
- [23] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). G173 – 12: *Standard Tables for Reference Solar Spectral Irradiances: Direct Normal and Hemispherical on 37° Tilted Surface*. ASTM International, 2012a
- [24] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E903 – 12: *Standard Test Method for Solar Absorptance, Reflectance and Transmittance of Materials Using Integrating Spheres*. ASTM International, 2012.
- [25] PIZZOL, V. D. et al. *Effect of accelerated carbonation on the microstructure and physical properties of hybrid fiber-cement composites*. Minerals Engineering, v. 59, p. 101–106, 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INSPEÇÃO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO PRÉ-FABRICADA PÓS COLAPSO: ESTUDO DE CASO

L. MODESTI
Engenheiro Civil
Avalisinos Engenharia e Consultoria
Rio Grande do Sul, Brasil
modesti@avalisinos.com.br

G. MODESTI
Engenheiro Civil
Avalisinos Engenharia e Consultoria
Rio Grande do Sul
gmodesti@avalisinos.com.br

RESUMO

O colapso de estruturas vem ocorrendo cada vez mais frequentemente. Devido a erros de projeto e execução, estruturas que deveriam durar no mínimo cinquenta anos apresentam manifestações patológicas precocemente e em casos extremos levam à ruína antes do fim da vida útil da estrutura ou até mesmo durante sua fase de execução. O presente artigo visa demonstrar as causas e origens de um colapso através do estudo de caso de uma inspeção em estrutura de concreto armado pré-fabricada, com erros de execução que prejudicariam a durabilidade da estrutura a longo prazo. A construção se trata de um pavilhão industrial, com estrutura e vedações verticais pré-fabricadas em concreto armado que ruiu durante ventos que atingiram um município na região metropolitana de Porto Alegre-RS, em outubro de 2015. Identificaram-se itens em desacordo com a ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 9062:2006 e ABNT NBR 6123:1988, causados por erros de projeto e de execução. Especificamente se verificaram deficiência de concretagem entre o cálice e os pilares pré-fabricados, de ancoragem entre o colarinho e o bloco de coroamento, armaduras com cobrimento deficiente, além de vergalhões com diâmetro aquém do mínimo permitido. Por fim, analisou-se algumas adaptações necessárias para a utilização de parte da estrutura que não ruiu para balizar a recuperação.

Palavras-chave: inspeção, colapso, concreto armado, estrutura

ABSTRACT

The collapse of structures has been happening more often. Due to design and construction errors, structures supposed to last at least fifty years present pathological manifestations precociously and in extreme cases, collapse before the end of service life or even during the construction phase. This paper demonstrates the causes and origins of a structure collapse through a case study of an inspection on a pre-cast reinforced concrete industrial structure and walls with construction errors that undermined the long term durability. The building is an industrial office building whose structure and walls collapsed during a wind storm that hit a city in the metropolitan area of Porto Alegre-RS in October, 2015. It was identified unconformities with the standards ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 9062:2006 e ABNT NBR 6123:1988, caused by design and construction faults. Specifically it was found deficiencies on the casting on the interface of the pre cast columns and the in situ foundations, on the anchorage, lack of rebar cover and rebars with diameter inferior to the minimum allowed. At last, it was analyzed the necessary adaptations in case of reuse after recovery of the non-collapsed part of the structure.

Keywords: inspection, collapse, reinforced concrete, structure

1. INTRODUÇÃO

Projetistas de estruturas em concreto armado, durante o dimensionamento, identificam as condições de exposição dos elementos estruturais e, portanto, consideram as influências da exposição ambiental na durabilidade das futuras estruturas [1]. Contudo, em diversos casos, o seu desempenho não é adequado, devido às deficiências nas especificações de projeto, má execução, materiais inadequados, agressividade ambiental mais elevada do que a prevista ou pela combinação destes fatores [2, 3]. Apesar da ABNT NBR 6118:2014 prever a necessidade de revisão dos projetos estruturais [4], diversos casos de colapso vêm ocorrendo nos últimos tempos [3;5-7], evidenciando a necessidade de maiores cuidados.

Os causadores de manifestações patológicas podem ser divididos em dois grupos [8]: “Causas internas” como erros de escoramento, deficiência de armadura, materiais de construção inadequados e deficiências no controle de qualidade ou “Causas externas” conceituadas como falhas humanas ocorridas no período de projeto ou utilização, bem como ações químicas. Estes causadores, tanto internos quanto externos, impedem que a estrutura apresente o comportamento esperado, impedindo que seja atingida a sua Vida Útil Estrutural [9].

1.1 Estrutura analisada

O pavilhão industrial está localizado na região metropolitana de Porto Alegre, RS. Possui área construída de 1.798,30 m², distribuída em pavimento térreo (1.404,50 m²) e mezanino (355,10 m²). O mezanino possui estrutura independente do restante do pavilhão. A estrutura pré-fabricada é composta por pilares, vigas (de fundação e sobre as aberturas) e vedações verticais em painéis de concreto armado, encaixados nos pilares. Os pilares externos, apresentados na Figura 1, possuem seção variada de 30 cm x 60 cm (sustentação da cobertura) e 25 cm x 50 cm (fechamento lateral), e em ambos os estribos são de diâmetro 5,00 mm. A estrutura da cobertura é em tesouras metálicas e vedação em telhas termoacústicas de zinco com preenchimento em EPS.

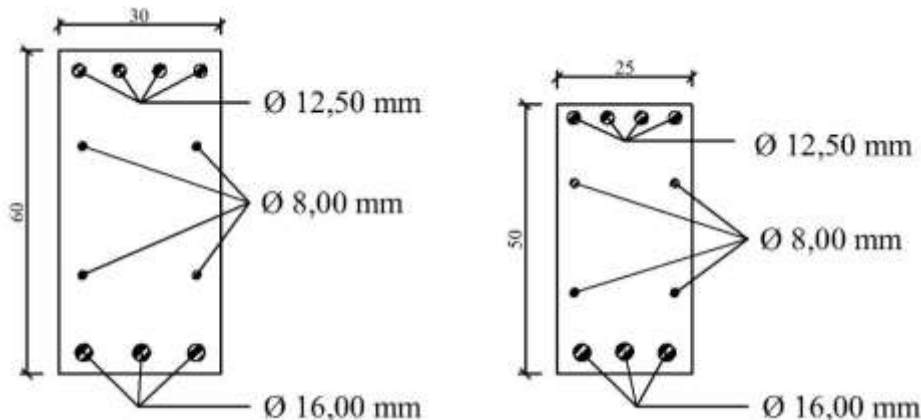


Figura 17: Seção dos pilares pré-fabricados

Os pilares estão espaçados a cada 6,325 m, com exceção da fachada Sul que apresenta modulação diferenciada, e possuem altura de 12,10 m, conforme o projeto arquitetônico. No dia do colapso, ocorria a instalação das telhas de cobertura a partir da lateral Sul do pavilhão, local onde ocorreu a ruína parcial.

2. METODOLOGIA

Para realização da inspeção, o local foi vistoriado durante o mês de novembro de 2015, logo após o colapso, quando foi efetuada uma verificação do estado da estrutura, mapeamento das manifestações patológicas, determinação por amostragem dos cobrimentos de armadura, da abertura máxima de fissuras e a caracterização da armadura, além da abertura de janelas de inspeção para análise das fundações.

Realizou-se inspeção visual na estrutura colapsada com a abertura de três janelas de inspeção nas fundações dos pilares P1, P22 e P23, que se soltaram dos cálices, de maneira a verificar as condições de ancoragem/embutimento dos pilares nos cálices. Nos pilares foi realizada a verificação do cobrimento, conforme especificações da ABNT NBR 6118:2014,

apresentadas na Tabela 12. Utilizou-se como referência de cobrimento adequado o cobrimento mínimo (c_{\min}) referente ao cobrimento nominal (c_{nom}) da Classe de Agressividade III, descontada a tolerância de execução (Δc) de 10 mm de maneira a identificar os pontos com necessidade de intervenção para garantir o desempenho esperado após a recuperação. Tendo em vista que os ensaios tecnológicos para caracterização do concreto foram realizados em fase posterior a esta inspeção e anterior à fase de recuperação, considerou-se um c_{\min} de 30 mm para vigas e pilares sem eventual redução dos cobrimentos, baseado na resistência do concreto. Para os locais em contato com o solo, considerou-se $c_{\min} = 35\text{mm}$.

Tabela 12: Cobrimentos nominais conforme as Classes de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: [4]

Quanto à abertura máxima de fissuras, adotaram-se as especificações da ABNT NBR 6118:2014, conforme Tabela 13.

Tabela 13: Abertura máxima de fissura

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
>>>> Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I Ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II Ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D	Combinação frequente

Fonte: [4]

Para a ligação entre fundações e estrutura pré-fabricada, realizou-se um comparativo entre as especificações da ABNT NBR 9062:2006 [10] e a estrutura real para verificar o atendimento à norma vigente. Analisaram-se os projetos disponíveis, destacando-se o arquitetônico, locação da estrutura pré-fabricada e de pilares. Não foi fornecido projeto de fundações para análise. A análise estrutural e extração de testemunhos de concreto armado foi realizada em etapa posterior e, portanto, não foram englobadas neste trabalho.

3. RESULTADOS

O colapso ocorreu no local onde já havia iniciado a instalação de telhas, porém sem a conclusão da vedação vertical (painéis de concreto armado), permitindo que ocorresse a entrada de vento e ocasionando uma provável deformação da estrutura metálica de cobertura devido à sucção do vento. Consequentemente, houve o arraste da estrutura pré-fabricada em concreto armado, levando ao Estado de Limite de Serviço (deformações) e, posteriormente, ao Estado Limite Último (Ruína), conforme Figura 18.



Figura 18: Vista da obra após o colapso

Ocorreu o colapso dos pilares externos P1, P2, P5, P6, P7, P22, P23 e P24 e deformação excessiva dos pilares P3, P4, P8, P9, P10, P20, P21, P25, P26, P27, P28 e P30, conforme Figura 19. Destaca-se que os pilares P1 e P22 foram arrancados dos cálices de fundação.

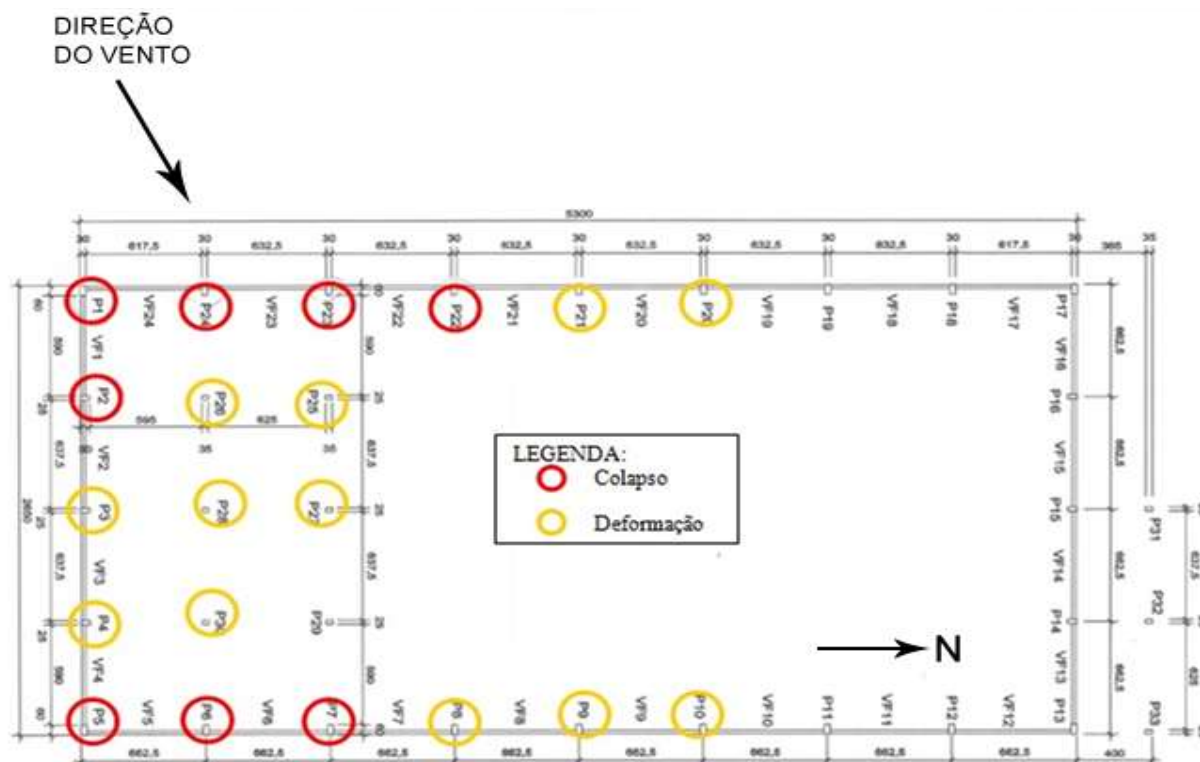


Figura 19: Localização dos pilares colapsados da obra

A cidade onde ocorreu o fato está localizada na Região 5, com velocidade básica de vento entre 45-50 m/s (equivalente a 162-180 km/h), que deve ser corrigida de acordo com o Fator topográfico, rugosidade do terreno, dimensões da edificação, altura sobre o terreno e fator estático [11]. Conforme documentos publicados no Jornal Zero Hora, em Porto Alegre, os ventos atingiram a velocidade de 116 km/h, portanto muito inferior à velocidade do vento máxima previsível para o projeto.

3.1 Verificação das fundações

Verificou-se que as fundações são compostas por blocos de coroamento com colarinho liso (sem rugosidade) para originar o cálice. Nestes casos, o embutimento mínimo “ L_{emb} ” do pilar no cálice varia devendo ser dimensionado, conforme a equação I ou II [10]:

$$M_k / (N_k h) \leq 0,15 \rightarrow L_{emb} \geq 1,5 h \quad (I)$$

$$M_k / (N_k h) \geq 2,00 \rightarrow L_{emb} \geq 2,0 h \quad (II)$$

A ABNT NBR 9062:2006 também recomenda que não sejam utilizados comprimentos de embutimento inferiores a 40 cm. Tendo em vista que o presente trabalho não visa realizar a verificação da estrutura, admitindo a situação de menor necessidade de embutimento ($L_{emb} \geq 1,5 h$), tem-se um comprimento mínimo de 90 cm.

3.1.1 Fundações do pilar P1

Conforme verificado na janela de inspeção aberta, a fundação do pilar P1 é composta por bloco de coroamento com cálice de 48 x 68 cm, onde o pilar de 30 x 60 é encaixado. As folgas haviam sido preenchidas com concreto em três faces e o pilar foi mantido encostado na quarta face.

O embutimento do pilar, de acordo com a camada que restou presa ao corpo do pilar, foi de 60 cm, inferior ao recomendado pela ABNT NBR 9062:2006. Verificou-se que pelos esforços atuantes antes do colapso, houve o rompimento do cálice nas faces Sul e Oeste, fazendo com que o elemento apresentasse dimensões de 54 x 78 cm e com que o pilar se soltasse do cálice, conforme Figura 20.



Figura 20: Pilar P1 desprendido do cálice

3.1.2 Fundações do pilar P22

A fundação do pilar P22 é composta por bloco de coroamento com colarinho de 140 x 120 e cálice central de 40 x 70. Verificou-se que parte do cálice (com dimensão aproximada de 9 x 30 cm) não foi preenchida com concreto, prejudicando a aderência entre o pilar pré-fabricado e as fundações. O pilar P22 se desprendeu do cálice, evidenciando a deficiência no embutimento, conforme Figura 21.



Figura 21: Vista do pilar P22

3.1.3 Fundações do pilar P23

Verificou-se que nas fundações do Pilar P23 o colarinho não estava ancorado na base do bloco de coroamento. Ou seja, as peças foram concretadas em duas etapas sem que houvesse esperas de armadura para realizar o engaste entre ambas as partes. Desta maneira, as fundações atuaram como se houvesse uma sapata em cima de um bloco de coroamento das estacas, conforme Figura 22.



Figura 22: Vista do colarinho do pilar P23 solto e rotacionado após o colapso.

O colarinho do pilar rotacionou, indicando que o momento solicitante foi maior do que o momento que poderia ser suportado pelo colarinho, por não haver a adequada transferência de esforços para o bloco e posteriormente para as estacas.

3.2 Estrutura de concreto armado

3.2.1 Cobrimentos

Considerando os cobrimentos nominais (c_{nom}) especificados na ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2006 para vigas e pilares na Classe de Agressividade III (Industrial) e descontando o Δc , e a minoração para concretos com $f_{ck} \geq 40$ MPa e relação $a/c \leq 0,45$, restam 25 mm. Contudo, verificou-se junto aos pilares P1 e P2 cobrimentos de 11,92 mm, 12,76 mm, 13,55 mm, 14,78 mm, 21,00 mm e 15,10 mm. Junto aos encaixes das placas de vedação vertical do pilar P5 se verificaram locais onde a armadura não possuía cobrimento.

Conforme a ABNT NBR 9062:2006, o cobrimento mínimo a ser utilizado em vigas e pilares, em nenhuma situação, deve ser inferior a 20 mm. Ressalta-se, ainda, que a ABNT NBR 6118:2014 indica que “no trecho dos pilares em

contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm, equivalente a 35 mm, descontado o Δc da Norma acima referida.

Ou seja, em qualquer situação considerada, os cobrimentos apresentados estão aquém dos estabelecidos nas Normas pertinentes, podendo acelerar a degradação da estrutura que tende a atingir o fim da sua vida útil antes do projetado. Em análise aos projetos dos pilares, verificou-se estes eram simplificados e não apresentavam informações quanto ao cobrimento e posição da armadura. Portanto, considerou-se que as falhas tem origem na fase de projeto.

3.2.2 Diâmetro mínimo de armadura

Verificou-se que nos pilares foram utilizadas vergalhões de diâmetro 8,00 mm. Contudo, a ABNT NBR 6118:2014 especifica no item 18.4.2.1 que “o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal”.

3.2.3 Abertura máxima de fissuras

Identificaram-se em diversos locais, fissuras com aberturas maiores devido às deformações ocorridas na estrutura, conforme Figura 23. Desta maneira, no caso de aproveitamento de parte da estrutura, recomendou-se que todas as peças que não respeitem este item sejam substituídas a fim de evitar a degradação precoce da estrutura e da armadura.



Figura 23: Pilar deformado e com fissuras com abertura acima da máxima permitida.

4. CONCLUSÃO

Em análise ao local dos pilares remanescentes após a ruína, concluiu-se que ocorreu a movimentação da estrutura em consonância com o vento, ou seja, em direção aos fundos do pavilhão (Oeste-Leste). Entende-se que a ruína parcial da estrutura é consequência das falhas citadas, além de ter sido potencializada pelos esforços gerados pela sucção da cobertura do telhado, pois a ruína ocorreu somente nos locais onde já haviam telhas instaladas. As deficiências e vícios construtivos verificados junto às fundações prejudicaram a transferência de cargas e esforços da supraestrutura para a infraestrutura, provocando o colapso da estrutura pré-fabricada em concreto armado.

Após a realização de inspeção na estrutura colapsada, conclui-se que houve falhas de projeto e de execução (colarinhos não ancorados à base do bloco, falta de preenchimento entre o pilar e o cálice e embutimento insuficiente) e de controle tecnológico durante a fabricação (cobrimentos e armaduras mínimas) da estrutura pré-fabricada.

Identificaram-se diversos elementos com abertura de fissuras acima do permitido pela ABNT NBR 6118:2014, além de locais onde os cobrimentos estão aquém dos recomendados. Portanto, considera-se inadequada a tentativa de reaproveitamento da estrutura. Contudo, no caso de ser retomada a obra com reaproveitamento da parte não colapsada da estrutura, recomenda-se:

1. A substituição de elementos estruturais com fissuras com aberturas $> 0,3$ mm ou com deformação excessiva.
2. Dotar de cobrimento adequado toda a estrutura, de maneira a evitar a degradação acelerada da estrutura.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3. A conferência de todas as fundações de maneira a evitar novos sinistros, tendo em vista os erros de execução verificados nas janelas de inspeção dos pilares P1, P22 e P23.
4. Realizar a verificação estrutural, baseada na extração de testemunhos de concreto armado e considerando as armaduras verificadas *in loco*, para garantir o atendimento aos requisitos mínimos de segurança estabelecido nas normas vigentes.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Mehta, P. K.; Monteiro, P., J., M., *Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON, 2008, 674 p.
- [2] Broomfield, J. P., *Corrosion of steel in concrete: Understanding, investigation and repair*. Nova York: Taylor & Francis, 2º ed. 2007.
- [3] Costa, R. M.; Camargos, U., A., Colapso estrutural: ruptura brusca de pilar. *Téchne*, 2011, nº 172, pp. 78-82.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] Longo, H. I., Análise da Estrutura para Avaliação do Colapso Progressivo. *VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] Medeiros, M. H. F.; Grochoski, M., Marquises: por que algumas caem?. *Revista Concreto*. São Paulo, 2007 pp. 95-102.
- [7] Souza, R. A., Enami, R. M., Sobre os acidentes estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR. *Revista Tecnológica*, v.18. 2009, pp. 91-101.
- [8] Helene, P. R. L., *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 2ª Ed. 1992.
- [9] Branco, F., Paulo, P., Garrido, M., Vida útil na construção civil. *Boletín Técnico 04*. Mérida: Alconpat Internacional, 2013.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2006.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.



**INSPEÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO LOCALIZADA NA
REGIÃO CENTRAL DE RECIFE- PE ESTUDO DE CASO**

J. R. FERREIRA

Engenheira
Universidade de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
r.alves104510@hotmail.com

P. F. S. CHAVES

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
prychaves@hotmail.com

R. A. BERENGUER

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

E. C. NASCIMENTO

Estudante
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
elivelthoncarlos@yahoo.com.br

E. C. B. MONTEIRO

Dr^a. Professora
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

O termo manifestação patológica é usado na construção civil quando ocorre a perda ou queda do desempenho da estrutura. Tais manifestações podem ter sua origem em falhas nos projetos, na execução, nos materiais utilizados, ou mesmo na própria utilização. Este trabalho tem como foco a inspeção de um edifício, o qual apresenta manifestações patológicas em sua estrutura, sendo muitas em um estado já avançado de deterioração. Observou-se, a partir de uma inspeção visual, a presença de manifestações como corrosão de armaduras, recalque diferencial, fissuras e manchas. Os ensaios realizados “in situ” comprovaram a existência de indicadores da profundidade de carbonatação e cloretos totais, causadores da corrosão. Considerando esta situação, tornou-se imprescindível a recuperação da estrutura. Pelo fato de os usuários só perceberem a necessidade de manutenção e inspeção após o aparecimento dos problemas, a recuperação a ser realizada apresenta um custo desnecessário.

Palavras-chave: Patologia, estrutura, manifestações, manutenção, inspeção, recuperação.

ABSTRACT

The term “pathological manifestation” is used in civil construction when there is a loss in structural performance. These manifestations may have their origins in project flaws, project execution, used materials, or in the manifestation use itself. This work has its focus in the inspection of a building that presents pathological manifestations in its structure, some of these in a very advanced deterioration state. It was noticed, through visual inspection, the presence of manifestations as such armour corrosion, differential settlement, cracks and stains. The in situ test made, confirmed the existence of carbonation depth and total chlorides indicators, responsible for the corrosion. Considering this situation, structural recovery was indispensable. The fact that the users only noticed the need of maintenance and inspection after the problems appeared, the recovery has to be performed an unnecessary cost.

Keywords: Pathology, structure, manifestations, maintenance, inspection, recovery.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A utilização do concreto armado no Brasil teve início no século XX e intensificou-se na década de 50. Suas características eram avaliadas quanto à resistência mecânica, visto que não havia um desenvolvimento tecnológico para análise de seu comportamento.

Diante disso, com o envelhecimento das estruturas e o surgimento de problemas, iniciaram-se os estudos sobre as causas, prevenção e recuperação destes problemas, denominados de patologia das construções.

As manifestações patológicas estão relacionadas com o desempenho das edificações, condições de exposição, durabilidade e vida útil. Quando tais sintomas são encontrados em qualquer estrutura, o usuário deve procurar soluções que proporcionem segurança e estabilidade.

A presente pesquisa tem como objetivo um estudo de caso sobre a inspeção de um edifício, abordando as manifestações patológicas encontradas e como evitar tais problemas, além de incentivar a inspeção preventiva das edificações, visando o aumento da vida útil e diminuição das incidências de estruturas deterioradas. Visto que vários edifícios apresentam, em pouco tempo de construídos, manifestações patológicas, interdições e até mesmo chegando ao colapso da estrutura.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Manifestações patológicas

O termo patologia é empregado na engenharia civil quando ocorre perda ou queda de desempenho de componente da estrutura. Se alguma manifestação comprometer as características da construção, seja ela mecânica, funcional, ou simplesmente estética, deve ser considerada uma manifestação patológica [1].

A origem dos problemas pode estar no projeto, onde devem ser considerados pelos projetistas, além das solicitações mecânicas, as questões de durabilidade, condições do meio no qual a construção estará exposta, cobrimento necessário e relação água/cimento do concreto; nos materiais, que devem possuir especificações e serem controlados rigidamente, principalmente aqueles que compõem o próprio concreto (o cimento, os agregados, a água e os aditivos); na produção, que é responsável pelo surgimento da maioria das manifestações patológicas, pois falhas de concretagem, desforma antes do tempo, cobrimentos insuficientes, entre outros geram grandes danos à estrutura; no uso e manutenção, pois a partir da entrega o usuário torna-se responsável pelos cuidados, utilizando a edificação de forma correta e principalmente realizando manutenções periódicas.

2.1.1 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras que ocorre nas estruturas de concreto é um processo de deterioração da fase metálica existente, que implica progressivamente a perda de seção das barras de aço. Este processo é resultado da despassivação da armadura, que ocorre por dois motivos: presença de cloretos ou diminuição da alcalinidade do concreto causada pela carbonatação. [1]

A presença de cloretos na armadura se dá devido a vários fatores, onde segue-se alguns dos itens: uso de aceleradores de pega que contêm cloreto de sódio, impurezas nos agregados, atmosfera marinha, processos industriais, água do mar, etc. Os íons cloreto penetram no concreto somente com a presença de água, por difusão ou capilaridade. Fundamentalmente, a água pode infiltrar através de trincas e fissuras, poros do material ou ainda por falhas que este material possua.

Já a carbonatação é uma reação química entre, principalmente, o gás carbônico e elementos alcalinos do concreto. É uma neutralização da fase líquida do concreto que ocorre devido à presença de gás carbônico ou dióxido de enxofre ou gás sulfídrico. Como resultado dessa reação tem-se uma redução do pH do concreto (que está entre 12,6 e 13,5) para valores em torno de 9. A reação ocorre na superfície e avança para o interior do concreto até encontrar o aço, dando início a corrosão [1].

É importante observar que nem sempre quando as armaduras são corroídas, obrigatoriamente, há o aparecimento de fissuras. Eventualmente, podem surgir manchas avermelhadas produzidas pelos óxidos de ferro. Quando isso acontece, as estruturas são afetadas basicamente pela perda de seção das armaduras e pelo comprometimento da aderência entre o aço e o concreto.

O processo de corrosão é crescente e evolutivo, e possui a tendência de se agravar com o passar do tempo. No seu estágio mais avançado, compromete a estrutura de concreto armado, podendo até causar o seu colapso.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.1.2 Recalque diferencial

O termo recalque define o processo que acontece quando uma edificação sofre um rebaixamento ocasionado pelo adensamento do solo sob sua fundação. Este problema é a principal causa de fissuras e rachaduras nas construções, principalmente quando ocorre o recalque diferencial, que se caracteriza pelo fato de uma parte da obra rebaixar mais do que a outra, o que gera esforços estruturais que não estavam previstos na elaboração do projeto, podendo ocasionar o colapso na estrutura [2].

Sendo assim, a realização de projetos de fundação deve ser precedida de um estudo detalhado das características geológicas e geotécnicas da área, como também o conhecimento da existência de manifestações patológicas nas construções vizinhas, para evitar a ocorrência de recalques.

2.1.3 Fissuras

As fissuras são um tipo comum de manifestação patológica nas edificações e podem interferir na estética, na durabilidade e nas características estruturais da obra [3].

Tanto em alvenarias quanto em estruturas de concreto, a fissura é originada por conta da atuação de tensões nos materiais. Quando a solicitação é maior do que a capacidade de resistência do material, a fissura tem a tendência de aliviar suas tensões. Quanto maior for a restrição imposta ao movimento dos materiais, e quanto mais frágil ele for, maiores serão a magnitude e a intensidade de fissuração.

A maior ocorrência de fissuras está relacionada com aspectos não estruturais. O concreto, por ser um material de baixa resistência a tração, fissurará por natureza, sempre que as tensões trativas superarem a sua resistência última à tração.

O primeiro passo na análise de uma estrutura fissurada é o mapeamento e classificação das fissuras. As fissuras se classificam em ativas, quando a causa responsável por sua geração ainda atua sobre a estrutura, e inativas ou estáveis, quando a causa não atua mais sobre a estrutura [1] e [3].

Feito o mapeamento, a próxima etapa é a determinação de suas causas, de forma a poder-se estabelecer as metodologias de recuperação ou de reforço.

2.2 Inspeção de estruturas de concreto

Quando se encontra alguma anomalia em uma estrutura, inicia-se o período de inspeção para diagnosticar a causa, realizada por um profissional da área de engenharia civil através de estudos e ensaios. Tais ensaios devem ser realizados cuidadosamente, pois qualquer erro pode mascarar os resultados. Este processo é fundamental para uma intervenção que proporcione a reabilitação da construção [4].

2.2.1 Metodologia de inspeção

A avaliação de manifestações patológicas em estruturas pode-se dividir em quatro atividades principais, segundo [5]. São elas:

- Vistoria da estrutura (inspeção visual): é o contato inicial do profissional com a estrutura, é nessa fase que são levantadas todas as informações relevantes como idade da estrutura, processo construtivo, projeto estrutural, condições de exposição, etc.
- Anamnese do problema: descrição do tempo em que o problema vem ocorrendo, possíveis reparos já realizados, locais predominantes da ocorrência das manifestações patológicas e análise do processo evolutivo, ou seja, devem ser avaliados todos os fatores que possam estar contribuindo para a ocorrência dos problemas.
- Definição das ações para investigação: é o planejamento da investigação do problema, podendo envolver a realização de ensaios para assegurar um adequado diagnóstico. É fundamental que se conheça em detalhes a metodologia de ensaio a ser empregada com intuito de evitar erros ou incertezas dos resultados.
- Diagnóstico das causas prováveis: elaboração de laudo técnico contemplando descrição das etapas anteriores, análise dos resultados obtidos nos ensaios e investigações, descrição das causas para a ocorrência do problema e prognóstico da sua evolução.

A partir do diagnóstico, o projetista determina o nível de intervenção a ser utilizada na estrutura, que pode ser desde um simples reparo ou conserto localizado, até a necessidade de demolição e reconstrução.

2.2.2 Ensaios de inspeção

Para a inspeção da estrutura que apresente comportamento inadequado, podem ser utilizados ensaios não destrutivos ou ensaios destrutivos. O primeiro, como o próprio nome já diz, não traz prejuízos a estrutura e tem como finalidade a

averiguação da qualidade do elemento de concreto que tenha sofrido qualquer tipo de alteração; já o segundo, é feito através da extração de testemunhos dos elementos e ainda são considerados a forma mais segura de avaliar as características do concreto, mesmo provocando danos à estrutura.

Na realização do diagnóstico da corrosão das armaduras, é feita uma inspeção preliminar e uma detalhada. A primeira é constituída de um exame visual para caracterizar os sintomas e pequenos ensaios que permitam demarcar o problema, onde são obtidas informações como: presença de manchas de produtos de corrosão, cor desses produtos, aspectos morfológicos do ataque (se corrosão localizada ou generalizada), presença de fissuras, etc. A segunda tem por objetivo quantificar a extensão da deterioração e caracterizar elementos da estrutura (exige uma ampla campanha de ensaios).

Para identificação dos agentes que iniciaram a corrosão, é necessário avaliar a frente de carbonatação e a presença de cloretos livres. A partir disso, pode-se concluir por qual motivo ocorreu a despassivação da armadura [5].

2.2.3 Avaliação da frente de carbonatação no concreto utilizando fenolftaleína

Para avaliar a profundidade de carbonatação do concreto, utilizam-se indicadores como a fenolftaleína, a timolftaleína ou o amarelo de alizarina, que são borrifados no concreto. Essas substâncias químicas, quando em contato com a solução alcalina do concreto, adquirem colorações típicas a partir de uma determinada faixa de pH da solução. A fenolftaleína adquire coloração vermelha carmim com pHs acima de 8,0, a timolftaleína assume coloração violeta com pHs acima de 9,3 e o amarelo com valores acima de 10,1. A parte da peça que ficou incolor significa que está carbonatada.

No caso da avaliação no local (in situ), os pontos onde será realizada a medição devem ser bem selecionados. Escolhido o local para realização do ensaio, quebra-se o concreto até encontrar a armadura. Em seguida, é feita uma limpeza para remover as partículas soltas e então, utilizando um borrifador com solução alcoólica de fenolftaleína, molham-se as superfícies e observa-se a sua coloração. O local onde houver carbonatação apresenta-se incolor, e onde não existir, apresentará uma coloração rosada, sendo possível medir a profundidade de carbonatação na transição de uma zona para outra.

Para melhor entendimento, a figura 1 mostra a reação da fenolftaleína quando borrifada em um corpo de prova. Fica evidente o avanço da frente de carbonatação, região incolor, de fora para dentro da peça. A região rosada significa um pH acima de 8 [7].



Figura 1: Aplicação do indicador fenolftaleína

2.2.4 Avaliação da presença de cloretos no concreto utilizando nitrato de prata

Para análise da presença de cloretos livres no concreto, utiliza-se a solução de nitrato de prata, onde a metodologia é a mesma realizada no ensaio com a fenolftaleína. Quando aspergido na superfície de concreto, ocorre uma reação fotoquímica (necessita da presença de luz). Havendo a presença de cloretos livres, ocorre a formação de precipitados brancos de cloreto de prata. Caso estejam combinados, há a formação de precipitados escuros de óxido de prata.

Quando o concreto está carbonatado ou possui outros sais, como o sulfato por exemplo, a coloração esbranquiçada pode ser resultante da reação com os carbonatos ou sulfatos, o que limita a capacidade do indicador como avaliador exclusivo da presença de cloretos. Porém, apesar das limitações, o método é interessante como uma forma inicial de abordagem do problema, devido ao seu rápido resultado e baixo custo de realização [8].

2.2.5 Mapeamento de fissuras

Tem como objetivo localizar e documentar as características deste tipo de anomalia, de modo que a sua monitoração seja possível. A inspeção desta manifestação patológica tem por finalidade medir as aberturas e comprimentos das fissuras e avaliar a sua manifestação, pois estes dados são imprescindíveis não só para o conhecimento da causa, mas também para a escolha do material que deverá ser utilizado para recuperação da estrutura.

Para a avaliação da abertura das fissuras, pode-se utilizar um fissurômetro, já a classificação da fissura (se passiva ou ativa) pode ser feita através do selo de gesso. Este selo é aderido às paredes laterais da fissura, fazendo com que, devido à baixa resistência à tração do gesso, qualquer movimentação da estrutura rompa o gesso. Outro método de classificar as fissuras é a utilização de uma fita crepe, pouco utilizada pela imperfeição e pelo material que pode suportar pequenos deslocamento sem romper como mostra na figura 2, o mais utilizado é o método do gesso [5].



Figura 2: Avaliação de movimentação de fissuras.

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Descrição da edificação

O edifício em estudo é constituído por dois blocos de 17 pavimentos cada, sendo 14 de apartamentos (dois por andar), um de garagem, um de pilotis e um de salão de festas, totalizando 56 apartamentos residenciais.

A estrutura é de concreto armado, com fundação profunda (estacas com profundidade em torno de 25m), possui 75 pilares principais (fazem parte da estrutura) e 54 pilares secundários (não fazem parte da estrutura).

Os pilares secundários são ligados a estrutura apenas por meio de um dente gerber (figura 3), cuja função é sustentar a laje superior. Esta laje serve como área de lazer e contorna toda a edificação. Nesse tipo de viga com dente gerber, os esforços não são transmitidos para a outra peça.



Figura 3: Viga com dente gerber

3.2 Histórico da edificação

A edificação possui aproximadamente 40 anos de construção. Nesses anos não houve, segundo alguns moradores, nenhuma inspeção preventiva, nem manutenções periódicas, como por exemplo, uma limpeza de fachada ou pinturas de proteção no concreto. Houve sim, manutenções corretivas. Em 2006, devido a problemas de fissuras e corrosão da

armadura, a fundação principal foi reforçada, onde uma nova malha de armadura e um aumento de cobrimento foram realizados.

O projeto inicial do edifício não contemplava a laje de cobertura da garagem, que serve como área de lazer, como pode-se observar na figura 4. Porém, os proprietários decidiram ainda durante a execução da obra, que fosse efetuada. Os pilares secundários, que já haviam sido construídos com blocos de 1m² em fundação direta, não foram alterados.

Ao passar dos anos, alguns moradores notaram que estava havendo um recalque no piso e nos pilares secundários. Sendo assim, a construtora foi chamada e foi dado início a uma obra de alteração da fundação desses pilares. Contudo, as estacas colocadas foram de profundidade insuficiente para ultrapassar o solo de baixa resistência (cerca de 6 metros de comprimento). Recentemente, foi constatado que os recalques ainda continuam, e em leituras realizadas em 2008 constataram deslocamentos de até 59 cm nas proximidades da junta de dilatação transversal do edifício.

Em outra inspeção realizada, também em 2008, foram diagnosticados graves problemas de corrosão de armaduras e fissuras na estrutura principal, além dos recalques já comentados da estrutura secundária, havendo, portanto, a necessidade de realizar-se uma nova obra de recuperação e reforço do edifício.

Ciente dessa necessidade, a síndica, com aprovação dos outros usuários, contratou uma empresa para realização desta obra, e a mesma teve seu tempo de duração estimado de 36 meses.



Figura 4: Laje da área de lazer

3.3 Manifestações patológicas

Em inspeção visual realizada no dia 26 de março de 2011, foram relacionadas algumas patologias encontradas na edificação. A principal causa da maioria das patologias é a falta de impermeabilização da laje de coberta da garagem.

Áreas descobertas exigem a utilização de elementos de impermeabilização compatíveis com as solicitações a que permanecerão submetidas, de acordo com a vida útil prevista para o material. Quando essa vida útil é expirada e não são tomadas ações corretivas, a estrutura fica em contato permanente com a água, a qual começa a provocar lixiviação dos componentes do concreto (hidróxidos, sais), tornando-o susceptível à ocorrência de manchamentos. A exposição da armadura à água, juntamente com a lixiviação, facilita a penetração de agentes agressivos que podem iniciar e acelerar a sua oxidação.

3.3.1 Manchas de umidade, lixiviação, lodo e fungos

Nas figuras 5 e 6, fica claro que não há impermeabilização na laje superior da garagem. A grande presença de fungos, lodo e as manchas de umidade confirmam a penetração constante de água pela laje. A mancha rosada que aparece em algumas fotografias é devido à lixiviação do saibro, presente no revestimento da estrutura.



Figura 5: Presença de logo e fungos entre as fissuras.



Figura 6: Presença de lodo e manchas de umidade.

Alguns locais são propícios a fissurarem, portanto o cuidado em impermeabilizá-los deve ser maior. Na figura 6, pode-se perceber uma fissura ortogonal a viga gerber, onde existe o encontro da estrutura principal com a secundária. Nesse local existe uma junta de trabalho, pois são duas estruturas distintas. A falta de impermeabilização e a junta existente facilitam a passagem da água, como mostra a figura 7.



Figura 7: Lixiviação e manchas de umidade.

3.3.2 Manchas de corrosão

O primeiro sintoma da corrosão de armaduras é o manchamento da superfície de concreto. Além de esteticamente feio, um concreto nessas situações serve de alerta, pois quanto mais rápido o controle da corrosão menor o custo do conserto. A figura 8 é um exemplo de manchas causadas por corrosão na obra estudada.



Figura 8: Manchas de corrosão e lixiviação do saibro

3.3.3 Armaduras expostas devido à corrosão

Presente tanto nos pilares, como nas vigas e lajes, a corrosão das armaduras é o problema mais grave da edificação, pois várias peças já estão com suas funcionalidades comprometidas. Perda de aderência, redução de seção da armadura, estribos rompidos, destacamento do concreto e inúmeras fissuras tem como principal causa a corrosão.

Por ser uma região que não recebe influência direta dos íons cloretos (à 2 km de distância da atmosfera marinha), as altas umidades no interior da garagem (ambiente parcialmente fechado) juntamente com as infiltrações, provocaram a corrosão das armaduras. As figuras 9 e 10 são exemplos de vigas e pilares da estrutura que apresentam elevado grau de corrosão, com perda de seção e de aderência. A princípio, pelo que se observa nas fotos, a principal causa dessa corrosão é a despassivação da armadura por carbonatação.



Figura 9: Manchas de corrosão e destacamento do revestimento.



Figura 10: Viga com elevado grau de corrosão

Na figura 10, nota-se que a armadura apresenta uma pintura anticorrosiva. A proteção das armaduras com esse tipo de pintura deve ser precedida de uma limpeza por todo o seu diâmetro, inclusive na parte interna, com escova de aço. Possivelmente, este tratamento não foi realizado corretamente, pois o concreto está com resíduos de tinta, significando que não ocorreu uma limpeza por trás da ferragem.

3.3.4 Recalque diferencial

Os pilares secundários da estrutura periférica continuam recalcando. Grande parte das fissuras encontradas na edificação tem como causa o recalque diferencial desta estrutura secundária. Na figura 11 é visível a diferença de nível existente no piso e no teto da garagem.



Figura 11: Recalque dos pilares secundários

3.3.5 Fissuras

Várias fissuras foram encontradas na estrutura (figuras 12 e 13). Dentre as principais causas conhecidas, pode-se destacar a corrosão das armaduras e o recalque diferencial.



Figura 12: Viga com fissura devido à corrosão.

No caso da figura 12, quando a fissura tem o mesmo sentido da armadura, provavelmente a sua causa é a corrosão. Várias fissuras como esta foram encontradas na estrutura do edifício.



Figura 13: Fissura causada devido ao recalque diferencial

4. ENSAIOS E RESULTADOS

Para comprovar a corrosão das armaduras e suas causas, foi feito o ensaio com fenolftaleína e nitrato de prata, indicadores de carbonatação e de cloretos livres, respectivamente. Os ensaios foram realizados em quatro pilares da edificação, sendo que dois para fenol e dois para nitrato.

Durante a realização dos ensaios, foi constatado que o cobrimento da armadura estava insuficiente [6], em todos os pilares estudados. A classe de agressividade nesta região é moderada, com cobrimento de 25 mm para lajes e de 30 mm para pilares [6]. Como se pode ver na figura 14, o cobrimento menor que 1 cm.



Figura 14: Cobrimento inadequado

Para a realização do ensaio, foi preciso quebrar o concreto do pilar, até encontrar a ferragem, onde foi feita uma limpeza para a remoção de impurezas e então, borrifado o indicador.

4.1 Frente de carbonatação

No primeiro pilar ensaiado com fenolftaleína, notou-se total avanço da frente de carbonatação, pois praticamente não houve reação. Portanto, todo o pH está abaixo de 8, conforme a figura 15.

Já no segundo pilar (figura 16), nota-se uma região de pH alcalino no centro da peça. Porém, devido ao cobrimento menor de um lado, a frente já atingiu a armadura.



Figura 15: 1º pilar totalmente carbonatado.



Figura 16: 2º pilar parcialmente carbonatado.

4.2 Cloretos livres

Em ambos os pilares ensaiados com nitrato de prata, verificou-se, como pode ser visto na **figura 17 a e b**, presença de precipitados brancos, indicadores de cloretos livres. Na figura 17 b, percebe-se a presença de corrosão localizada (pites). Apesar de não tão visível quanto à carbonatação, sabe-se que, em menores proporções, existem cloretos livres em partes da estrutura.

a

b



Figura 17: Corrosão por cloretos livres, precipitados brancos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4.3 Resultados

A partir dos ensaios realizados, ficou evidenciado o grande avanço da frente de carbonatação em partes da estrutura devido a umidade no interior da garagem, lixiviação do concreto e constante presença de água. Aliado a esses fatores propícios ao avanço da carbonatação, está a falta de manutenções e inspeções preventivas.

A presença de cloretos livres também foi evidenciada nos ensaios, além do que, em concretos carbonatados, o ingresso de íons cloreto é acelerado em até 100%.

5. CONCLUSÕES

Dentre as manifestações patológicas encontradas nesta edificação, a corrosão e o recalque são as mais preocupantes, pois caso não sejam combatidos, tendem a se agravar cada vez mais. O recalque, apesar de não fazer parte da estrutura principal do prédio, pode ocasionar desmoronamentos e acidentes graves.

Diante de tais situações, fez-se necessário uma recuperação e reforço da estrutura principal, com limpeza das barras com corrosão, substituição daquelas com mais de 10% da seção perdida, reposição de estribos, etc. Durante a execução da obra, aparecerão outros pilares, vigas e lajes comprometidas, que ainda não estavam expostas. A estrutura secundária será modificada, com estacas de 20 metros de profundidade e novos blocos. Para uma garantia dos serviços, é de fundamental importância a qualidade dos materiais utilizados.

Entende-se por manutenção de uma estrutura o conjunto de atividades necessárias à garantia do seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou seja, o conjunto de rotinas que tenham por finalidade o prolongamento da vida útil da obra, a um custo compensador.

Portanto, cabe aos usuários perceberem a importância da realização de manutenções e inspeções, a fim de evitar maiores custos no futuro. Um exemplo real disso é a obra estudada. Nunca foram realizadas inspeções, o que acarretou em uma grande obra de recuperação e reforço, com custos em torno de R\$ 20.000,00 por apartamento e duração mínima de 36 meses dos serviços. O edifício estudado ainda encontra-se em reforma para solucionar os problemas estruturais.

6. REFERÊNCIAS

- [1] RIBEIRO, Daniel Verás et al. Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Campus, 2014. 246 p.
- [2] GUSMÃO, Alexandre Duarte. Desempenho de Fundações de Edifícios. Curitiba, XIII COMBRASEG, Anais, 2006.
- [3] CORSINI, Rodnei. Trinca ou Fissura? Como se originam, quais os tipos, as causas e as técnicas mais recomendadas de recuperação de fissuras. Revista Técnica nº 160. Julho, 2010.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16230: Inspeção de estruturas de concreto — Qualificação e certificação de pessoal — Requisitos. 1 ed. Rio de Janeiro, 2013. 19 p
- [5] DYER, Thomas. A durabilidade do concreto. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2015. 536 p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- [7] WERLE, Aldo. Carbonatação do concreto - fenolftaleína. 2012. Disponível em: <<http://aldowerle.blogspot.com.br/2012/09/carbonatacao-do-concreto-fenolftaleina.html>>. Acesso em: 08 jan. 2016.
- [8] FRANÇA, Clério Bezerra de. Avaliação de cloretos livres em concretos pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata. 2011. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pró-reitoria Acadêmica, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2011. Cap. 3. Disponível em: <http://www.unicap.br/tede//tde_busca/arquivo.php?codArquivo=627>. Acesso em: 08 jan. 2015.



**INSPEÇÃO EM UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO USANDO POTENCIAL
DE CORROSÃO, PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO E RESISTIVIDADE
ELÉTRICA: ESTUDO DE CASO**

A. P. BRANDÃO CAPRARO

Engenheira Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
anapcapraro@gmail.com

D. DE CRISTO MIRANDA

Estudante de Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
daymiranda05@gmail.com

M. DUTKA HORTEGA

Estudante de Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
mar.dhortega@gmail.com

S.K. SILVA ZAU

Estudante de Engenharia Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
stephanie.zau@hotmail.com

M.H.F. DE MEDEIROS

Professor Doutor
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
medeiros.ufpr@gmail.com

RESUMO

As estruturas de concreto armado, assim que expostas ao ambiente, estão sujeitas a diferentes mecanismos de deterioração. Neste contexto, a corrosão de armaduras de aço é um dos mecanismos mais presentes nessas estruturas e, por formar produtos com volume superior do que o material que os originou, ocasiona o surgimento de fissuras no concreto seguido pelo deslocamento. Um dos focos de um trabalho de inspeção é a identificação da origem desse problema, visto que esse fenômeno ocorre sob influência de vários fatores que agem simultaneamente. Isto posto, o presente trabalho tem por objetivo a identificação de zonas que apresentam risco de estarem em um processo ativo de corrosão em uma estrutura de concreto armado que estagnou na fase de execução, não apresentando qualquer revestimento, e encontra-se exposta ao meio ambiente há 6 anos. Para isso, foram aplicadas três técnicas de inspeção em 10 pilares de cada um dos 3 pavimentos da estrutura vistoriada, sendo elas: potencial de corrosão, resistividade elétrica do concreto e profundidade de carbonatação. Ao final do trabalho é apresentado um estudo comparativo entre as técnicas e foi elaborada uma estimativa de vida útil da estrutura de concreto armado com base no avanço do processo de carbonatação. Além disso, foi montado um diagnóstico com relação à corrosão de armaduras com base na inspeção visual e nos ensaios realizados em campo.

Palavras-chave: corrosão, carbonatação, resistividade elétrica, concreto armado, inspeção.

ABSTRACT

The concrete structures, once exposed to the environment, are subject to different deterioration mechanisms. In this context, the corrosion of steel reinforcement is one of the mechanisms present in these structures and causes the formation of cracks followed by the detachment of the concrete. In this context, this study aims to identify areas under risk of an active process of corrosion in a reinforced concrete structure whose construction was paralyzed which presents no coating and is exposed to the environment 6 years ago. For this purpose, three different inspection techniques were used on the structure, namely: corrosion potential, electrical resistivity of concrete and carbonation depth. At the end, this work presents a comparative study between the used techniques and a lifetime estimation of reinforced concrete structure based on the progress of the carbonation process. Additionally, a diagnosis of the corrosion of reinforcing steel were carried out taking into account the data obtained in the visual inspection performed in the field tests.

Keywords: corrosion, carbonation, electrical resistivity, reinforced concrete, inspection.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

No Brasil, as estruturas de concreto armado são construídas visando a vida útil de projeto de 50 anos, porém, uma edificação pode durar muito mais do que isso. Para que isto ocorra é necessário ter atenção especial aos materiais utilizados na edificação, às técnicas construtivas e à manutenção durante toda a vida útil de serviço da estrutura. Quando algum destes fatores é ineficiente, é comum o aparecimento de manifestações patológicas, expressão resultante de um mecanismo de degradação na edificação, que podem ser apenas estéticas ou ainda afetar a funcionalidade da estrutura [1].

Um destes mecanismos de degradação que merece grande atenção do profissional da engenharia civil é a corrosão, devido ao risco que pode proporcionar. Alguns agentes agressivos podem ser causadores da corrosão de armaduras, como o CO_2 , responsável pelo processo de carbonatação, que reduz o pH por meio de reações químicas com os compostos alcalinos do cimento hidratado. Além disso, outra causa de corrosão pode ser o ataque por cloretos que, ao ingressar no concreto, também desencadeiam o processo corrosivo proporcionando a despassivação do aço. Outros compostos como os óxidos de enxofre e fuligem presentes na atmosfera do ambiente urbano também contribuem para a corrosão.

Existe uma dificuldade, entretanto, em identificar processos corrosivos. Quando é possível visualizar manchas de produto da corrosão, geralmente o processo já está avançado e já ocasionou fissuras ou deslocamento. Desta forma, é importante a realização de ensaios não destrutivos para verificar áreas possivelmente degradadas que não foram identificadas com a inspeção visual. Adicionalmente, é importante considerar a microrregião onde se encontra o componente estrutural e a própria natureza do componente – laje, viga ou pilares e paredes – os quais devem ser levados em conta. As lajes, por exemplo, localizadas em ambientes úmidos, podem sofrer muito mais o fenômeno de condensação do que elementos verticais [2].

O objeto deste estudo é analisar uma estrutura localizada no campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná, a qual não foi concluída e está abandonada há mais de seis anos. A paralisação na execução da obra resultou em grande exposição da estrutura a agentes agressivos, além de ter proporcionado agravantes tais como acúmulo de água por toda a estrutura. Estas condições configuram uma situação propícia para o desenvolvimento de mecanismos de deterioração dos elementos estruturais. Desta forma, há grande importância na identificação de áreas degradadas, estabelecendo regiões críticas que mereçam atenção especial. Assim, o objetivo principal do estudo foi localizar as zonas de maior risco de corrosão das armaduras, através dos ensaios de profundidade de carbonatação, potencial de corrosão e resistividade elétrica do concreto. Dessa forma, com resultados concretos, foi possível obter um panorama mais detalhado das reais condições da estrutura em estudo. Além disso, buscou-se estabelecer uma comparação entre os três métodos utilizados para identificação dos elementos mais suscetíveis à corrosão das armaduras.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Corrosão

O concreto é um meio alcalino, com pH acima de 12 essa característica provém do processo de hidratação dos silicatos de cálcio (C_3S e C_2S) – presentes no cimento – liberando $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Isto faz com que seja formada uma camada passivadora no aço presente no concreto armado, que atua como proteção em relação à corrosão. Quando esta película passivadora é rompida, pela influência de agentes agressivos, inicia-se o processo corrosivo [2] [3].

A corrosão que atua sobre as obras civis convencionais é a eletroquímica. Esse processo trata-se de um ataque de natureza eletroquímica, que ocorre em meio aquoso, como resultado de uma pilha ou célula de corrosão, com eletrólito e diferença de potencial entre os trechos da superfície do aço [4]. Devido à presença de umidade na superfície do concreto, forma-se um eletrólito através do qual ocorre difusão iônica ao longo dos trechos da armadura das zonas anódicas (corroídas) para as zonas catódicas (não corroídas).

Para que a corrosão ocorra é necessário que haja, além da água ou umidade para a formação do eletrólito, a presença de oxigênio. Mesmo assim, a corrosão só ocorre se houver a ruptura da película passivadora do aço, formada em meio de elevada alcalinidade. Com a presença de outros agentes agressivos como sulfetos, cloretos, dióxido de carbono, óxidos de enxofre, fuligem, entre outros, o processo corrosivo pode ser iniciado porque estes íons agressivos podem resultar na ruptura da película de proteção.



2.2 Carbonatação

As edificações no meio urbano são majoritariamente construídas de concreto armado, de modo que a carbonatação é um processo com importante contribuição para degradação das estruturas. Como o concreto apresenta pH alcalino (entre 12 e 13), resultado da hidratação dos silicatos de cálcio (C_3S e C_2S) liberando $Ca(OH)_2$ devido ao processo de hidratação do cimento, a armadura presente dentro do concreto fica em estado passivado. Segundo HELENE [5], a passivação pode ser entendida como a resistência à corrosão, proporcionada por uma película fina de um filme de óxido estável e aderente, e formado na superfície do metal.

A alcalinidade do concreto é reduzida ao longo do tempo pela penetração, em seus poros, de agentes agressivos. O principal responsável por essa mudança é o dióxido de carbono (CO_2) que reage com os compostos alcalinos do cimento diminuindo o pH, conforme a Equação (1).



As reações químicas da carbonatação se iniciam na face externa da peça de concreto e, por difusão do CO_2 , avançam para o interior da peça com o passar do tempo. A interface entre o concreto que já foi carbonatado e o não carbonatado é chamada de frente de carbonatação [3] [4] [5] [6].

O processo de carbonatação, apesar de diminuir o pH do concreto, tende a aumentar sua resistência superficial e sua impermeabilidade à penetração de agentes agressivos, de modo que não é diretamente prejudicial ao concreto em si [7]. O problema ocorre com a redução da alcalinidade da solução presente nos poros ao redor das armaduras [5]. Com a diminuição do pH as condições de estabilidade química da película passivadora do aço são afetadas e ocorre a despassivação, que pode levar à corrosão da armadura, se outros elementos como umidade, oxigênio e diferença de potencial estiverem presentes.

Portanto, a permeabilidade e a porosidade são fatores que influenciam diretamente na velocidade da carbonatação, uma vez que essa depende da difusão do CO_2 para o interior do concreto. Consequentemente, a relação água/cimento do concreto tem um papel preponderante nesse processo. Concomitantemente, a umidade relativa do ar também afeta a velocidade de corrosão sendo uma condição crítica quando em torno de 65% onde a carbonatação ocorre com mais intensidade [4].

2.3 Resistividade elétrica do concreto

A resistividade elétrica do concreto é uma propriedade volumétrica que indica a capacidade do concreto transportar cargas elétricas. Relaciona-se com a permeabilidade de fluidos e difusividade de íons através dos poros do concreto [8]. Em um concreto saturado, a resistividade elétrica é uma medida indireta da interconectividade entre os poros do concreto [9] [10].

Alguns fatores podem influenciar o resultado da resistividade elétrica, tais como: relação água/cimento, origem e dimensão dos agregados utilizados, hidratação e tipo de cimento, presença de adições minerais, geometria da peça, temperatura e umidade do ambiente ou a presença de íons cloreto [11].

A resistividade elétrica do concreto é um dos principais parâmetros utilizados no monitoramento do desenvolvimento da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado. Muitas vezes ela é decisiva na velocidade de corrosão, pois controla o fluxo de íons que se difundem pelo concreto através da solução aquosa presente nos poros, sendo altamente sensível ao teor de umidade de equilíbrio e à temperatura do concreto, reduzindo-se com o seu aumento [5]. Contudo, a resistividade elétrica do concreto nem sempre é o fator determinante da velocidade de corrosão, o que é uma forte evidência de que não é coerente utilizar a resistividade do concreto como fator único de monitoramento ou diagnóstico de uma estrutura de concreto armado [12].

2.4 Potencial de corrosão

Este método é normalmente utilizado para registrar uma dada situação em termos de probabilidade de corrosão permitindo também acompanhar a evolução no tempo, ou seja, fazer um monitoramento da estrutura ou corpo de prova

em estudo [5]. Esta ferramenta é um meio rápido e de baixo custo para a identificação de zonas de aço despassivado que necessitam análise ou reparos [13].

O método consiste em medir a diferença de potencial elétrico entre o aço da peça em análise e um eletrodo de referência, sendo que o último é capaz de manter seu potencial elétrico estável. Não existe norma que regulamente este ensaio no Brasil, de modo que é comum fazer uso do procedimento de ensaio e critério de avaliação da norma americana ASTM C 876:2009 [14].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Como base deste estudo, foram realizados 3 ensaios de campo: profundidade de carbonatação, resistividade elétrica do concreto e potencial de corrosão das armaduras. Para isso, foram definidas metodologias particulares de escolha, corte e molhagem dos pilares amostrados para inspeção. Devido à ausência de normas nacionais regulamentando tais ensaios, a metodologia aplicada neste estudo baseou-se em outros estudos já realizados com esta temática. Ao final dos ensaios, todos resultados foram avaliados considerando-se a média aritmética e desvio padrão dos resultados.

3.1 Escolha dos pilares, corte e molhagem

Como mencionado anteriormente, a estrutura estudada apresenta três pavimentos (térreo, primeiro e segundo pavimentos). Assim, foram escolhidos 10 (dez) pilares por pavimento. Destes 10 por andar, 4 localizavam-se nas fachadas principais e os outros 6 foram escolhidos ao longo do centro do pavimento, buscando selecionar os que estavam em piores condições. A escolha ocorreu deste modo para que, ao final, pudessem ser analisados os pontos críticos da estrutura.

Foi preciso cortar os pilares para que os ensaios de profundidade de carbonatação e potencial de corrosão pudessem ser executados. Buscou-se realizar o corte na altura da ordem de 1m acima da base do pilar. Primeiramente utilizou-se uma serra elétrica circular para fazer o corte inicial da quina. Foram realizados 6 cortes horizontais em cada quina. Em seguida foi utilizado um martetele, com broca nº12, para realizar a abertura dos pilares, como apresenta a Figura 1.



Figura 1: Corte de um pilar com a serra (A) e o martetele (B)

De acordo com a revisão bibliográfica usada como base deste trabalho, para os ensaios de potencial de corrosão e resistividade elétrica, é necessário o umedecimento da superfície de concreto. Sendo assim, foi estabelecida a metodologia a seguir apresentada: cada 5 pilares formavam um ciclo, e este ciclo era molhado 15 vezes com uma pisseta de laboratório. Este método foi mantido em todo o procedimento para padronização das condições de acesso à umidade e saturação.

3.2 Profundidade de Carbonatação

A realização do ensaio de profundidade de carbonatação se deu através da leitura de profundidades após a aspersão de 2 borrifadas de um indicador de pH, neste caso, uma solução de fenolftaleína. Tal solução é preparada de acordo com as orientações sugeridas pela RILEM CPC 18 [15], nas quais indica-se diluir totalmente 10 g de reagente em 700 ml de etanol puro e, em seguida, adicionar 300 ml de água destilada à mistura.

A região que não se encontra rosada, após a aplicação da solução, corresponde à profundidade de concreto carbonatado (Figura 2(A)). Em cada cavidade aberta foram executadas 9 medições da frente carbonatada, sendo que cada uma delas foi realizada com auxílio de um paquímetro posicionado perpendicularmente à superfície de corte, assim como ilustra a Figura 2(B). A partir dessas medições foi calculada a média aritmética da profundidade carbonatada de cada pilar visando a homogeneização dos resultados para a análise comparativa entre os outros pilares em estudo.

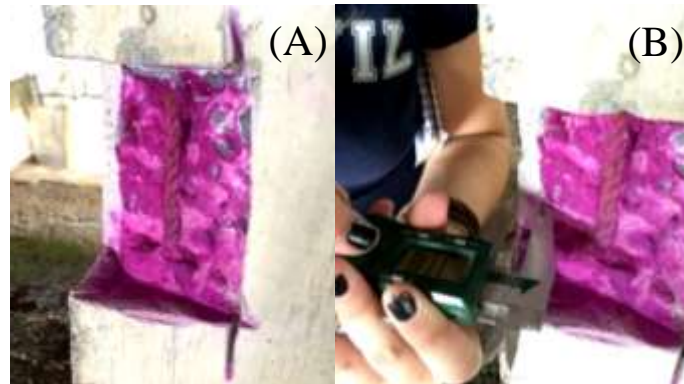


Figura 2: Superfície de corte logo após a aspersão de fenolftaleína (A); Leitura da profundidade da frente carbonatada com auxílio de um paquímetro (B).

Nesta técnica de inspeção, caso detectado nos ensaios que a frente de carbonatação atingiu as barras de aço, pode-se afirmar o processo de carbonatação como uma causa da corrosão de armaduras. Caso a profundidade de carbonatação seja inferior à espessura da camada de cobrimento, a interpretação deve ser no sentido de elaborar uma previsão de vida útil com vista a carbonatação de modo a estimar o tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja a espessura de cobrimento existente.

Para a avaliação do tempo da vida útil da edificação foi utilizado o modelo de TUUTTI [16]. Este modelo permite calcular o coeficiente de carbonatação da estrutura (Equação (2)), isto é, quantos milímetros ela sofrerá carbonatação ao longo dos anos. Nesta avaliação adotou-se a média que indicava a maior profundidade de carbonatação encontrada na estrutura, por este ser o valor que indicará o tempo de vida útil crítico, ou seja, o menor.

$$k_{CO_2} = \frac{\sqrt{t}}{x_{CO_2}}$$

Equação (2)

3.3 Resistividade Elétrica

O ensaio de resistividade elétrica do concreto foi realizado através de um procedimento não-destrutivo, que permite estimar o risco de corrosão das armaduras. Para a realização do ensaio, foi utilizado o aparelho Resipod da marca Proceq, o qual consiste em 4 sondas, que seguem o princípio do dispositivo de Wenner, com as sondas espaçadas em 50 mm entre si, como ilustra a Figura 3(A). As sondas externas aplicam uma corrente elétrica com frequência de 40 Hz e as internas medem diferenças de potenciais de até 38 V, no máximo (Figura 3 (B)).

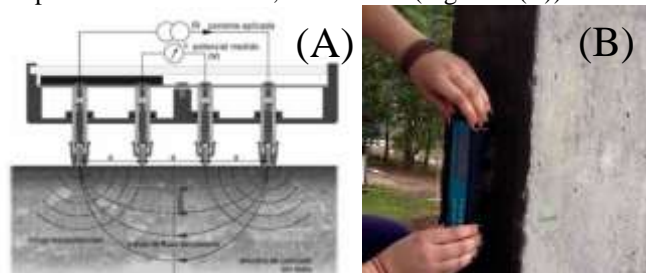


Figura 3 (A e B): Funcionamento do Resipod em uma superfície de concreto) [17]

Foram realizadas três medições por pilar: a 0 cm, 50 cm e 100 cm de altura da base do pilar. Tais leituras foram realizadas após o ciclo de molhagem, descrito na seção 3.1, em posições não coincidentes com o posicionamento das armaduras. Contudo, para a análise final, foram selecionadas apenas as leituras referentes à resistividade elétrica na base dos pilares, uma vez que tais regiões são mais propícias para a ocorrência de corrosão.

Para a análise da probabilidade de corrosão dos pilares utilizou-se como base a tabela de resistividade indicada no CEB 192 [4], na qual os valores das leituras da diferença de potencial, em $k\Omega.cm$, indicam a probabilidade de corrosão que varia de desprezível a muito alta.

Tabela 1: Relação entre a resistividade elétrica do concreto e a probabilidade de corrosão da armadura [4]

Resistividade Elétrica do Concreto ($k\Omega.cm$)	Indicação da probabilidade de corrosão
> 20	Desprezível
10 a 20	Baixa
5 a 10	Alta
< 5	Muito Alta

3.4 Potencial de Corrosão

O ensaio foi realizado após o procedimento de molhagem descrito anteriormente e foi utilizado um eletrodo de referência de prata/cloreto de prata acoplado a um multímetro digital de alta impedância, como ilustrado na Figura 4. O eletrodo de referência, ligado ao polo positivo do multímetro, foi posicionado acima do local da armadura em que se desejava medir o potencial de corrosão e o polo negativo do multímetro era acoplado na barra de aço objeto de medição. Em cada pilar, as leituras foram executadas em três pontos, sendo um na base do pilar (0 m), outro a 0,5 m da base e o último a 1,0 m da base.

Como critério de avaliação foi usada a classificação indicada pela ASTM C 876: 2009 [18], representada na Tabela 2. É importante ressaltar que, assim como o ensaio de resistividade elétrica do concreto, os dados efetivamente utilizados para indicar a probabilidade de corrosão foram referentes às medições dos pilares, já que esta é a região mais sujeita à corrosão.



Figuras 4: Contato com a armadura (A); Utilização do eletrodo e do multímetro (B)

Tabela 2: Correlação dos valores de ddp e da probabilidade de corrosão [18]

Tipo do Eletrodo				Probabilidade de Corrosão
Cobre/Sulfato de Cobre (mV)	Prata/Cloreto de Prata (mV)	Hidrogênio (mV)	Calomelano saturado (mV)	
> - 200	> - 106	> + 116	> - 126	Baixa (até 10% de risco de corrosão)
- 200 até - 350	- 200 até - 256	+ 116 até - 34	- 126 até - 276	Intermediária
- 350 até - 500	- 256 até - 406	- 34 até - 184	- 276 até - 426	Alta (até 90% de risco de corrosão)
< - 500	< - 406	< - 184	< - 426	Corrosão Severa

4. RESULTADOS

4.1 Carbonatação

A análise da profundidade de carbonatação dos pilares avaliados foi realizada comparativamente com o cobrimento especificado em projeto. O cobrimento, superior a 30mm, atenderia, pela NBR 6118 [19], um ambiente de agressividade moderada, o que ocorre por tratar-se de uma estrutura construída em ambiente urbano.

Nas Figuras 5 a 7, representando os três pavimentos da edificação, respectivamente, são apresentadas as médias das nove leituras de profundidade de carbonatação, realizadas em cada pilar analisado. Foi possível perceber que entre os pavimentos não houve grande discrepância entre os valores obtidos, indicando certa homogeneidade na qualidade do concreto e mesmo nível de agressividade entre os pavimentos, em relação à exposição ao dióxido de carbono. Ainda, de acordo com as médias das leituras realizadas nos pilares, os pavimentos térreo, primeiro e segundo apresentaram, respectivamente, profundidades máximas de carbonatação de 14 mm, 18 mm e 14 mm, o que mostra que, em todos os pavimentos, não houve um valor que atingisse o cobrimento de 30 mm, tal como especificado em projeto. Isso pode ser explicado pelo fato do processo da carbonatação ser lento e da estrutura em questão ter apenas seis anos em exposição. Deste modo, é aceitável que a frente de carbonatação ainda não tenha atingido as armaduras.

Outra análise pode ser feita com relação ao posicionamento dos pilares, internos ou de fachada. Para isto fez-se o uso do teste de Tukey com 95% de confiança, onde a diferença significativa de Tukey (TSD) obtida (2,07) foi maior que a diferença entre as médias das profundidades de carbonatação dos pilares internos e os de fachada (1,51). Isto indica que as duas condições de exposição podem ser consideradas iguais, não havendo maior agressividade nos pilares da fachada do edifício.

Como descrito anteriormente, para análise da vida útil da estrutura, adotou-se a média individual (entre os pilares inspecionados) com o maior valor de profundidade carbonatada encontrada na estrutura. Este valor foi obtido no primeiro pavimento, pilar 36 (interno) e foi aproximadamente 18 mm. Considerando-se a idade da estrutura igual a seis anos, obtém-se um resultado igual a $0,1361 \text{ mm}/\sqrt{\text{ano}}$ (Equação (3)). Com o cálculo do coeficiente de carbonatação é possível se ter uma previsão de vida útil da estrutura, uma vez que a mesma estará protegida até que a profundidade de carbonatação atinja a armadura. Considerando o cobrimento de projeto igual a 30 mm, tem-se que a vida útil da estrutura é igual a 16 anos (Equação (4)).

O valor encontrado na Equação 4, 16,67 anos, está bem abaixo do recomendado pela norma brasileira de estruturas de concreto armado, 50 anos. Isto se deve principalmente às condições às quais a estrutura está exposta, uma vez que não recebeu nenhum sistema de proteção pela paralização de sua execução. Desta forma, mesmo que a profundidade carbonatada não tenha atingido as armaduras em nenhum dos casos avaliados, cabe ressaltar que as condições não são favoráveis à estrutura, sendo sua integridade diretamente afetada por este motivo.

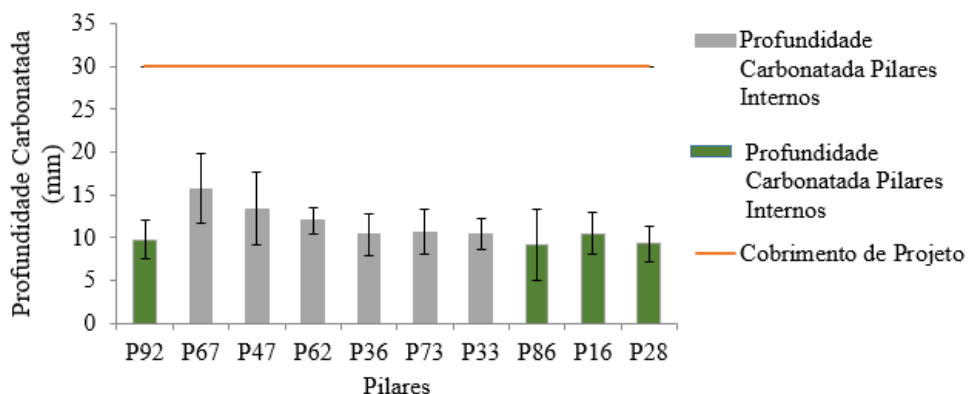


Figura 5: Profundidade de carbonatação nos pilares do pavimento térreo

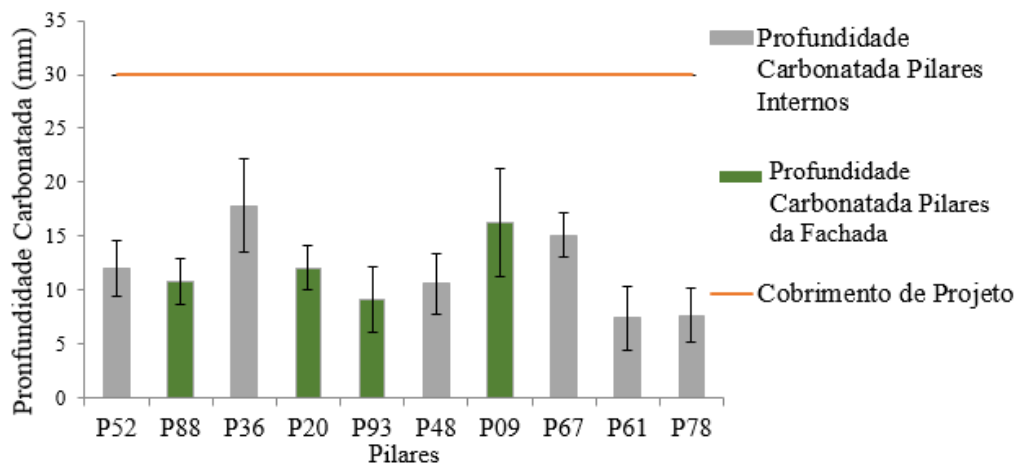


Figura 6: Profundidade de carbonatação nos pilares do primeiro pavimento

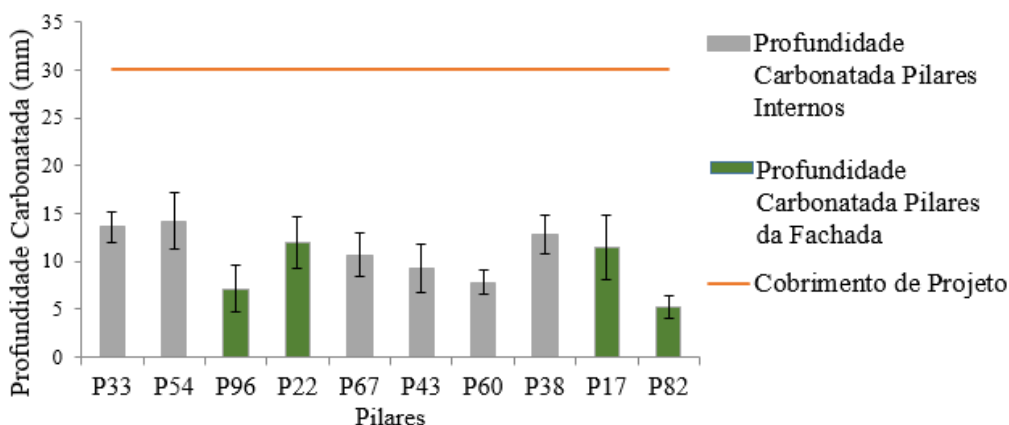


Figura 7: Profundidade de carbonatação nos pilares do segundo pavimento

$$k_{CO_2} = \frac{\sqrt{t}}{x_{CO_2}} \rightarrow k_{CO_2} = \frac{\sqrt{6}}{18} = 0,1361 \text{ mm}/\sqrt{\text{ano}} \quad \text{Equação (3)}$$

$$k_{CO_2} = \frac{\sqrt{t}}{x_{CO_2}} \rightarrow 0,1361 = \frac{\sqrt{t}}{30} = 16,67 \text{ anos} \quad \text{Equação (4)}$$

4.2 Resistividade elétrica do concreto

Para análise da probabilidade de corrosão do elemento estrutural, através da resistividade elétrica do concreto, optou-se pela adoção dos valores críticos obtidos. Em todos os casos observou-se que os menores valores de resistividade elétrica se encontravam na base dos pilares, havendo aumento desses valores ao longo da altura do elemento.

As Figuras 8 a 10 apresentam os valores de resistividade elétrica obtidos em cada pavimento analisado. A aleatoriedade dos resultados entre os pavimentos não torna possível a identificação do que apresenta maior agressividade na edificação. Vale salientar que somente dois pilares, sendo um no primeiro (P36) e outro no segundo pavimento (P38), obtiveram resistividade menor que 20 kΩ.cm, indicando respectivamente 14,3 kΩ.cm e 12,8 kΩ.cm. Entretanto, nestes dois casos, a resistividade foi superior a 10 kΩ.cm, indicando uma baixa probabilidade de corrosão.

Ao analisar a localização dos pilares, observou-se que, no primeiro pavimento, os de menor resistividade estão na fachada do edifício, como é o caso do pilar P93, ou estão abaixo da junta de dilatação não estanque, como o pilar P36. O mesmo acontece com alguns pilares do segundo pavimento, como pode ser visto no pilar P82. Além disso, observa-se

que alguns dos pilares localizados na parte externa da estrutura possuem valores de resistividade menores que os internos. De forma geral, os pilares que estão em maior contato com a água ou na fachada do edifício possuem valores de resistividade mais baixos. Deve-se destacar que a metodologia usada na inspeção de padronizar o umedecimento do concreto tem a tendência de tornar todos com mesmo grau de umidade, que é um fator de forte influência na diferenciação da resistividade elétrica dos elementos estruturais. Porém, esta prática acaba dificultando a mensuração do efeito dos diferentes micro climas que atuam em condições de serviço. Uma boa alternativa para a continuidade deste trabalho de inspeção seria realizar medidas de resistividade sem o umedecimento do concreto, obtendo-se a resistividade real dos elementos em um dado momento de modo a investigar, por exemplo, a diferença real em condições de campo que pilares de fachada apresentam.

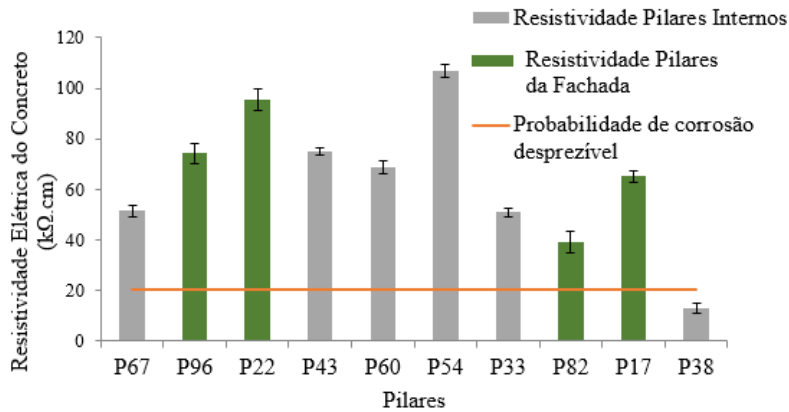


Figura 8: Resistividade elétrica do concreto nos pilares do pavimento térreo

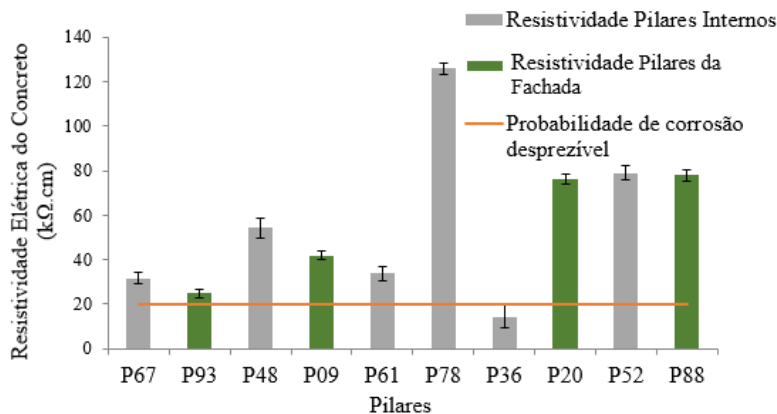


Figura 9: Resistividade elétrica do concreto nos pilares do primeiro pavimento

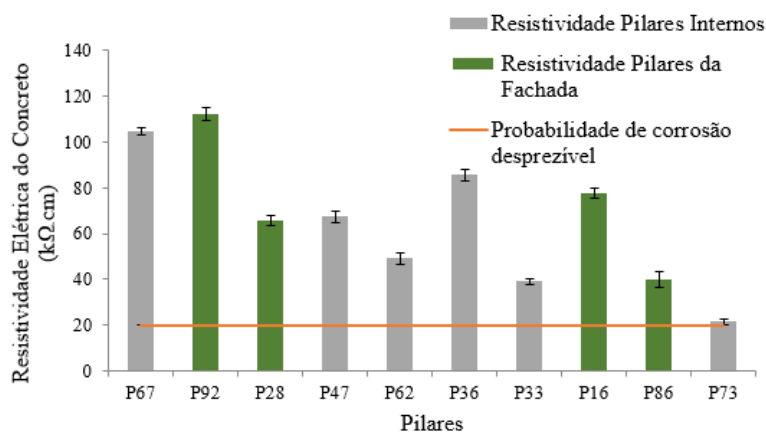


Figura 10: Resistividade elétrica do concreto nos pilares do segundo pavimento

4.3 Potencial de Corrosão

A análise do potencial de corrosão se deu de forma semelhante à da resistividade elétrica no que diz respeito aos valores analisados. Optou-se, também, pela adoção dos valores críticos obtidos na base dos pilares inspecionados. As Figuras 11 a 13 apresentam os valores de potencial de corrosão obtidos em cada pavimento analisado. A aleatoriedade dos resultados entre os pavimentos dificulta a classificação de um andar com agressividade superior à outra. Os pilares P67 e P86 do pavimento térreo, P93, P61, P20 e P88 do primeiro pavimento e P67, P43 e P17 do segundo pavimento apresentaram potenciais mais negativos que -106 mV. Novamente, os pilares com menores potenciais de corrosão estão localizados na parte externa da edificação ou estão abaixo de uma junta de dilatação não estanque a água de chuva. Entretanto, em todos esses casos o valor obtido foi superior a -256 mV, indicando uma classe intermediária de probabilidade de corrosão. O fato de as leituras não indicarem armaduras em estado de corrosão é natural e de acordo com os dados de carbonatação, que mostrou que a armadura ainda está imersa em concreto com elevada alcalinidade.

Através da análise conjunta dos ensaios de resistividade elétrica e potencial de corrosão, foi possível observar que os piores resultados indicaram uma probabilidade intermediária de corrosão, o que dificulta o diagnóstico final da estrutura, uma vez que ela pode ou não estar passível de corrosão.

No pavimento térreo, os pilares P73 e P62 tiveram negativa notoriedade, isso deve-se à presença de uma junta de dilatação nas vigas acima destes, o que facilita a percolação de água até o pilar e o torna um ambiente favorável para corrosão da armadura. Além disso, o pilar P73 está localizado ao lado das escadarias, local que permite que as águas provenientes dos andares superiores percorram pelo pilar, auxiliando também na ocasião propícia para que ocorra a corrosão das armaduras. No primeiro pavimento, P36 e P67 também apresentaram resultados que indicam que, futuramente, estes podem se tornar pilares críticos com relação ao potencial de corrosão. O pilar P36 também acaba sendo atingido pela água que atravessa a junta das vigas que estão acima dele, sendo que a entrada é facilitada pelas fissuras existentes ao longo desse elemento. O pilar P67 está no poço do elevador que, por ser um local aberto, também permite que as águas de outros pavimentos atinjam este pilar. Os pilares P33 e P38, no segundo pavimento, apresentaram os piores resultados de ambos os ensaios em relação aos demais. Isto pode ser explicado pela grande umidade existente nesse pavimento e uma boa quantidade de poças de água nas lajes deste piso, principalmente na base do pilar P33.

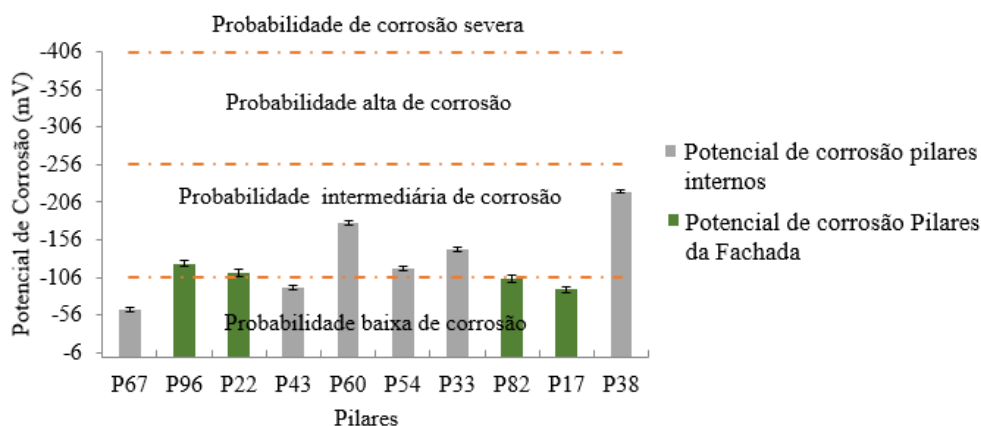


Figura 11: Potencial de corrosão nos pilares do pavimento térreo

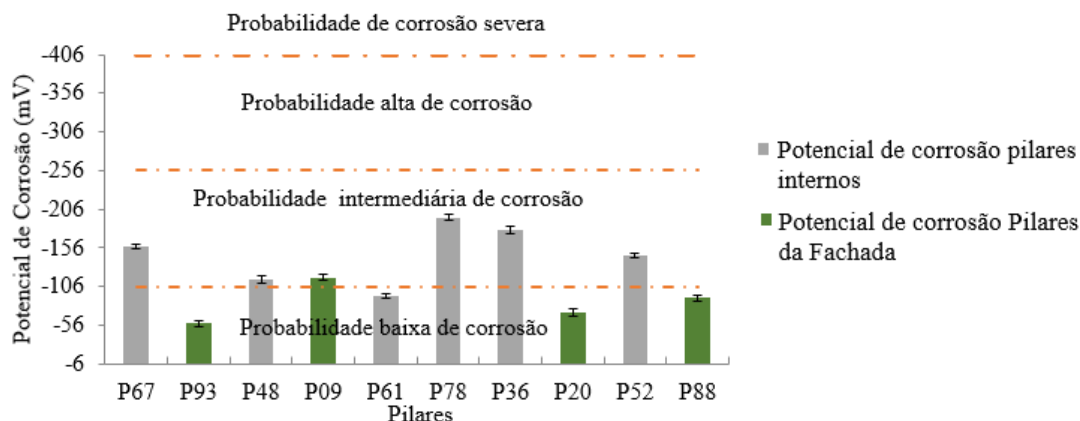


Figura 12: Potencial de corrosão nos pilares do primeiro pavimento

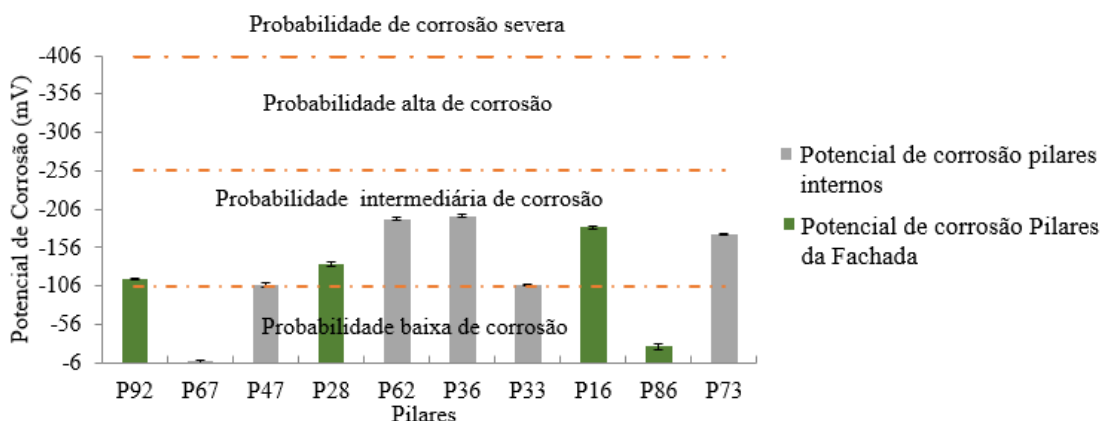


Figura 13: Potencial de corrosão nos pilares do segundo pavimento.

5. CONCLUSÃO

A análise conjunta dos três ensaios permite, de forma mais segura, avaliar o risco de corrosão da estrutura estudada. Percebe-se, através de todos os resultados, que por mais que a estrutura não tenha sido concluída e que esteja sujeita a exposição de intempéries, ela não possui um processo ativo de corrosão.

Os resultados da profundidade de carbonatação permitem concluir que a armadura de aço utilizada, ainda está passiva uma vez que o processo de carbonatação não superou o cobrimento. Isto ocorre pelo fato do estudo se tratar de uma estrutura ainda nova e também pela carbonatação ser um processo lento. Quanto a vida útil, obtida através do ensaio de carbonatação, pode-se perceber que o valor é baixo quando comparado a recomendação normativa nacional.

A grande maioria dos resultados de resistividade elétrica do concreto resultou numa probabilidade desprezível quanto à corrosão, indicando assim a qualidade e a integridade do material. Apesar disso, os pilares que apresentaram os menores valores de resistividade estão mais expostos a agentes externos, ou por comporem a fachada do edifício, ou por possuírem uma junta de dilatação não estanque que permite a entrada de agentes agressivos dissolvidos na água da chuva. Vale ressaltar que estes mesmos pilares possuem manifestações patológicas como manchas de corrosão, matéria orgânica, manchas por gotejamento e até acúmulo de água na base do pilar.

De forma semelhante à resistividade, os resultados do potencial de corrosão indicaram uma probabilidade baixa de ocorrência do mecanismo de corrosão. No pavimento térreo, o potencial de corrosão é maior nos pilares externos, enquanto no primeiro e no segundo pavimento os internos é que apresentaram um maior potencial de corrosão. Não foi possível identificar um pavimento com maior agressividade, isso se deu pela aleatoriedade dos resultados entre os pavimentos, porém, os ensaios de potencial de corrosão e de resistividade elétrica do concreto foram capazes de indicar



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



regiões cuja possibilidade de corrosão pode aumentar significativamente caso nenhuma providência seja tomada. Logo, as técnicas se mostraram interessantes quando aplicadas conjuntamente e satisfatórias no que diz respeito ao diagnóstico de uma estrutura.

Cabe ainda destacar que este trabalho visou especificadamente a inspeção de pilares, sendo necessários trabalhos complementares focando vigas e lajes para complementar o diagnóstico.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e Ministério da Educação pelas bolsas concedidas no Programa de Educação Tutorial (PET) e no Mestrado. Além disso, agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento dos equipamentos que deram suporte aos trabalhos de campo.

7. REFERÊNCIAS

- [1] FRANÇA, Aet al. “Patologia das construções: Uma especialidade na Engenharia Civil”. *Revista Techne*, 2011, v.174, p. 72-77.
- [2] HELENE, P. “Corrosão em armaduras para concreto armado”. São Paulo: Editora Pini, 1986.
- [3] MEDEIROS, M. H. F. “Estruturas de concreto com corrosão de armaduras por carbonatação: comparação de argamassas de reparo quanto a proteção do aço”. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002
- [4] CASCUDO, O. “O controle da corrosão de armaduras em concreto, inspeção e técnicas eletroquímicas”. São Paulo Editora Pini, 1997.
- [5] HELENE, P. “Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado”. Tese de Livre Docência, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.
- [6] ANDRADE, C. “Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras”. São Paulo, Editora Pini, 1992.
- [7] MEDEIROS, M. H. F.; HELENE, P. R. D. L. “Estudo da carbonatação em concretos e argamassas”. *Revista Engenharia, Ciência & Tecnologia, Vitória - Espírito Santo*, v. 4, n. número 4, p. 3-12, 2001.
- [8] ANDRADE, C.; D’ANDREA, R. “Electrical resistivity as microstructural parameter for the modeling of the service life of reinforced concrete structures”. 2º International Symposium on Service Life Design for Infrastructure, Delft, 2010.
- [9] MEDEIROS JR, R. A. “Estudo da resistividade do concreto para proposta de modelagem de vida útil – corrosão de armaduras devido à penetração de cloretos”. Tese (Doutorado, qualificação), Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Paulo, 2014.
- [10] ANDRADE, C. “Calculation of Initiation and Propagation Periods of Service Life of Reinforcements by Using the Electrical Resistivity”. RILEM Publications SARL, 2004.
- [11] LEOCINI, J. W. “Estudos sobre resistividade elétrica superficial em concreto: análise e quantificação de parâmetros intervenientes nos ensaios”. Tese (doutorado), Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2011.
- [12] MEDEIROS, M. H. F. “Estudo de variáveis que influenciam nas medidas de resistividade de estruturas de concreto armado”. *Revista Engenharia Civil da Universidade do Minho*, v.12, Guimarães, 2001.
- [13] MEDEIROS, M. H. F.; KNUUTILA, M.; PEREIRA, E.; HELENE, P. “Inspection of Buildings in Rio de Janeiro-Brazil: Proving the greater tendency of corrosion at the base of reinforced concrete columns using potential corrosion technique”. *American Journal of Engineering Research (AJER)*, v. 2, p. 102-112, 2013.
- [14] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C-876: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. Philadelphia, 2009.
- [15] RÉUNION INTERNATIONALE DES LABORATORIES D’ESSAIS DE RECHERCHES SUR LES MATÉRIAUX ET LES CONSTRUCTIONS – RILEM. “Measurement of hardened concrete carbonation depth: RILEM CPC-18”. *Materials and Structures*, 1988, v. 21, n. 6, p. 453-55
- [16] TUUTTI, K. “Corrosion of Steel in Concrete”. *Swedish Cement and Concrete Research*, Fo nº 504, p. 469. Stockholm, 1982.
- [17] PROCEQ. “Instruções de Operação: Teste de Durabilidade do Concreto”. P. 4. 2013.
- [18] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C-876: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. Philadelphia, 2009.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.



INSPEÇÃO PREDIAL, DESEMPENHO E VIDA ÚTIL DE EDIFICAÇÕES: PROPOSTA DE SISTEMATIZAÇÃO

L. S. PACHECO

Prof. Msc. Arquiteta e Urbanista
LEME, UFRGS
Porto Alegre; Brasil
luizasegabinazzi@hotmail.com

M. BIGOLIN

Prof. Msc. Arquiteta e Urbanista
LEME, UFRGS
Porto Alegre; Brasil
morgane.b@gmail.com

D. S. ADAMATTI

Eng^o Civil
LEME, UFRGS
Porto Alegre; Brasil
deisesadamatti@hotmail.com

L. C. P. SILVA FILHO

Prof. PhD. Eng.^o Civil
LEME, UFRGS
Porto Alegre; Brasil
lcarlos66@gmail.com

RESUMO

Edificações seguras, duráveis e em bom estado de conservação são qualidades fundamentais ao se adquirir um imóvel. No entanto, a aquisição de um imóvel novo, não significa possuir uma construção isenta de problemas relacionados ao desempenho durante a sua vida útil. Distintos fatos registrados em edificações do Brasil e do mundo relatam que em casos extremos, a perda de desempenho pode vir a gerar até mesmo acidentes graves. Tais fatos nos incitam a refletir sobre a qualidade das obras que estamos projetando e qual é o legado que estamos deixando, bem como de que maneira podemos monitorar a manutenção da qualidade almejada. Este trabalho apresenta uma discussão sobre a influência da atividade de inspeção predial no controle da perda de desempenho dos diversos sistemas construtivos durante sua vida útil e propoem uma sistemática temporal de inspeção baseada na durabilidade dos sistemas de uma edificação. Palavras-chave: Inspeção Predial, desempenho, durabilidade.

ABSTRACT

Safe, durable and in good repair buildings are fundamental qualities to buy a property. However, the acquisition of a new property does not mean owning a building free of problems related to performance over its useful life. Different facts recorded in Brazil and the world's buildings report that in extreme cases, loss of performance can come to generate even serious accidents. These facts make us reflect on the quality of the buildings we are designing and what the legacy we are leaving, as well as which way we can monitor the maintenance of the desired quality. This paper presents a discussion about the influence of building inspection activity in the control of performance loss of several building systems throughout its service life and propose a periodic system of inspection based on the estimated durability of the building systems.

Keywords: Building Inspection, performance, durability.

1. INTRODUÇÃO

A indústria da construção é reconhecida como o setor que menos se desenvolveu tecnologicamente nos últimos anos. No Brasil, os sistemas construtivos utilizados além de utilizar técnicas praticamente artesanais ainda carecem de uma avaliação de desempenho final obtido. Não há a cultura de avaliação do produto "edificação". O conceito de desempenho aplicado às construções ainda é recente e está causando importantes impactos na forma de construir no Brasil. Nos países desenvolvidos, especialmente na Europa o conceito de desempenho de edificações já está mais amadurecido e já se insere nas práticas de projeto, desenvolvimento de produtos, especificações e comunicação com os clientes.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A principal motivação para o surgimento da metodologia de desempenho foi a necessidade de avaliação de sistemas construtivos inovadores. Recentemente com o lançamento da Norma ABNT NBR 15.575 [1] a avaliação por desempenho passou a abranger todos os sistemas construtivos destinados a edificações habitacionais. Entre as novas ideias dentro do contexto nacional para avaliação da construção, está a abordagem dos requisitos dos usuários relativos à sustentabilidade. Este requisito que por vezes é inconsciente aos usuários é, porém, muito importante para a edificação. Entre os requisitos relacionados ao conjunto da sustentabilidade encontram-se os fatores relativos à durabilidade, manutenibilidade e impacto ambiental. Nesta conjuntura, a vida útil dos sistemas está relacionada ao requisito de durabilidade e merece destacada importância, já que, além dos problemas associados aos custos relativos a manutenções durante a vida útil de um sistema, ainda podem ser agregados riscos aos usuários, além de implicações ambientais relativas ao fim precoce da vida útil destes sistemas.

Os conceitos definidores de durabilidade e vida útil são variados, mas todos convergem para desempenho ao longo do tempo. Durabilidade pode ser entendida, simplificada, como qualidade ou estado daquilo que “dura” determinado período de tempo. Nireki [2] conceitua durabilidade como a habilidade de uma construção, suas partes, componentes e materiais resistirem à ação de agentes degradantes por um período de tempo. Para Soronis [3] durabilidade relaciona-se com a capacidade de uma edificação, ou partes dela, manter seu desempenho durante um tempo específico. Este considera ainda, a questão da função ou usabilidade de determinado componente, elemento ou material como durabilidade.

Entretanto, John [4] esclarece que nenhum material é intrinsecamente durável ou não; a correlação entre as propriedades do material, a agressividade do ambiente e os esforços atuantes é que vai determinar a taxa de deterioração e, conseqüentemente, a vida útil do material. Neste ponto, o conceito de vida útil é relacionado com durabilidade, e mais proximamente ligado à questão de desempenho. Assim, a durabilidade ou vida útil de um material irá variar também de acordo com o ambiente em que está inserido.

Silva Filho [5] define vida útil como a capacidade de um produto satisfazer, durante um período de tempo previsto na sua concepção, as exigências a ele impostas, sejam estas de origem técnica ou subjetiva (satisfação do usuário), quando exposto a um meio ambiente previamente determinado. Segundo, a ASTM E632-81 [6] vida útil é “o período, depois de entrar em utilização, durante o qual todas as suas propriedades relevantes estão acima de níveis mínimos aceitáveis, considerando uma manutenção corrente”. A ISO 13823:2012 [7] insere na definição de vida útil o conceito de desempenho de projeto durante o tempo e pontua que Vida útil é “o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”. Um conceito mais atualizado seria a da própria NBR 15575-1: Edificações Habitacionais – Desempenho – Requisitos Gerais [1] na qual vida útil é definida como “período de tempo em que um edifício e/ou sistema se prestam a atividades para as quais foram projetados ou construídos, com atendimento dos níveis mínimos de desempenho previstos nesta Norma considerando a periodicidade e a correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo manual de uso, operação e manutenção (a vida útil não pode ser confundida com prazo de garantia legal ou contratual [1]).

Deste modo, ao se definir que vida útil tem relação com utilidade e função ou exigências do usuário, pode-se inferir que vida útil tem relação com sistemas ou componentes de uma edificação que possuem uma “função a cumprir”. Por exemplo, o sistema fachada que possui, entre outras funções, a de vedação. Neste mesmo raciocínio a durabilidade estaria associada à degradação dos materiais formadores destes sistemas, como exemplo, um bloco cerâmico de um sistema a de fachada.

Alguns estudos [8] [9] apresentam uma versão holística e integrada dos conceitos de vida útil e durabilidade. Possan [9] apresenta uma representação esquemática da evolução dos conceitos, no caso, do estudo específico os conceitos são relativos aos sistemas estruturais de concreto armado. Porém, a representação pode ser aplicada com pequenos ajustes a qualquer outro sistema. Na Figura 1 pode-se analisar a relação.

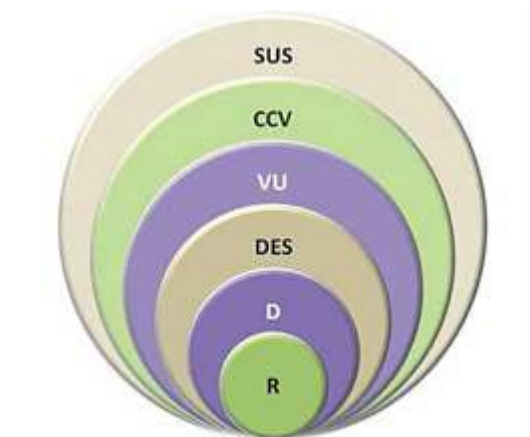


Figura 1 - Evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto em que R=resistência; D=durabilidade; DES=desempenho; VU=vida útil; CCV=custos do ciclo de vida; SUS=sustentabilidade [9].

Pode-se observar na Figura 1, que a resistência é a primeira preocupação dos projetistas, e durante muito tempo foi a única especificação de projeto. Depois se passou para os conceitos de durabilidade associados ao desempenho para após serem inseridos os conceitos de vida útil.

É importante destacar outra definição da norma de desempenho: vida útil de projeto (VUP), que compreende o período de tempo para o qual um sistema é projetado. Este conceito reitera que os períodos são válidos desde que realizadas as manutenções necessárias para cada sistema. Os prazos e orientações para a realização das manutenções em edificações são descritas no Manual de Uso, Operação e Manutenção, documento que o proprietário recebe junto com a obra finalizada. Neste contexto, torna-se fundamental a realização de uma avaliação temporal e constante das edificações – inspeção predial, que alerte e responsabilize os diversos atores para a importância da manutenção para viabilizar o bom desempenho de todos os sistemas da edificação.

As pesquisas sobre durabilidade e vida útil dos sistemas e materiais, relacionam-se principalmente às necessidades de redução de custos com manutenção ao longo da vida útil bem como com as exigências ligadas à sustentabilidade no setor da construção civil [10]. É importante neste âmbito, conhecer as características de degradação dos materiais e como estes se comportam em cada ambiente, já que uma construção que necessite de manutenção constante e onerosa pode inverter totalmente a análise do ciclo de vida de todo o conjunto, mesmo que tenham um custo econômico e ambiental menor na fase de construção.

Para responder a estas importantes questões, são estudadas dentro do setor da construção civil diversas formas de avaliar a durabilidade e a vida útil dos materiais. Existem hoje inúmeros modelos de previsões de vida útil [11]. E as formas para avaliar a durabilidade e possibilidade de deterioração obtiveram uma enorme evolução nos últimos anos. Nestes modelos, as principais formas para levantamento de dados são baseadas na sua maioria, em inspeções em uma quantidade razoável de edificações que possuam o sistema cujo modelo busca avaliar. Estas inspeções permitem avaliar como o material ou sistema se comporta ao longo do tempo.

Além, de contribuir para a geração de modelos de previsão de vida útil, a inspeção é também considerada uma eficaz atividade para acompanhar o desempenho da edificação ao longo da sua vida útil. Além disso, a inspeção predial objetiva verificar as condições de conformidade, uso, manutenção e conservação das edificações em um determinado momento. É uma atividade de caráter preventivo, que procura evitar riscos, porém não é capaz de eliminá-los.

Segundo Silva Filho [12] e Silva [13], a inspeção predial é uma atividade básica para viabilizar o plano de gestão da construção. Para a realização de uma inspeção, é necessário, primeiramente, que se realize um “exame” visual da construção, posteriormente uma análise e previsão e, por fim, uma indicação de ações corretivas a serem tomadas (no caso da verificação de anomalias e manifestações patológicas). Dentre os objetivos da atividade de inspeção predial, podemos pontuar: prevenção de falhas, detecção de problemas/anomalias, o acompanhamento das manifestações patológicas e o registro da evolução de problemas existentes.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



No Brasil não há em vigor nenhuma norma ou lei nacional que especifique os tipos de inspeção e qual a periodicidade indicada para cada uma. O que se pratica hoje, na maioria das cidades brasileiras, é a realização de inspeções regulares, as quais possuem periodicidade variável, de 3 a 5 anos. Em locais onde a inspeção não é cobrada com força de lei, é difícil verificar a realização desta atividade, retratando assim, a falta de cultura em conservação e manutenção da sociedade perante seu patrimônio edificado.

Esta temática da inspeção de edificações é estudada e discutida no Brasil há cerca de 25 anos por distintos autores, como Silva Filho [12][14], Ibape [15] e se faz presente em outras áreas importantes como as de obras de arte especiais (ex.: Pontes e viadutos) Abnt [16].

Após a realização da inspeção predial, é preciso que haja um registro de tudo o que foi visto durante a atividade. Este registro, comumente é denominado Laudo. É através deste documento que são registradas todas as informações verificadas durante cada um dos tipos de inspeção. O mesmo deve ser elaborado por um profissional com formação em Engenharia Civil ou Arquitetura e Urbanismo e registrado em seu respectivo conselho. Este laudo deve ser arquivado a fim de criar um banco de dados que dê suporte a atividade de manutenção rotineira, preventiva ou, se necessário, corretiva.

É importante levar em conta também que a inspeção predial deve considerar a idade da edificação. Sabe-se que há uma probabilidade maior, de que edificações mais antigas, tenham maiores problemas. Logo deve-se ter em mente que estas requerem maior atenção em um espaço mais curto em relação as demais edificações. No Brasil, vários estados – como, por exemplo, Pernambuco e Rio de Janeiro - e municípios, tais como Porto Alegre (RS), Balneário Camboriú (SC), Capão da Canoa (RS), Rio de Janeiro (RJ), entre outros, possuem leis as quais pontuam a periodicidade que cada construção deve chamar um profissional para realizar a inspeção predial. No entanto, não são todos os locais que levam em conta a idade da construção como fator relevante e preponderante para a ocorrência de eventuais acidentes ou riscos mais graves.

Outra importante questão a ser verificada ao se pensar em periodicidade para inspeções prediais é com relação a complexidade da edificação. Esta deve ser vista como um conjunto de sistemas, logo é preciso que se saiba vê-la de forma sistêmica por meio de cada uma suas partes. Cada sistema, no entanto, requer uma atenção diferente em tempos diferentes. A durabilidade dos materiais é distinta e, portanto isso também deve ser levado em conta quando a inspeção predial for realizada.

Em suma, a inspeção predial almeja garantir que as edificações sejam duráveis, habitáveis e que desempenhem satisfatoriamente suas funções durante a vida útil para a qual foram projetadas. A seguir será discutido um método que propõe a sistematização da periodicidade da inspeção predial. Na sequência esta proposição foi confrontada com os prazos de VUP e durabilidade dos materiais de uma obra (estudo de caso) para que se verificasse a compatibilidade entre estes prazos e os intervalos propostos para inspeções.

2. MÉTODO

Dada a inexistência de uma norma brasileira acerca do tema Inspeção Predial, o estudo visa propor um modelo que sirva como base para implementação de novas leis e/ou revisão das já existentes. Para tanto, analisou-se diferentes propostas de inspeção e periodicidades estudadas anteriormente. Neste contexto, Silva Filho [12], considera a existência de cinco tipos de inspeção: Inspeção durante a execução; Inspeção cadastral; Inspeção regular; Inspeção especializada e Inspeção emergencial.

Já a Abnt [16], expõe três tipos de inspeção para pontes e viadutos: Inspeção cadastral (coleta das principais informações para viabilização das demais inspeções); Inspeção rotineira (manter o cadastro da obra atualizado e avaliar a evolução de falhas já observadas anteriormente); e Inspeção especial (realizada sempre que necessário).

Com isso, verificou-se que não há uma orientação-padrão para os profissionais da área da construção civil quanto aos tipos de inspeção e os prazos adequados para serem realizadas. A fim de aprimorar os estudos existentes na área, o presente trabalho apresenta uma proposta adaptada das proposições anteriores, com intuito de focar nas necessidades da inspeção em obras de edificações, A Tabela 1 expõe o que acredita-se ser uma prática adequada.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 1 – Modelo baseado em Silva Filho [12] [14].

Tipo de inspeção	Objetivo	Periodicidade	Proposição
Cadastral	Verificar se a edificação foi construída em acordo ao projeto aprovado pela prefeitura ou órgão responsável, bem como pontuar a possível existência de anomalias ou falhas construtivas.	Na entrega do imóvel pela construtora	Na entrega do imóvel pela construtora
Verificação Pós Ocupação	Verificar o aparecimento de possíveis manifestações patológicas decorrentes da acomodação da estrutura, falhas de execução e desgastes precoces.	-	Caráter único 3 anos
Rotineira	Ser um instrumento de gestão da manutenção e atividades de conservação da edificação.	1-3 anos (usual 2 anos)	2 anos*
Principal	Verificar o funcionamento da edificação e/ou suas partes sob o aspecto de conservação e manutenção. É através desta inspeção que deve ser pontuado alguma eventual troca de uso ou uso inadequado dos espaços. Possui caráter legal.	3-10 anos (usual 5-6 anos)	(1ª em 7 anos) Após a cada 6 anos
Especial	Enfoque em um subsistema ou área específica da edificação, como por exemplo: parte elétrica, hidráulica, elevadores, estrutura de concreto, fachadas, cobertura etc.	Quando solicitada	Quando solicitada
Emergencial	Realizada em casos extremos após algum acidente, aparecimento de manifestação patológica grave, ocorrência de terremotos, explosões, incêndios etc.	Após acidentes ou em casos extremos	Após acidentes ou em casos extremos

*A primeira inspeção com 5 anos a partir da Inspeção cadastral; posteriormente a cada 2 anos.

Na Tabela 1, pode-se verificar que as duas primeiras inspeções possuem caráter único, se realizam apenas uma vez durante o ciclo de vida da edificação. Essas tem como objetivo primordial, mais do que verificar problemas associados à durabilidade, analisar se existem manifestações patológicas relacionadas principalmente à erros de execução e não conformidades nos materiais. As inspeções rotineiras e principais passam a se deparar com os problemas de desgaste dos materiais de uma forma mais próxima, já que a edificação possuiria cinco anos de uso na primeira inspeção. As inspeções especial e emergencial seguem os objetivos e critérios dos modelos em que foram baseadas.

A fim de aplicar o modelo acima proposto, foi selecionada uma edificação, localizada em Capão da Canoa - litoral norte do Rio Grande do Sul (Brasil) - a fim de confrontar dados de vida útil dos sistemas e durabilidade dos materiais com a periodicidade de inspeção proposta no modelo. Os dados de Vida Útil de Projeto (VUP) utilizados foram os propostos na tabela C.6 da Abnt [1] e a durabilidade dos materiais, foi levantada junto aos fornecedores dos produtos utilizados na obra.

3. RESULTADOS

A edificação analisada neste estudo possui uso residencial, composto por 12 pavimentos totalizando uma área de 14.873,25m². Caracteriza-se por ser uma edificação de alto padrão, estrutura em concreto armado moldado *in loco*, construída em 2013.

A Tabela 2 baseia-se na tabela C.6 da Abnt [1]. Esta se caracteriza como um recorte de um estudo mais amplo que considera todas as partes da edificação. Assim, é apresentado o resultado parcial, selecionando-se alguns elementos, considerando a VUP e durabilidade do material que foi utilizado na edificação.

Tabela 2 – Perspectiva de VUP e durabilidade dos elementos da edificação em estudo.

Parte da Edificação	VUP	Elementos	Especificação Material	Durabilidade
Cobertura	≥13	Telhamento	Telha de Fibrocimento Ondulada 6 mm	30 anos
Revestimento Interno Aderido	≥13	Revestimento de Piso	Piso Porcelanato 60x60cm	30 anos
Pintura	≥3	Pinturas Internas	Tinta acrílica branca fosco	5 anos
	≥8	Pinturas Externas	Tinta acrílica elástica	10 anos
Impermeabilização Manutenível sem a quebra de Revestimento	≥8	Cobertura não utilizável	Manta asfáltica - 4mm	5 anos
Esquadrias Externas Fachadas	≥20	Janelas com componentes fixos e móveis	Esquadrias de alumínio com acabamento em pintura eletrostática (epóxi) branca	40 anos

É importante ressaltar que os dados relativos à VUP das partes da edificação contidos na Tabela 2, são os definidos na tabela C.6 NBR 15.575 [1]. Os dados a respeito da durabilidade dos materiais foram adquiridos junto aos fornecedores dos produtos utilizados na própria obra. É possível verificar que em se tratando de sistemas, na maioria dos casos, o período de VUP é muito inferior à durabilidade do material que o compõe. Esta situação é a esperada já que este período é o mínimo que se prevê que determinado sistema deverá cumprir sua função. Entretanto percebe-se que não acontece em todos os casos, como na situação da impermeabilização a qual a durabilidade é menor que a VUP especificada pela norma. Quando nos deparamos com essa situação, constata-se que este material deverá sofrer várias ações de manutenção para acompanhar a vida útil do sistema.

A fim confrontar os dados de durabilidade dos materiais das diferentes partes da edificação em estudo, a Figura 2 ilustra uma linha do tempo que aplica as proposições de inspeção apresentadas na Tabela 1 do item 2.

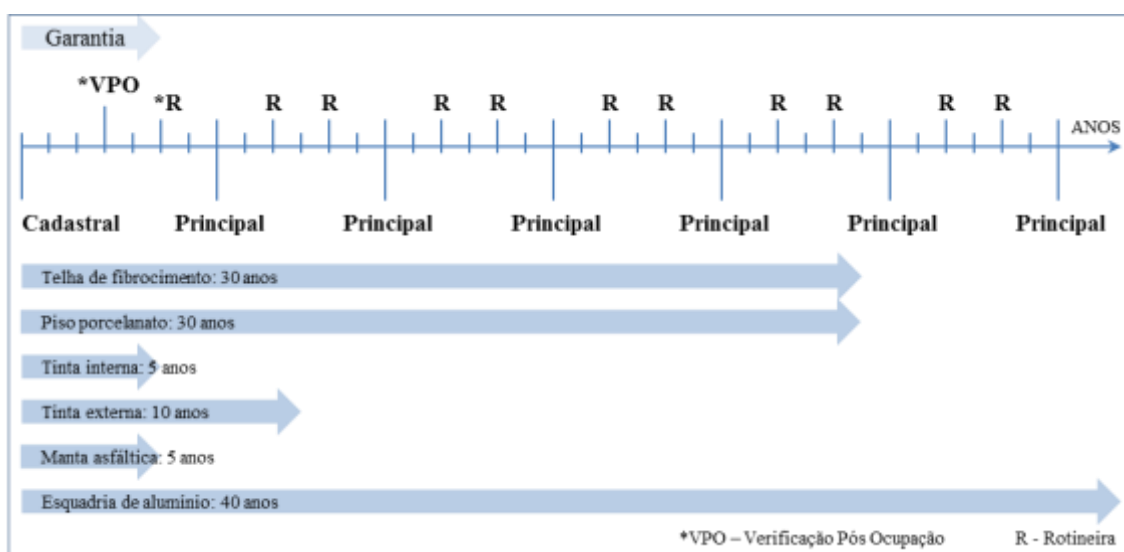


Figura 2 – Proposta dos tipos de inspeção em contrapartida aos dados de durabilidade dos materiais.

Na Figura 2 observam-se as inspeções dispostas na linha de tempo do ciclo de vida de uma edificação. São também apresentadas as inspeções que devem ser realizadas, de acordo com a proposição deste trabalho, durante o período de tempo determinado pelos fornecedores. Pode-se analisar que mesmo no intervalo de tempo dos materiais com menor durabilidade (tinta interna: cinco anos, por exemplo), são realizadas inspeções para acompanhar o desempenho dos mesmos frente aos agentes agressivos. Tornando assim, a inspeção um real instrumento de prevenção e previsão de manutenção, auxiliando na sua gestão.

Por meio das diferentes inspeções delimitadas na existência da edificação em estudo, distintas características serão verificadas (condicionadas pelo tipo e objetivo da inspeção – ver item 2) e na eminência do surgimento de alguma falha ou anomalia no material, os laudos destas vistorias devem diagnosticá-los, bem como propor ações de manutenção que garantam que os materiais durem o que foi previsto ou que até mesmo, majorem a sua durabilidade.

A Figura 3 expõe o mesmo modelo apresentado na figura anterior, porém considera ao invés de materiais e sua durabilidade, os sistemas e sua respectiva vida útil de projeto – VUP.

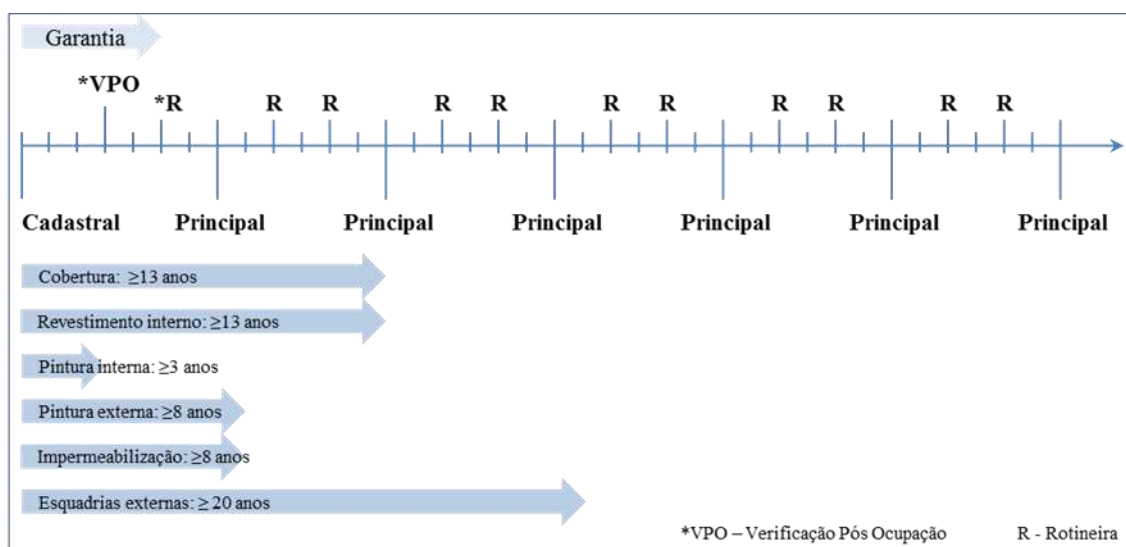


Figura 3 – Proposta dos tipos de inspeção em contrapartida aos dados de VUP.

Na Figura 3 constata-se que mesmo quando se consideram os períodos de vida útil dos sistemas todos estão garantidos com a realização de inspeções. Mesmo o caso da “pintura interna” que tem previsão de vida útil de no mínimo 3 anos. Assim, ao aproximar-se do final de sua vida útil projetada já seria realizada uma inspeção onde se apontaria a necessidade de se refazer a pintura ou realizar manutenção a fim de ampliar a VUP.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo buscou propor uma sistemática para a periodicidade de inspeções prediais, visto as necessidades específicas deste tipo de construção. Devido à ausência de normas nacionais para estes processos, este trabalho baseou-se em estudos e normas, como por exemplo, a de vistoria de pontes e viadutos.

Como se verificou necessidades especiais no caso das edificações, foi proposto neste trabalho a inspeção denominada “Verificação pós-ocupação (VPO)”, de caráter único, que visa constatar o comportamento da edificação frente a acomodações da estrutura, e também possíveis manifestações patológicas resultantes de erros de execução.

Foram propostas duas periodicidades para inspeções: a primeira, denominada de Inspeção rotineira, deveria acontecer com intervalos de dois anos, a fim de acompanhar a edificação e servir principalmente, como instrumento da gestão da manutenção da edificação. A segunda, chamada de Inspeção principal, de caráter legal e obrigatório, a se realizar com intervalos de seis anos, teria a função de ser um documento para acompanhamento do desempenho da edificação pelos órgãos competentes.

Ao realizar uma correlação entre os tempos de durabilidade de materiais e vida útil prevista em projeto para os sistemas com os intervalos de tempo propostos para as inspeções, pode-se inferir que estes intervalos estão adequados já que abarcam até os menores tempos de durabilidade e vida útil.

Assim este trabalho buscou contribuir para as atividades de inspeção predial e no âmbito do desempenho das edificações. Salienta-se que este estudo é parte de um projeto que visa consolidar quais são as adequadas periodicidades de inspeção para os diferentes sistemas e subsistemas construtivos, e visa ser uma contribuição junto a esta discussão, não tendo a intenção de ser conclusivo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. REFERÊNCIAS

- [1] Abnt - *NBR 15.575-1 – Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais*, (Associação Brasileira de Normas Técnicas), Rio de Janeiro, RJ, 2013. 71p.
- [2] Nireki, T. “Service life design”. *Construction and Building Materials*, v. 10, n. 5, 1996, pp. 403–406.
- [3] Soronis, G., “The problem of durability in building design”, *Construction and Building Materials*, v. 6, n. 4, 1992, pp. 205–211.
- [4] John, Vanderley Moacyr., “Avaliação da durabilidade de materiais componentes e edificações – Emprego do Índice de Degradação”, Dissertação (Mestrado), Curso de Pós graduação em Engenharia Civil, Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1987. 115p.
- [5] Silva Filho, L. C. P., “Conceitos Básicos_vida útil”, 14 mai – 13 dez de 2013. 33p. Notas de Aula. PDF.
- [6] Astm E632, “Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials” (American Society for Testing and Materials), Philadelphia, 1981.
- [7] ISO 13823, “General principles on the design of structures for durability”, Geneva International Standards Institution, 2012.
- [8] Andrade, J. J. O., “Critérios Probabilísticos para a Previsão da Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado”, *Revista Engenharia Civil*, v. 22, 2005, pp. 35-47.
- [9] Possan, E., “Modelagem estocástica da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano”, Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. 265p.
- [10] Clifton, James R., “Predicting the Service Life of Concrete”, *ACI Materials Journal*, v. 90, n. 6, 1993, p. 611-16.
- [11] Galbusera, M.M.; De Brito, J.; Silva, A., “The importance of the quality of sampling in service life prediction”, *Construction and Building Materials*, v. 66, 2014, pp. 19–29.
- [12] Silva Filho, L. C. P., “Princípios, Histórico de Evolução e Escopo das Inspeções Prediais”, curso de capacitação em inspeção de estrutura de concreto, 14 mai – 24 nov de 2014. 52p. Notas de Aula. PDF.
- [13] Silva, M. A. C., “Conceitos e metodologia de avaliação de desempenho e a inspeção de edificações, normalização técnica e sua aplicação no projeto, execução e uso e operação de edificações”, curso de capacitação em inspeção de estrutura de concreto, 14 mai – 24 nov de 2014. 67p. Notas de Aula. PDF.
- [14] Silva Filho, L. C. P., “Investigation of the Possibility of Developing an Improved Appraisal Model based on a Novel System Architecture”, PhD Thesis, University of Leeds, England, 1999, 306p.
- [15] Ibape - *Inspeção predial: check-up predial: guia da boa manutenção*, (Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia de São Paulo), 2 ed. São Paulo: Liv. e Ed. Universitária de Direito, 2009. 319p.
- [16] Abnt - *NBR 9452 – Vistorias de pontes e viadutos de concreto – Procediment*, (Associação Brasileira de Normas Técnicas), Rio de Janeiro, RJ, 2012. 11p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INSPEÇÃO PREDIAL – UM ESTUDO DE CASO ACERCA DA LEGISLAÇÃO DE PORTO ALEGRE (BRASIL)

L. S. PACHECO

Prof. Ma. Arquiteta e Urbanista
LEME, UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
luizasegabinazzi@hotmail.com

C. S. P. OLIVEIRA

Prof. Dr^a Eng^a Civil
DECIV, UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
cristiane.sardin@ufrgs.br

L. C. P. SILVA FILHO

Prof. PhD. Eng.º Civil
LEME, UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
lcarlos66@gmail.com

M.V.B. RIBEIRO

Bolsista de Iniciação Científica
LEME, UFRGS
Rio Grande do Sul; Brasil
mvbr88@gmail.com

RESUMO

A realização de atividades de monitoramento do desempenho de edificações é um fato que tem adquirido crescente importância. Ações que visam a manutenção e conservação de bens imóveis fazem parte da atividade que hoje é conhecida por Inspeção Predial, e que, em muitos estados e municípios brasileiros, possui força de lei. Neste sentido, o presente estudo pretende mostrar as principais contribuições e avanços da lei municipal sobre Inspeção Predial em Porto Alegre-RS. A primeira lei que passou a exigir a inspeção predial de edificações foi promulgada em 2012 através do Decreto 17.720, já em fevereiro de 2014, um novo decreto foi aprovado, Decreto 18.574, a fim de propor regras referentes à manutenção e conservação das edificações da cidade. Um dos maiores desafios do novo decreto é a apresentação do LTIP (Laudo Técnico de Inspeção Predial) por grande parcela das edificações da cidade. No estudo são parametrizados os dados dos laudos recebidos pela SMOV (Secretaria Municipal de Obras e Viação) até o momento e analisados de maneira crítica quanto à eficiência dos mesmos e consequentemente em relação ao novo decreto.

Palavras-chave: inspeção predial, laudo técnico, lei de inspeção.

ABSTRACT

Activities of monitoring building performance is a fact that has gained increasing importance. Building Inspection defined as actions aimed at the maintenance and conservation of properties, and that in many states and municipalities, has the force of law. In this sense, the present study aims to show the main contributions and advances of municipal law about Building Inspection in Porto Alegre-RS. The first law that has demanded the building inspection was enacted in 2012 by Ordinance 17.720. In February 2014, a new ordinance was adopted, Ordinance 18.574, in order to propose rules relating to the maintenance and upkeep of the city's buildings. One of the biggest challenges of the new ordinance is the presentation of the LTIP (Technical Report of Building Inspection) for a large part of the city's buildings. In the study are parameterized data from reports received by SMOV (Municipal Works and Roads) and critically analyzed for effectiveness in relation to the new decree.

Keywords: building inspection, technical report, inspection law.

1. INTRODUÇÃO

O setor da construção civil brasileira viu-se, ao longo dos anos, obrigado a considerar o conceito de desempenho de edificações após a publicação da norma NBR 15.575 [1]. O envelhecimento do patrimônio construído exige cuidados com sua preservação e conservação, as quais podem ser monitoradas através da realização de manutenções periódicas previstas após a realização de inspeções prediais.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Normalmente após um acidente envolvendo uma edificação ser divulgado pela mídia, ocorre uma resposta imediata da sociedade clamando por atitudes do governo para evitar novas tragédias. Nestes momentos, percebe-se uma enorme perplexidade das pessoas frente à possibilidade de um colapso parcial ou total de uma edificação e representantes políticos acabam encaminhando medidas legislativas visando evitar novos acidentes, exigindo inspeções por parte dos órgãos responsáveis ou promulgando leis de inspeção de edificações.

A elaboração destas leis de inspeção, contudo, exige muito cuidado por parte das autoridades, pois ao se tratar de uma abordagem técnica, pode ocorrer a elaboração de uma legislação mal embasada, que não atenda a demanda real de controle dos acidentes com edificações e cause uma falsa impressão de segurança na população.

A lei de inspeção ideal envolveria custos improváveis para o mercado imobiliário absorver, pois exigiria ensaios com altos custos e profissionais com especialização em diversas áreas. Esta situação ideal também geraria para o órgão fiscalizador uma demanda muito grande de pessoal, pois a periodicidade das inspeções teria intervalos muito pequenos. Na atual situação socioeconômica brasileira, seria mais lógico a criação de leis de inspeção de edificações menos complexas, abrangendo partes da edificação que estão sujeitas a maiores riscos, com periodicidade que gerem demandas facilmente absorvidas pelos órgãos de fiscalização. O objetivo destas leis não tão abrangentes seria a criação de uma cultura da manutenção na sociedade, trazendo a conscientização da necessidade da preservação do patrimônio construído, permitindo que se perceba que a manutenção preventiva tem um custo menor que a manutenção corretiva, sendo este o único caminho economicamente viável para a efetiva minimização de riscos envolvendo edificações.

Este artigo visa verificar o atendimento da lei de Inspeção Predial da cidade de Porto Alegre, promulgada em fevereiro de 2014, através do Decreto nº 18.574, através da análise dos dados obtidos a partir de um levantamento, feito junto a Secretaria Municipal de Urbanismo (SMUrb) da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, dos LTIP's (Laudos Técnicos de Inspeção Predial) entregues.

2. REFLEXÕES SOBRE AS DEMANDAS PARA IMPLANTAÇÃO DE LEIS DE INSPEÇÃO

No processo de elaboração de uma lei de inspeção, diversas são as partes envolvidas. Inicialmente ocorrerá a demanda pela preservação da segurança dos usuários das edificações por parte da sociedade, que desperta o interesse dos legisladores para este tema. Em um segundo momento, deve ocorrer a elaboração da lei por uma equipe técnica, conhecedora das características da região em que será aplicada a lei, das características tanto das edificações inspecionadas como dos profissionais que realmente executarão as inspeções e ainda, dos responsáveis pelas edificações que permitirão que o início do processo e/ou da atividade de inspeção predial sejam viabilizados.

Uma vez elaborada a lei adequada à realidade da região a ser atendida, outros atores deverão fazer parte do cenário, possibilitando que a lei realmente atinja seus objetivos, minimizando os riscos de acidentes com as edificações. Assim, para garantir a aplicação da lei de inspeção estarão envolvidos: o órgão responsável pela aplicação da lei, os fiscais encarregados pela cobrança do atendimento da lei e pela realização dos serviços de manutenção, os usuários e os responsáveis pela edificação, os profissionais pela elaboração do laudo técnico, os técnicos incumbidos pela execução dos serviços previstos no laudo.

2.1 Do profissional responsável pelas inspeções e elaboração do laudo técnico

A lei de inspeção deve ser muito clara em relação às quais habilitações são necessárias para a realização da inspeção e da elaboração do laudo técnico. A tendência é que tenham maiores exigências conforme mais abrangentes forem os itens a serem inspecionados. Assim é imprescindível a consciência dos legisladores que aprovam a lei, pois uma lei muito exigente pode não ser compatível com a realidade local, levando-a a ser não cumprida pelos responsáveis das edificações.

O profissional contratado para elaborar o laudo técnico deve compreender a importância da sua intervenção, pois uma vez elaborado e divulgado o laudo, este profissional passa a ser responsabilizado por possíveis falhas que ocorram com a edificação. Ao assinar um laudo atestando a integridade da estrutura, ou parte desta, ou informando as atividades de manutenção necessárias para a recuperação de tal integridade, este profissional torna-se integrante da equipe de profissionais responsáveis pela edificação, dentro do período de validade do laudo.

Cabe aos profissionais interessados em desempenhar atividades de inspeção predial, a especialização nesta área, muito complexa e que, infelizmente nos últimos anos, não foi abordada nos currículos dos cursos de Engenharia Civil ou



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Arquitetura. Profissionais quando mal preparados para executar serviços de inspeção, podem minimizar equivocadamente os riscos ou exagerar nas intervenções, gerando assim, despesas desnecessárias e o comprometimento da estabilidade da edificação.

Profissionais interessados em manter e aprimorar seus conhecimentos, através de cursos de especialização nas áreas de inspeção e recuperação de estruturas, gerariam demandas que incentivariam a inserção destas disciplinas nos cursos de graduação, levando a formação de novos profissionais mais conscientes da importância das atividades de inspeção e manutenção.

Também passaria a ser mais discutido no meio acadêmico durante este processo de reformulação de disciplinas, a importância e os cuidados com as intervenções em edificações, principalmente quando envolverem elementos estruturais. A conscientização dos usuários, evitando o mau uso da edificação, como intervenções indevidas e sem a consulta a um profissional da área, deveria ser também alvo das campanhas educativas, atreladas a lei de inspeção.

Outro tema que suscitaria debates seria os valores dos honorários pagos pelos contratantes, ou seja, pelos responsáveis pelo gerenciamento da edificação, para os profissionais que realizariam as inspeções e laudos. Pode ocorrer uma demanda excessiva no momento inicial de atendimento à lei, principalmente se não ocorrerem critérios de prioridades e escalonamento dos prazos para a apresentação de laudos conforme o grau de risco apresentado pela edificação (localização, tipologia, idade), o que poderia inflacionar os valores dos honorários.

Em um segundo momento, com as demandas arrefecidas, pode ocorrer uma deflação nos valores praticados, ocasionada pela disputa entre os profissionais pelo mercado, que seria prejudicial, pois decorreria na execução de serviços de pouca qualidade, visando adequá-los aos baixos valores pagos. Isto estaria passível de uma responsabilização legal por não atender as boas práticas da ética profissional de engenheiros ou arquitetos.

2.2 Da execução dos serviços previstos nos laudo de inspeção

Assim como o profissional que elabora os laudos técnicos deve estar consciente da importância do seu papel na manutenção da integridade da edificação, o profissional que realizará as possíveis intervenções pontuadas pela atividade de inspeção, também deve compreender que assumindo a responsabilidade pela execução de tais tarefas, passa a ter parcela de responsabilidade em relação a garantia do bom desempenho da edificação.

Este profissional deve ter especial atenção em relação às intervenções que devam ocorrer de forma imediata, evitando maiores danos para a estrutura ou até para os usuários. Pode-se inclusive recorrer a medidas paliativas imediatas, como isolamento da área de risco, ou em caso de necessidade para preservar a integridade dos usuários, como solicitar a evacuação da edificação.

Este profissional estará em maior contato com o responsável pela edificação (gestor), e até com os demais proprietários, no caso de condomínios. Por parte de quem arca com os custos das atividades de manutenção e reparo, sempre haverá uma tendência de minimizar os riscos, visando a diminuição dos valores. Caberá a este profissional, seguir as especificações do laudo técnico e no caso de discordar de alguma atividade, entrar em contato com o profissional que as propôs. Caso não execute as intervenções especificadas no documento oficial (laudo) dentro do cronograma previsto, passará a arcar com maior responsabilidade em relação a possíveis danos ocorridos com a edificação.

Na situação ideal de aplicação da lei, deveria caber ao profissional responsável pela execução dos serviços de manutenção e reparo, comunicar ao órgão administrativo a execução dos serviços previstos no laudo técnico, preferencialmente dentro dos prazos propostos. O não cumprimento destes serviços ou do prazo deve incidir em multas para os responsáveis pela edificação, incentivando a adequação a lei de inspeção.

3. LEIS DE INSPEÇÃO NA CIDADE DE PORTO ALEGRE

Porto Alegre foi o primeiro município brasileiro a implantar uma lei de inspeção específica para elementos de fachada, e atualmente conta com uma lei de inspeção predial – Decreto 18.574/14. Pelo pioneirismo na implantação de leis de inspeção, a cidade tem destaque em relação a execução de medidas visando a conservação do patrimônio construído e a minimização de riscos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A Prefeitura Municipal de Porto Alegre outorgou a Lei nº 6.323, em 30 de dezembro de 1988 [2], complementada pelo Decreto nº 9.425 de 29 de abril de 1989 [3] que estabelece critérios para a conservação de elementos nas fachadas dos prédios.

Esta lei foi outorgada após alguns acidentes fatais com marquises, ocorridos em Porto Alegre. Em 1986, ocorreu a queda da marquise Banco Lloyds, localizada na região central da cidade. O sinistro ocorreu às 7:40h e resultou na morte de uma pessoa. Já em 6 de outubro de 1988, ocorreu nova queda de marquise na região central de Porto Alegre. Desta vez, comemorava-se o dia da criança e embaixo da marquise havia uma grande concentração de pessoas. Ficaram feridas 10 pessoas e ocorreram 9 mortes [4].

A lei de Porto Alegre, popularizada como “Lei das Marquises”, estabelece que os responsáveis pelas edificações, sejam os proprietários ou síndicos, devem apresentar à Secretaria Municipal de Obras e Viação (SMOV) da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, laudo de estabilidade estrutural das marquises projetadas sobre logradouros públicos. A lei não faz exigência de inspeção em relação aos demais elementos de fachada, mas estabelecendo a responsabilidade de conservação aos proprietários, automaticamente passa-lhes a necessidade de que façam esta inspeção [2] [3].

Em 2 de abril de 2012, foi assinado um decreto definindo a obrigatoriedade de apresentação do laudo técnico de inspeção predial – LTIP. O Decreto nº 17.720 regulamenta o art. 10 da Lei Complementar nº 284, de 27 de outubro de 1992, que dispõe sobre as regras gerais e específicas a serem obedecidas na manutenção e conservação das edificações [5]. Em fevereiro de 2014, foi apresentado o Decreto nº 18.574, alterando algumas definições do decreto anterior [6].

Consta no Decreto nº 17.720, que o responsável pela edificação apresentará à Secretaria Municipal de Obras e Viação (SMOV), agora denominada Secretaria Municipal de Urbanismo (SMUrb), Laudo Técnico de Inspeção Predial (LTIP) elaborado por profissional habilitado junto ao Conselho Regional de Engenharia e Agronomia (CREA-RS) ou Conselho de Arquitetura e Urbanismo (CAU-RS) atestando as condições de segurança das edificações, indicando patologias ou risco de acidentes e recomendações a serem adotadas, acompanhado de Anotação de Responsabilidade Técnica (ART), no caso de engenheiros civis, ou Registro de Responsabilidade Técnica (RRT), no caso de arquitetos, para fins de obtenção do Certificado de Inspeção Predial (CIP). Uma das alterações definidas pelo Decreto nº 18.574, foi a extinção do Certificado de Inspeção Predial (CIP), bastando apenas que seja apresentada a LTIP dentro do prazo para se considerar a edificação com situação regulamentada.

A apresentação do LTIP não isenta os proprietários da apresentação dos laudos ou licenças dos assuntos que possuam legislação específica, como o laudo de proteção contra incêndio ou o laudo de marquise.

No Decreto nº 17.720, a periodicidade de apresentação dos laudos técnicos foi especificada a cada cinco anos para edifícios comerciais, locais de reunião de público, serviços de saúde e institucionais, edifícios industriais. Para as demais edificações, a periodicidade seria a cada dez anos. No Decreto nº 18.574, a periodicidade estipulada para todos os tipos de edificações foi de cinco anos, sendo o prazo inicial para apresentação do LTIP, trezentos e sessenta dias a contar da vigência do Decreto (24 de fevereiro de 2014).

Ficaram excluídas da obrigatoriedade da apresentação do laudo técnico as edificações unifamiliares as quais atendam os recuos de jardim (mínimo de quatro metros), incluindo as unidades integrantes dos condomínios por unidades autônomas, bem como as edificações multifamiliares com até dois pavimentos acima do nível do passeio, as quais atendam as características anteriores e que não possuam qualquer tipo de muro de contenção (em alinhamentos ou divisas e/ou interior do lote) superior a 2,00m.

Os LTIP's são classificados como Laudo Inicial e Conclusivo, quando o responsável pela elaboração do laudo não recomendar serviços a serem executados, atestando que a edificação apresenta segurança e estabilidade estrutural. Quando o laudo apresentar recomendações de serviços a serem executados para a manutenção e recuperação da edificação, será classificado como Inicial com Recomendações, sendo o prazo máximo para execução das medidas saneadoras, cento e oitenta dias. Até este prazo, deverá ser apresentado o laudo Conclusivo, informando que as obras para a manutenção e recuperação da edificação, indicadas no Laudo Inicial com Recomendações, foram executadas, atestando que a edificação apresenta segurança e estabilidade estrutural. Os LTIP serão analisados e recebidos por Servidor de Nível Superior, Arquiteto ou Engenheiro, lotados na Secretaria Municipal de Urbanismo (SMUrb).

No texto do Decreto nº 18.574, foi previsto ainda que os processos protocolizados na vigência Decreto nº 17.720 serão analisados conforme o presente Decreto sem a emissão de Certificado de Inspeção Predial (CIP).

4. LEVANTAMENTO DE DADOS DOS LTIP's

A fim de se investigar o cumprimento do Decreto nº 18.574/14, buscou-se junto à Prefeitura de Porto Alegre, na Secretaria Municipal de Urbanismo (SMUrb) acesso às informações dos laudos recebidos.

Cabe salientar que a realidade observada no referido setor, retrata pormenores discutidos nos itens anteriores desta pesquisa. Há um déficit de profissionais para avaliar e analisar os LTIP's entregues. Além disso, o sistema de gerenciamento destas informações carece de cuidados, uma vez que a parte de tecnologia da informação deve receber incentivo com vistas a facilitar o acesso e divulgação destas informações, a exemplo das boas práticas internacionais. Outro fato que se destaca é o prazo estipulado pelo decreto, o qual expõe que em um ano a partir de sua vigência, todas as edificações (salvo as exceções descritas no item anterior) devem entregar LTIP. Isso deflagrou o aumento do número de processos na fila para análise, pois se juntaram aos laudos recebidos do decreto anterior.

A coleta dos dados foi realizada no mês de Outubro de 2014, e caracteriza uma amostra de um estudo maior acerca do tema da Inspeção Predial. Para o presente trabalho foram selecionados 445 laudos, onde se buscou saber o número de pavimentos das edificações, se possuem ou não marquise e onde estão localizadas (região central e demais bairros).

5. RESULTADOS

A aprovação do Decreto nº 18.574/14, se caracteriza como uma pequena, mas importante contribuição para a mudança do panorama da Inspeção na cidade de Porto Alegre. Espera-se que por meio deste instrumento legal, outras cidades também se interessem e busquem implementar em sua sociedade a cultura de conservação e manutenção das construções.

Com 8 meses de vigência do decreto, os resultados mostram as seguintes perspectivas expostas nas Figuras 1, 2, 3 e 4 a seguir.

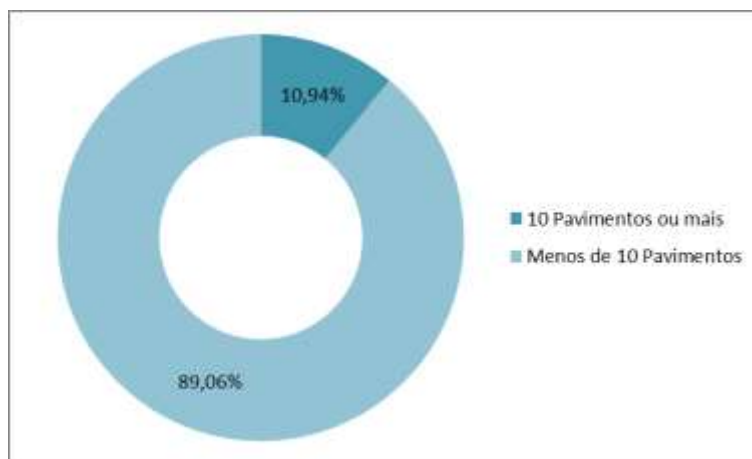


Figura 1 – Panorama da altura das edificações.

A Figura 1 retrata que cerca de 89% das edificações que entregaram LTIP caracterizam-se por serem de pequeno a médio porte. Apenas 10,94% das edificações possuem dez ou mais pavimentos, o que configura maior risco, considerando que um elemento de fachada que eventualmente possa se desprender da mesma, terá consequências mais graves quanto mais alto estiver localizado.

Considerando que a adoção de uma lei de inspeção pelo município implica não só na preocupação com a conservação do patrimônio, mas também com a minimização de riscos, as edificações alvo num primeiro instante de aplicação da lei deveriam ser as que apresentassem maiores riscos. Pode-se incluir neste grupo, edificações com maiores números de andares, que através da análise dos resultados mostra que não são maioria.

A análise acerca da existência ou não de marquise, buscou identificar as possíveis relações desta questão com a altura das construções mostradas na figura 1. Identificou-se, contudo, que as marquises estão presentes em mais edificações,

evidenciando sua existência em construções de qualquer altura. As edificações que apresentam marquises devem atender não só ao Decreto nº 18.574/14, como a Lei nº 6.323 [2], conhecida como “Lei das Marquises”.

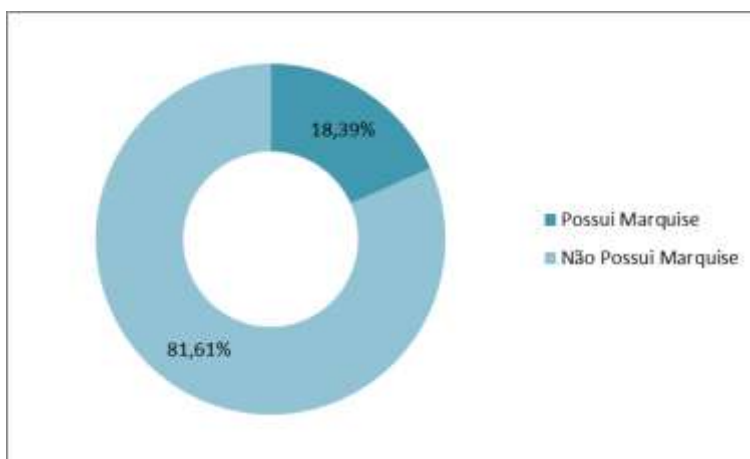


Figura 2 – Panorama da existência de marquise nas edificações.

A Figura 3 mostra a localização das edificações selecionadas neste estudo. Cerca de 27% das construções encontram-se no centro histórico e adjacências, ou seja, caracterizadas por serem áreas mais antigas da cidade. Com isso pode-se inferir que a maior parcela dos LTIP's analisados nesta amostra não está na área de maior suscetibilidade de acidentes, considerando-se que nestes bairros mais antigos tem-se maior concentração de edificações de maior idade.

A determinação da idade da edificação ocorre através da emissão do Habite-se, que caracteriza a permissão pelo órgão fiscalizador do início de seu uso. Mas considerando-se a dificuldade de acesso ao conteúdo de arquivos não digitalizados, como ocorre na Prefeitura Municipal de Porto Alegre, adotar o critério idade da edificação para programar o atendimento a lei de inspeção geraria dúvidas. Esta dificuldade poderia ser contornada considerando-se um zoneamento do município em áreas por concentração de edificações mais antigas ou mais modernas.

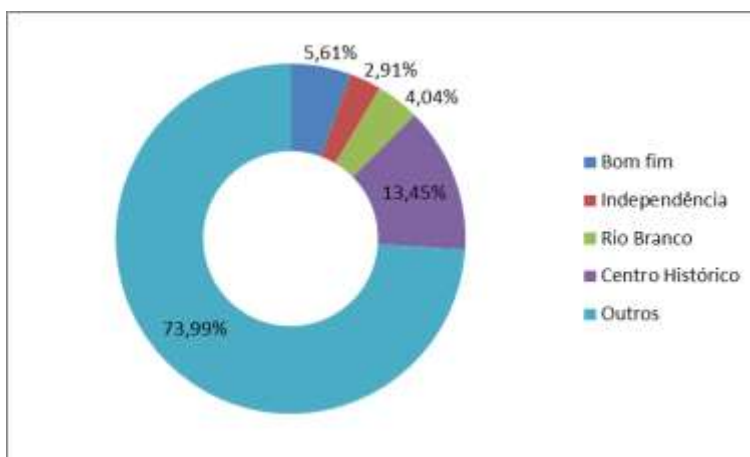


Figura 3 – Panorama da localização das edificações.

Assim observa-se através dos dados das figuras 1 e 3, que edifícios mais críticos – caracterizados por serem mais altos e de maior idade – não tem entregue LTIP servindo como alerta para a sociedade, mas também, para o setor de fiscalização responsável. Pode-se considerar que neste primeiro período de atendimento à lei, não está ocorrendo a minimização de riscos como seria esperado.

Esperava-se que edificações mais antigas fossem as primeiras interessadas em contratar a atividade de inspeção a fim de analisar e constatar seu estado de conservação, podendo através do laudo serem realizadas atividades de manutenção a fim de minimizar e/ou sanar anomalias e manifestações patológicas para garantir o desempenho e vida útil para as quais foram projetadas. Este resultado mostra a importância de maiores especificações na lei de inspeção, exigindo prazos mais curtos para a realização de inspeção em edificações de maior risco e prazos mais espaçados para edificações de menor risco, como edifícios com poucos andares ou construídos a poucos anos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sabe-se que para conservar e manter uma edificação é preciso que uma série de atividades seja realizada a fim de controlar e monitorar diversos sistemas e partes da mesma. A inspeção predial é uma atividade multidisciplinar que visa verificar o desempenho da construção em um determinado momento no tempo. A cidade de Porto Alegre teve, sem dúvida, um papel fundamental não somente no estado do Rio Grande do Sul, mas como também no Brasil, por ainda em 1988 lançar uma lei acerca de inspeção de marquises. Ao longo dos anos o pensamento se ampliou até culminar na elaboração e lançamento do Decreto nº 17.720 de 2012 e o mais recente e importante deles, Decreto nº 18.574/14.

Este estudo mostrou o perfil das edificações que está entregando os LTIP's retratando uma realidade um pouco preocupante, pois em zonas teoricamente mais suscetíveis a acidentes (centro histórico), como constatado por Oliveira [7], poucos são os responsáveis que incentivam e veem esta atividade como importante/relevante.

Além disso, o fato do Decreto nº 18.574/14 estabelecer que todas as edificações da cidade de Porto Alegre com mais de dois pavimentos deverão regularizar sua situação junto a Secretaria Municipal de Urbanismo (SMUrb) no prazo de 360 dias após a publicação do decreto, levará a uma demanda excessiva pela elaboração de laudos no momento de encerramento do prazo, agravado pela pouca divulgação da nova lei de inspeção.

Caso a lei tivesse estabelecido um escalonamento nos prazos de entrega dos LTIP's, esta demanda seria mais razoável para a estrutura apresentado pela SMUrb, pois o decreto estabelece que, apesar da não emissão do Certificado de Inspeção Predial (CIP), os laudos deverão ser avaliados por Servidor de Nível Superior, com cargo de Arquiteto ou Engenheiro, lotados na secretaria.

A lei de inspeção da cidade de Hong Kong, aprovada em dezembro de 2011 [8], retrata a preocupação com a demanda excessiva no momento de implantação da lei. No consenso comunitário obtido após a discussão sobre a adoção da lei, foi expressa a preocupação com os transtornos que a implantação da lei causaria à população. Assim, no texto da lei está previsto o fracionamento das edificações em grupos, com atendimento escalonado à lei de inspeção, não gerando uma sobrecarga no sistema (órgão fiscalizador, profissionais executores das inspeções, mão-de-obra para execução dos reparos) com a determinação de um único prazo de atendimento a lei para todas as edificações da cidade”.

Por fim, vale ressaltar que a “Lei de marquises”, a primeira na área lançada em Porto Alegre e atualmente esquecida, é considerada no Decreto nº 18.574/14 que expõe que o cumprimento a uma legislação não exclui a edificação de cumprir a outra, uma vez que esteja enquadrada dentro das características do texto legal.

7. AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Secretaria Municipal de Urbanismo (SMUrb) de Porto Alegre, por permitir o acesso às informações dos Laudos Técnicos de Inspeção Predial – LTIP's.

8. REFERÊNCIAS

- [1] ABNT - *NBR 15.575: Edificações Habitacionais – Desempenho*. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] Porto Alegre. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. *Lei n. 6323*, de 30 de dezembro de 1988. Estabelece critérios para a conservação de elementos nas fachadas dos prédios. Porto Alegre, 1988. Disponível em: <http://proweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/smov/usu_doc/lei6323.pdf>. Acesso em: 13 jan. 2015.
- [3] Porto Alegre. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. *Decreto n. 425*, de 28 de abril de 1989. Regulamenta a aplicação das medidas de conservação de marquises estabelecidas na Lei 6323 de 30 de dezembro de 1988, e dá outras providências. Porto Alegre, 1989. Disponível em: <http://proweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/smov/usu_doc/dc9425.pdf>. Acesso em: 13 jan. 2015.
- [4] Silva Filho, L. C. P., Campagnolo, J. L. “Porto Alegre muda a frequência de acidentes com Lei Municipal.” *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Instituto Brasileiro do Concreto, 2005, pp 1-8.
- [5] Porto Alegre. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. *Decreto n. 17.720*, de 2 de abril de 2012. Regulamenta o art. 10 da Lei Complementar nº 284, de 27 de outubro de 1992, que dispõe sobre as regras gerais e específicas a serem obedecidas na manutenção e conservação das edificações. Disponível em: <http://siabi.trt4.jus.br/biblioteca/direito/legislacao/decreto/municipal/dec_poa_2012_17720.pdf>. Acesso em: 13 jan. 2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [6] Porto Alegre. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. *Decreto n. 18.574*, de 24 de abril de 2014. Regulamenta o art. 10 da Lei Complementar nº 284, de 27 de outubro de 1992, que dispõe sobre as regras gerais e específicas a serem obedecidas na manutenção e conservação das edificações, e revoga o Decreto nº 17.720, de 2 de abril de 2012. Disponível em: <http://www2.portoalegre.rs.gov.br/cgi-bin/nph-brs?s1=000033951.DOCN.&l=20&u=/netahtml/sirel/simples.html&p=1&r=1&f=G&d=atos&SECT1=TEXT>. Acesso em: 13 jan. 2015.
- [7] Oliveira, C. S. P., "Análise crítica de experiências e discussão de estratégias para implantação de leis de inspeção de elementos de fachadas", (Tese) Doutorado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013, 220p.
- [8] Hong Kong. Buildings Department. *Mandatory Building Inspection Scheme and Mandatory Window Inspection Scheme*, de 30 de dezembro de 2011. Hong Kong, 2011. Disponível em: http://www.bd.gov.hk/english/services/index_MBIS_MWIS.html. Acesso em 13 jan. 2015.



**INSPEÇÃO PREDIAL: ESTUDO DE CASO NO EDIFÍCIO-GARAGEM
DA ULBRA CANOAS**

E. PREUSS DA SILVA

Engenheiro Civil
ULBRA
Rio Grande do Sul, Brasil
eduardopds@hotmail.com.br

C. SIMONETTI

Engenheira Civil
UFRGS - ULBRA
Rio Grande do Sul, Brasil
cacaks@hotmail.com

RESUMO

A inspeção predial é uma ferramenta fundamental para viabilizar compra, venda e locação de um imóvel, planejar ou monitorar manutenções e preservar as condições ideais de utilização. O presente trabalho tem como objetivo a vistoria de um edifício-garagem executado em pré-moldado, situado na ULBRA, Rio Grande do Sul, Canoas, visando documentar manifestações patológicas, sejam elas causadas por falha técnica, de uso e/ou de manutenção. As inspeções foram feitas *in loco* para coleta de dados, sendo apresentadas de forma escrita, por fotos e em *checklists*. Através destes dados, foi gerada uma tabela de prioridades no sistema GUT (Gravidade, Urgência e Tendência) que organiza os itens conforme a pontuação obtida na soma dos 3 quesitos. Para segurança de todos que utilizam o edifício-garagem e de quem transita nas proximidades do mesmo, a manutenção deverá preferencialmente ser executada conforme a ordem gerada na matriz GUT. Apesar das manifestações encontradas o edifício pode ser utilizado normalmente, sem a necessidade de ser interditado. Porém, necessita de intervenções imediatas, pois a perda de desempenho pode gerar graves consequências. O processo de manutenção deve ser monitorado por profissional habilitado.

Palavras-chave: Inspeção, GUT, manutenção, manifestações patológicas.

ABSTRACT

The building inspection is an essential apparatus to facilitate buying, selling and renting a property, and also can plan or monitor maintenance and preserve optimal conditions of use. This study aims to inspect a multi-storey car park, located at ULBRA, Rio Grande do Sul, Canoas, targeting to document pathological manifestations, weather caused by technical failure, use or maintenance. The inspections were made on site to collect data and were presented in table form, photos and checklists. From these data, a priority table was generated via GUT system (Gravity, Urgency and Tendency) that organizes these items according their score obtained through the sum of these three pillars. For the safety of all the users of the multi-storey car park or anyone who walks nearby, the maintenance should preferably be carried out in the order generated by the result of the GUT matrix. Despite the manifestations found in the building, it can still be normally used, without the need of being restricted. However, it requires immediate intervention because the performance loss through the time can have serious consequences in the lifetime of the project. The maintenance process should be monitored and done by a qualified professional.

Keywords: inspection, GUT, pathological manifestations.

1. INTRODUÇÃO

As manifestações patológicas encontradas nas edificações são diversas, e podem ocorrer em todos os sistemas, como estrutural, vedação, cobertura, instalações hidráulicas e instalações elétricas. Todas as manifestações patológicas encontradas podem evoluir em diferentes velocidades, por isso há a necessidade da proatividade das inspeções prediais. As edificações estão sujeitas a diversas ações, seja devido aos fenômenos naturais, como o vento, a chuva, o calor, a radiação solar, a umidade do ar e o clima da região, seja devido a utilização do edifício, como as cargas permanentes, as cargas acidentais, os esforços de manuseio, os ataques químicos dos produtos de limpeza, ruídos gerados interna e externamente, impactos de uso e ações do fogo [1].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A manutenção predial, com o auxílio da inspeção predial, garante a preservação do patrimônio, juntamente com a segurança de seus usuários. Relativo a segurança, é válido lembrar das polêmicas geradas por quedas de marquises, como o desabamento da marquise do Anfiteatro do Centro de Ciências Sociais Aplicadas (CESA) da Universidade Estadual de Londrina (UEL) em 2006, que contou com 2 vítimas fatais e 21 feridos. E também o desabamento da marquise do Hotel Canadá no Rio de Janeiro em 2007, que teve 2 vítimas fatais e 13 feridos. Ambos os casos, mostram a necessidade de inspeções periódicas realizadas por profissional habilitado [2].

A inspeção predial também possui um caráter econômico, visto que uma manifestação patológica não tratada pode futuramente ter um custo muito maior que as pequenas manutenções realizadas preventivamente, pois as manifestações patológicas tendem a progredir, e gerar grandes imprevistos para os frequentadores da edificação [3].

1.1 Justificativa

É de suma importância a necessidade de avaliar o edifício-garagem, uma vez que é uma obra não concluída, frequentada diariamente por centenas de membros da comunidade ULBRA e que nunca passou por uma inspeção predial. As manutenções indicadas na inspeção predial terão custo inferior aos reparos futuros que serão necessários caso não haja intervenção.

1.2 Objetivo

O presente artigo tem como objetivo realizar inspeção na estrutura de concreto do edifício-garagem da Universidade Luterana do Brasil, localizado na cidade de Canoas, RS.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Inspeção predial é o processo sistematizado de coleta e análise de dados sobre o estado de conservação e deterioração de edificações, onde é feito um conjunto de procedimentos técnicos e especializados que compreendem a coleta de dados necessários e a formulação de diagnóstico e prognóstico da edificação, visando manter ou reestabelecer seus requisitos de desempenho, segundo as normas vigentes [5].

O principal objetivo do *checkup* predial é determinar as deficiências que possam vir a prejudicar a qualidade da edificação. Através desse *checkup*, é possível planejar um tratamento predial de qualidade. Esta ferramenta é útil para o gestor de obra na fase de garantia, pois é fundamental tomar os devidos cuidados desde a fase inicial [3].

2.1 Tipo e modelo

Para definir o nível da inspeção, primeiramente deve-se saber em qual tipo e modelo de edificação o objeto inspecionado se enquadra. Conforme as diretrizes técnicas do Instituto de Engenharia [4], as edificações são classificadas nas seguintes tipologias:

- a) comerciais (lojas e prédios);
- b) residenciais (casas e prédios);
- c) industriais (galpões);
- d) rurais (galpões);
- e) especiais de uso privado (shoppings, hipermercados, agências bancárias e outras);
- f) especiais de uso público (escolas, hospitais, repartições públicas, universidades);
- g) temporárias (estandes, coberturas);
- h) outros (portuárias, ferroviárias, rodoviárias e aeroportuárias).

2.2 Nível

A complexidade do objeto a ser inspecionado, define o nível da inspeção. Conforme Saldanha (2014) [5] e Travizani Prado (2007) [6], este nível está dividido nas escalas 1, 2 e 3. GOMIDE (2011) [3] divide os níveis em normal e especial.

São consideradas de nível 1 as edificações com baixa complexidade técnica (casas térreas, sobrados e edifícios sem elevador) de manutenção e de operação de seus elementos construtivos, onde serão identificadas apenas as anomalias aparentes. Podem ser elaboradas por profissionais habilitados em apenas uma especialidade [5]. Normalmente empregado em edificações com plano de manutenção simples ou inexistente [7].

Uma estrutura de média complexidade possui nível 2, irá necessitar de uma equipe de mais de um profissional habilitado, possivelmente com mais de uma especialidade, nesse caso, as anomalias passaram a ser identificadas com a



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ajuda de aparelhos, nele se enquadram edifícios de múltiplos andares, comerciais, residenciais e mistos, centros comerciais, galpões industriais, entre outros [6].

No nível 3 o trabalho poderá ser intitulado de auditoria técnica, que necessitará de mais de um profissional habilitado e com mais de uma especialidade. Neste caso, a edificação possui alta complexidade técnica nos sistemas de manutenção e de operação e suspeita de vícios ocultos [5]. A inspeção deverá ser realizada rigorosamente de acordo com a ABNT NBR 5674, e por um profissional habilitado em ferramentas de gestão de manutenção [7].

Inspeção onde é necessário pelo menos um especialista, voltada para edificações de classe N [3]. Inspeção voltada para edificações de classe E, necessita de 2 ou mais especialistas. Podem ser incluídos serviços adicionais, como ensaios tecnológicos, auditorias, perícias e consultorias [3].

2.3. VISÃO SISTÊMICA TRIDIMENSIONAL

A visão sistêmica tridimensional se baseia em 3 vertentes, de técnica, de uso e de manutenção. Esses critérios devem atuar em dinâmica tríplice, permitindo a análise predial [8].

A Visão Sistêmica Tridimensional (VST) é uma metodologia de modelagem da análise técnica da edificação, permitindo analisar todas as variantes que envolvem o desempenho dos elementos edificantes, possibilitando ajustar e introduzir técnicas de manutenção predial visando alcançar a qualidade total predial [3].

2.3.1 Condição técnica

A condição técnica é baseada no projeto, na integridade e no desempenho. No quesito do projeto, recomenda-se que sejam analisados os projetos referentes a todas as partes de edificação. A integridade deve analisar a incidência de anomalias endógenas. O desempenho deve ser analisado sob o enfoque dos dados dos fabricantes [8].

2.3.2 Condição de uso

A condição de uso é baseada na habitabilidade, sustentabilidade e segurança. Recomenda-se que em relação a habitabilidade sejam analisados os confortos relacionados à estanqueidade, à acústica, à iluminação, ao tato, à saúde, à higiene, à qualidade do ar, à funcionalidade e à acessibilidade [3].

2.3.3 Condição de manutenção

A condição de manutenção deve analisar o plano de manutenção, os níveis de desempenho atingidos, os custos envolvidos, o atendimento às expectativas dos usuários, os níveis de deterioração, a operação dos sistemas e elementos construtivos [8].

A condição de manutenção é baseada no planejamento, na gestão e na operação. Recomenda-se que o planejamento seja analisado através de cronogramas e prazos. A gestão de manutenção deve focar em ações, resultados e custos já efetivados na edificação. A operação deve focar as técnicas utilizadas, os prazos dos serviços e as periodicidades das intervenções [3].

2.4 Grau de risco

A classificação do grau de risco ocorre somente em inspeções de nível especial. São analisadas as anomalias e falhas, considerando o impacto do risco oferecido aos usuários, ao meio ambiente e ao patrimônio [3].

- a) Crítico – provoca danos à saúde e à segurança, há perda excessiva de desempenho, neste caso, a vida útil da edificação fica comprometida;
- b) Regular – há perda parcial de desempenho e deterioração precoce da edificação. O impacto é parcialmente recuperável;
- c) Mínimo – causa pequenas perdas de desempenho e funcionalidade. Os impactos, nesse caso, são recuperáveis.

2.5 Priorização das atividades

Na matriz GUT, cada um dos enfoques (Gravidade, Urgência e Tendência) recebe uma pontuação de 1 a 10, de acordo com sua criticidade, que será ponderada pelo profissional responsável pela inspeção. A planilha será montada, sendo que na coluna de “Não Conformidade” será colocada a anomalia ou falha encontrada. Nas colunas de “Gravidade”, “Urgência” e “Tendência”, serão colocadas as pontuações ponderadas, na coluna de “Pontuação”, será inserido o valor

da multiplicação dos fatores ponderados de gravidade, urgência e tendência, por fim todas as anomalias serão organizadas de forma decrescente de acordo com suas pontuações.

2.6. MANUTENÇÃO

Conforme NBR 15575 (ABNT, 2013) [3], a manutenção é o conjunto de atividades que devem ser realizadas para garantir o melhor desempenho da edificação e as necessidades dos usuários, com confiabilidade e conforto, com o menor custo possível.

Nota-se a falta ou deficiência de procedimento e rotinas de manutenção nas edificações existentes, caso houvesse mais dados de verificações já realizadas, seria possível aprender com os erros praticados e por consequência, ocorreriam melhorias nos serviços executados. Esses dados possibilitariam o prolongamento da vida útil, diminuiriam o custo de manutenção e evitariam prejudicar o desempenho do imóvel. Com a inspeção predial, é possível identificar e corrigir essa falha. Os fabricantes de materiais e de equipamentos precisam investir no aprimoramento de seus manuais técnicos, para detalhar melhor a respeito do desempenho e durabilidade de seus produtos. Os construtores deveriam evitar utilizar materiais e equipamentos que omitem ou não possuem esses detalhes e exigir que seus projetistas façam o mesmo, para garantir o desempenho dos elementos construídos, visto que não há garantias do desempenho quando não existem dados de projeto e avaliação dos materiais e sistemas construtivos [8].

Conforme a Figura 1, o desempenho de uma edificação é perdido com o passar do tempo, a manutenção recupera parte do desempenho perdido, sendo que diante da ausência destas manutenções, a vida útil sofre encurtamento.

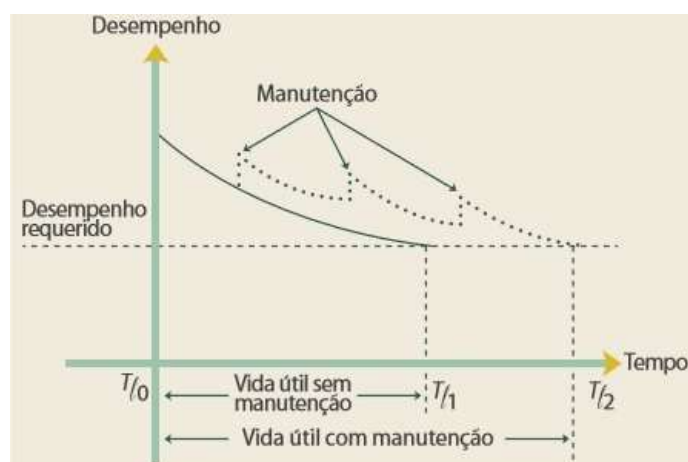


Figura 1: Desempenho da edificação com a manutenção

2.7 NORMA DE DESEMPENHO

Um edifício deve atender às exigências dos seus proprietários e usuários ao longo da sua vida útil, independentemente do local em que está inserido e das condições do seu entorno. Essas exigências representam o conjunto de necessidades que devem ser cumpridas durante o uso, desde que o edifício seja submetido às manutenções e as condições de uso previstas em projeto [9]. Os critérios devem ser mensuráveis, ou seja, especificações quantitativas de segurança, habitabilidade e sustentabilidade.

O conceito de desempenho aplicado às edificações promove uma mudança de paradigma para o setor da construção civil e gera perspectivas de crescimento. Diversas características serão alavancadas com o advento da NBR 15575 (ABNT, 2013) [3].

3. METODOLOGIA

Inicialmente, foi consultado o material técnico-científico existente na literatura para descrever os principais conceitos e métodos utilizados no decorrer deste trabalho. As diretrizes para a realização da inspeção predial serviram para planejar todo o serviço de inspeção, sendo o nível de complexidade do objeto de estudo a variável em questão. Durante a inspeção *in loco*, foram coletados todos os dados necessários para a realização do estudo, originários de anotações e em fotos. Na análise dos dados coletados foram estudadas as manifestações patológicas, falhas de manutenção e de uso, para gerar o prognóstico e o diagnóstico. Para a conclusão da inspeção predial, foi utilizada a matriz GUT, que é a ferramenta que irá auxiliar na tomada de decisões para execução das correções necessárias.

3.1 A edificação

O edifício-garagem, conforme Figura 2, localiza-se na Universidade Luterana do Brasil, em Canoas, no Rio Grande do Sul. Esta edificação é utilizada por alunos, professores e visitantes. A edificação, denominada como prédio 18, possui acesso pela Avenida Miguel Tostes e está localizada ao leste do estacionamento não coberto. Este edifício é executado em concreto pré-moldado e possui quatro pavimentos. Os únicos pavimentos em utilização são o térreo e o segundo pavimento, sendo que o segundo pavimento é o único totalmente concluído.

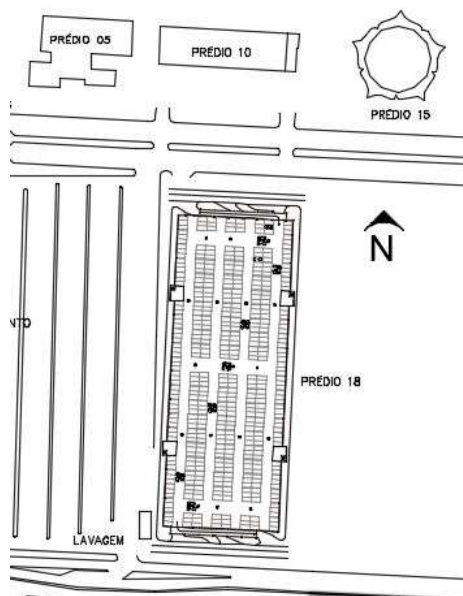


Figura 2: Localização do edifício-garagem

3.2 Metodologia de pesquisa

Para a realização da inspeção, foram obtidos somente os projetos estruturais e arquitetônicos. Não há projeto de Plano de Prevenção Contra Incêndio (PPCI). Não há planejamento de manutenção, nem registro de alguma manutenção ocorrida, portanto, não foi possível analisar este aspecto. A edificação se apresenta diferente do projeto arquitetônico, pois é uma obra inacabada.

As inspeções foram feitas *in loco* pelos autores do presente estudo. Foram coletadas fotos da edificação e foram feitas anotações, para posteriores considerações e análises. Em cada um dos dias das vistorias, um tipo de elemento foi analisado. Primeiramente foram analisadas as vigas, no segundo dia foram analisados todos os pilares da edificação; por último, foram analisadas todas as lajes.

Para coleta de dados foi realizado registro fotográfico. Para cada manifestação patológica, foi tirada uma foto de referência, que recebeu um código de identificação. Neste trabalho, foram analisados somente os elementos estruturais, pilares, vigas e lajes. As dimensões das aberturas das fissuras foram identificadas com a utilização de um fissurômetro, sendo que tal informação serve para auxiliar no reparo, não para indicar a gravidade da manifestação patológica.

3.3 Classificação do tipo e do modelo da edificação

O tipo da edificação em questão é classificado como comercial, o modelo é classificado como N, sendo N = Normal, para edifícios com instalações e equipamentos básicos.

3.4 Classificação do nível da inspeção predial

Para a classificação do nível da inspeção serão utilizados os critérios de Saldanha (2014) e Travizani Prado (2007). O nível técnico da inspeção predial em questão é o nível 1.

3.5 Classificação das condições tridimensionais

Por se tratar de um modelo Normal de edificação, para as condições de técnica, de manutenção e de uso, foram utilizados os seguintes critérios:

- Inferior (I) – Qualidade inferior à expectativa usual;
- Regular (R) – Qualidade regular com a expectativa;
- Superior (S) – Qualidade supera a expectativa.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS

4.1 Principais manifestações patológicas em vigas

Na inspeção das vigas foram encontradas 7 manifestações patológicas diferentes, que ocorreram em 129 pontos. Neste item serão abordadas apenas as principais manifestações encontradas.

As vigas com fissura no canto inferior, conforme Figuras 3 e 4, foram identificadas com o código 1, sendo que este dano teve um total de 35 ocorrências.



Figura 3: Fissura no canto inferior da viga – Localização



Figura 4: Fissura no canto inferior da viga

As vigas que indicam esmagamento por deformação da laje, conforme figura 5, foram identificadas com o código 7, esta manifestação teve um total de 47 ocorrências.



Figura 5: Esmagamento da viga

4.2 Principais manifestações patológicas em pilares

Na inspeção dos pilares foram encontradas 13 manifestações patológicas diferentes, que ocorreram em 122 pontos. Neste item serão abordadas apenas as principais manifestações encontradas.

Os pilares que tiveram fissuras de 1mm ou menos, próximo ao console, nos sentidos vertical e horizontal, conforme Figuras 6, foram identificados com o código 9, essa manifestação teve um total de 9 ocorrências.



(a)



(b)

Figura 6: (a) e (b) Fissuras de 1mm ou inferior, próximo ao console, nos sentido vertical e horizontal

4.3 Principais manifestações patológicas em lajes

Na inspeção das lajes foram encontradas 11 manifestações patológicas diferentes, de decorrência em 295 pontos, sendo a inspeção realizada nas faces superiores e inferiores das lajes. Neste item serão abordadas apenas os principais danos encontrados.

As lajes que tiveram fissuras em sentido longitudinal na face inferior, acompanhadas de eflorescência, conforme figura 7, foram identificadas com o código 21, essa manifestação teve um total de 74 ocorrências.



Figura 7: Laje fissurada e com eflorescência no sentido longitudinal

As lajes que tiveram fissuras em sentido transversal na face inferior, acompanhadas de eflorescência, conforme figura 8, foram identificadas com o código 22, essa manifestação teve um total de 48 ocorrências.



Figura 8: Laje fissurada e com eflorescência no sentido transversal

As lajes que apresentaram fissuras iniciando na extremidade do pilar na face superior, conforme figura 9, foram identificadas com o código 26, essa manifestação teve um total de 37 ocorrências.



Figura 9: Fissura iniciando na extremidade do pilar



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4.4 Resumo das manifestações patológicas

O resumo das manifestações patológicas encontradas e o total de ocorrências, é apresentado na Tabela 1. É possível notar que alguns danos são mais comuns que outros, sendo que essa recorrência de erros é um fator importante na tomada de decisão para a execução da matriz GUT, também é um levantamento importante para pesquisas relacionadas a estruturas de pré-moldado.

Tabela 1 – Resumo das manifestações patológicas encontradas

Código	Elemento	Manifestação patológica	Total de ocorrências
1	Viga	Fissura no canto inferior da viga	35
2	Viga	Fissuras com abertura superior a 1mm	3
3	Viga	Fissuras verticais no centro da viga	31
4	Viga	Desagregação localizada do concreto	1
5	Viga	Armadura inferior no canto inferior da viga	10
6	Viga	Canto superior da viga quebrado	2
7	Viga	Esmagamento da viga	47
8	Pilar	Esmagamento local do console	10
9	Pilar	Pilares com fissuras em sentido vertical e horizontal	9
10	Pilar	Fissura próximo à viga	3
11	Pilar	Fissura com abertura superior a 1mm, na lateral do console	7
12	Pilar	Fissura com abertura de 1mm ou inferior, no sentido horizontal	36
13	Pilar	Fissura próximo ao piso	2
14	Pilar	Armadura sem camada de cobrimento	2
15	Pilar	Fissura na parte inferior do console	1
16	Pilar	Fissura na parte superior do console	5
17	Pilar	Esmagamento na parte superior frontal do console	3
18	Pilar	Fissura na face frontal do console, parte inferior	2
19	Pilar	Fissura com abertura superior a 1mm, sentido vertical	1
20	Laje	Fissura de 1mm ou menos, percorrendo a laje longitudinalmente	68
21	Laje	Fissuras no sentido longitudinal, com eflorescência	74
22	Laje	Fissuras em sentido transversal, face inferior	48
23	Laje	Borda da laje quebrada	2
24	Laje	Quebra da laje, próximo ao metal de ligação	2
25	Laje	Fissura com 45° em relação a extremidade, com eflorescência	2
26	Laje	Fissura iniciando na extremidade do pilar	37
27	Laje	Armadura sem camada de cobrimento	8
28	Laje	Retração plástica na laje	32
29	Laje	Fissura acompanhando o sentido da viga	17
30	Laje	Esborcinamento de junta	1
31	Laje	Fissura no sentido da malha	1
32	Laje	Fissuras causadas por retração plástica	Generalizada

As manifestações identificadas com o código 32 ocorreram de modo generalizado por toda a superfície das lajes do 3º pavimento, por este motivo, não foram realizados o mapeamento e o levantamento de ocorrências.

As figuras 10, 11, e 12 agrupam as ocorrências observadas no local para vigas, pilares e lajes, respectivamente.

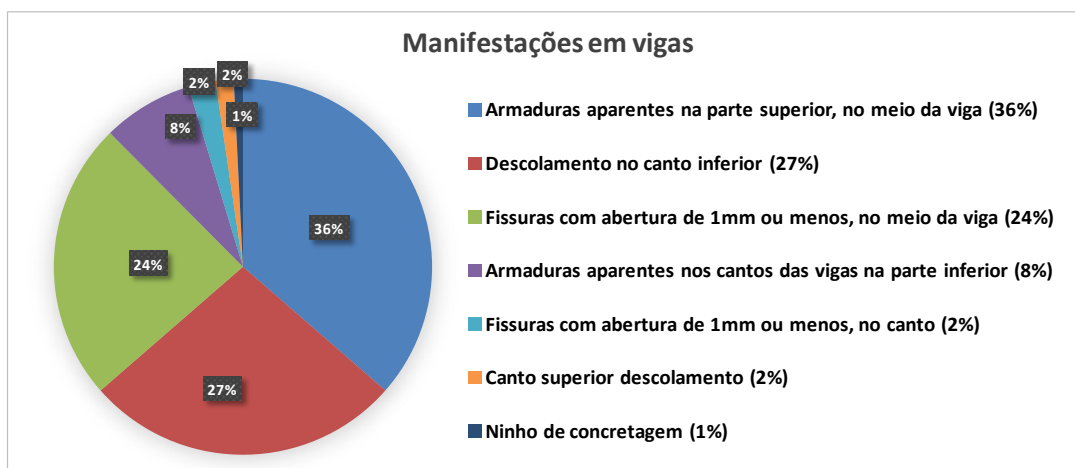


Figura 10: Recorrências de manifestações em vigas

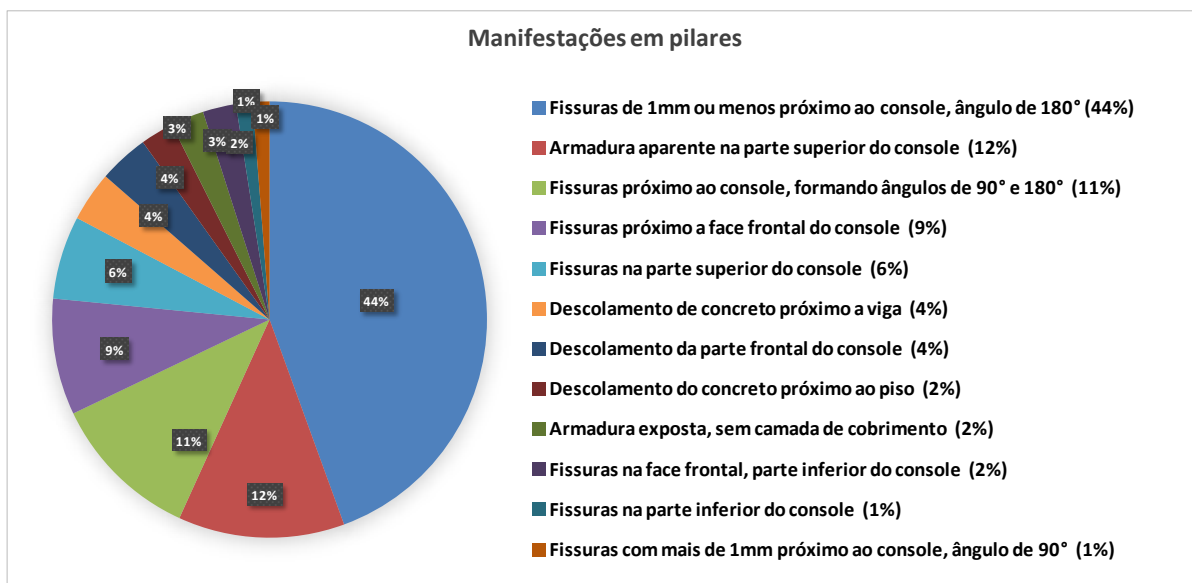


Figura 11: Recorrências de manifestações em pilares

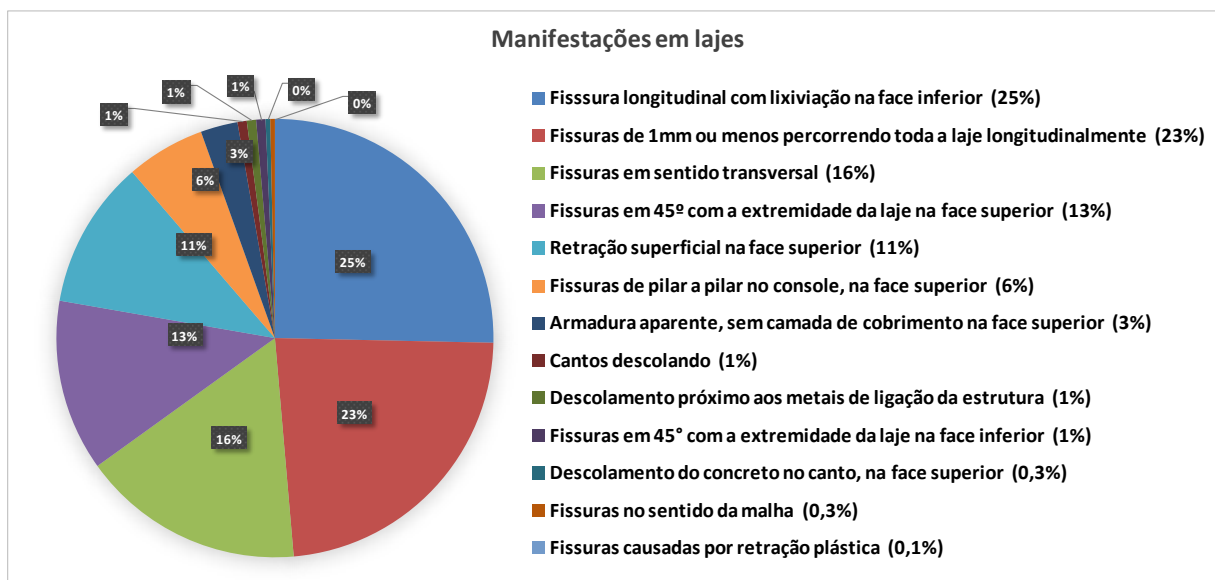


Figura 12: Recorrências de manifestações em lajes



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4.5 Ordem das prioridades

Conforme as pontuações obtidas em cada manifestação patológica, foi gerada a tabela 2 com a sugestão de ordem de execução dos serviços de manutenção. A prioridade 1 é a mais crítica, corresponde a maior pontuação, por isso, recomenda-se que seja solucionada antes das demais. Foi observado que os pontos mais críticos são pilares e vigas, que necessitam de reparo imediato.

Tabela 2 – Sugestão de ordem de manutenção

Código	Pontuação	Prioridade	Código	Pontuação	Prioridade
5	480	1	12	54	9
7	480	1	28	54	9
8	480	1	9	27	10
19	384	2	17	27	10
14	360	3	26	27	10
11	288	4	29	27	10
31	216	5	31	27	10
27	192	6	13	9	11
1	144	7	20	9	11
2	108	8	23	9	11
15	108	8	24	9	11
16	108	8	30	3	12
21	108	8	4	1	13
22	108	8	6	1	13
25	108	8	18	1	13
10	54	9	3	1	13

4.6 Configuração geral da qualidade predial

Com dados baseados no *checklist* de inspeção predial, foi possível gerar a tabela 3 e a figura 13, que resumem a configuração geral da qualidade predial. Com os dados da configuração geral da edificação, é possível notar a carência da edificação em relação a manutenção e que quase a totalidade dos casos de desempenho é inferior por conta da falta de um plano de manutenção

Tabela 3 – Contagem da configuração geral da qualidade predial

Condição	Qualidade	Itens
Técnica	Inferior	7
	Regular	20
	Superior	0
Manutenção	Inferior	27
	Regular	0
	Superior	0
Uso	Inferior	2
	Regular	25
	Superior	0



Figura 13: Gráfico da configuração geral da qualidade predial

5. CONCLUSÕES

Os métodos utilizados, obtidos através da pesquisa bibliográfica, foram pertinentes ao estudo e conseguiram retratar com eficiência as manifestações patológicas observadas, uma vez que foram compatíveis com outros trabalhos similares.

A edificação apresenta muitas manifestações patológicas graves que tendem a evoluir a um nível crítico de desempenho caso não haja intervenção. O retardamento das intervenções propostas pode ocasionar, em médio prazo, a interdição total da edificação, bem como o aumento de custos para as ações de reparo. Apesar destas constatações, atualmente a edificação pode ser considerada segura e normalmente utilizada.

Portanto, nota-se que a edificação, por questão da falta da cultura da manutenção, possui um desempenho muito inferior do esperado. Para que essa carência seja sanada, um bom plano de manutenção deve ser seguido, a fim de recuperar o desempenho perdido desde a etapa da conclusão parcial da edificação. A norma de desempenho, que já está em vigor, deve ajudar para que isto ocorra de forma correta.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Castro, U. R.. *IMPORTÂNCIA DA MANUTENÇÃO PREDIAL PREVENTIVA E AS FERRAMENTAS PARA SUA EXECUÇÃO*. Belo Horizonte: CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007, 44 p.
- [2] F. De Medeiros, Marcelo H.; Grochosky, Mauricio. “*Marquises: Por Que Algumas Caem?*”. Disponível em < www.ufsm.br/decc/ECC1006/downloads/Marquises_quedas.pdf>. Acesso em 22 mai. 2015, 9 p.
- [3] Gomide, T. L. F.; Fagundes N., Jerônimo Cabral Pereira. *Inspeção Predial Total*. São Paulo: PINI, 2011, 148 p.
- [4] Gomide, T. L. F.; et al. *DIRETRIZES TÉCNICAS DE INSPEÇÃO PREDIAL – DT 001/13 DTPC* Disponível em: <ie.org.br/site/ieadm/arquivos/arqnot8007.pdf>. Acesso em 22 mai.2015, 24 p.
- [5] Saldanha, M. S. Curso de Inspeção Predial em Edificações. Rio Grande do Sul: 2014. (Apostila do Curso de Inspeção Predial em Edificações – Prática do Diagnóstico e do Checkup Predial) 90 p.
- [6] Travizani Prado, Rosaura Maria. *INSPEÇÃO PREDIAL*. 2007.PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E AVALIAÇÕES DE ENGENHARIA – Faculdade de Engenharia de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007, 14 p.
- [7] Instituto Brasileiro De Avaliações e Perícias De Engenharia (IBAPE). *Norma de Inspeção Predial Nacional*, 2011, 26 p.
- [8] Pujadas, F. Z. A.; et al. *Inspeção Predial a Saúde dos Edifícios*. São Paulo: IBAPE/SP, 2012, 26 p.
- [9] Lorenzi, L. S. *ANÁLISE CRÍTICA E PREPOSIÇÕES DE AVANÇO NAS METODOLOGIAS DE ENSSAIOS EXPERIMENTAIS DE DESEMPENHO À LUZ DA ABNT NBR 15575 (2013) PARA EDIFICAÇÕES HABITACIONAIS DE INTERESSE SOCIAL TÉRREAS*. 2013. Tese (Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) – Escola de engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 245 p.
- [10] Thomaz, E. *Trincas em Edifícios: Causas, Prevenção e Recuperação*. São Paulo: PINI, 1989, 194 p.
- [11] Helene, P. *Manual Para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1992, 213 p.
- [12] Pereira, F. M. *Patologia e recuperação de estruturas: Aula 5*. 31 de ago de 2015. Notas de Aula. 7 p.
- [13] NATIONAL READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION. *Concrete in Praticce. CIP 6 – Joints in Concrete Slabs on Grade*. Washington DC, 1998. 2 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INSPEÇÃO TÉCNICA AO VIADUTO DA RODOVIA RS-118 NA CIDADE DE GRAVATAÍ / RS

V. SOSTER

Acadêmica de Engenharia Civil
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul; Brasil
veronica.soster@gmail.com

M. ROSSI

Acadêmica de Engenharia Civil
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul; Brasil
marianawosiack@gmail.com

F. FERONATO

Acadêmico de Engenharia Civil
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul; Brasil
fagner_feronato@hotmail.com

L. STAUDT

Acadêmico de Engenharia Civil
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul; Brasil
luisstaudt@hotmail.com

B. TUTIKIAN

Professor Doutor em Engenharia Civil
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul; Brasil
bftutikian@unisinos.br

RESUMO

A ERS-118 é uma das principais rodovias estaduais do Rio Grande do Sul, pois passa por diversas cidades, ligando-as à rodovia BR-290. A rodovia sofre com constantes engarrafamentos, falta de iluminação, sinalização deficiente e graves manifestações patológicas durante sua extensão. Este artigo se refere à inspeção de um dos principais viadutos da rodovia, que se localiza na cidade de Gravataí / RS e permite a passagem de veículos e pedestres. Essa inspeção consiste em uma anamnese da estrutura, diagnóstico, prognóstico e terapia do viaduto, analisando as principais manifestações patológicas presentes em suas pistas de rolamento, registrando-as e, assim, produzindo uma análise minuciosa de cada manifestação. Ainda foi proposta uma recomendação quanto a hierarquização das ações a serem realizadas na estrutura.

ABSTRACT

ERS -118 is one of the main state highways in Rio Grande do Sul, since it passes through several cities, linking them to the BR-290 highway. This highway suffers from constant congestion and bottlenecks, lack of lighting, flawed signalling and severe pathological manifestations in its entire extent. This article refers to the inspection of one of the main bridges of the highway, which is located in the city of Gravataí /RS and allows the passage of vehicles and pedestrians. This inspection consists in an anamnesis of the structure, diagnosis, prognosis and therapy of the viaduct, analyzing the main pathological manifestations present in the lanes, registering them and producing a thorough analysis of each event. Also, has been proposed a recommendation on the prioritization of actions to be performed on the structure.

1. INTRODUÇÃO

A ERS-118 é uma das principais rodovias estaduais do Rio Grande do Sul, pois passa por diversas cidades, tais como os municípios de Sapucaia do Sul, Cachoeirinha, Gravataí, Estância Grande, Viamão, Esteio, ainda liga todas essas cidades a BR-290. Mesmo valendo-se de toda sua clara importância, a rodovia sofre constantes engarrafamentos, falta de iluminação, sinalização deficiente e graves manifestações patológicas durante sua extensão.

Considerando o elevado trafego de veículos que circulam diariamente na rodovia e devido à situação adversa da rodovia, existe um elevado índice de acidentes graves e fatais provocados, em sua maioria, pelas manifestações patológicas da via.

O viaduto a qual essa inspeção se refere liga a RS-118 na cidade de Gravataí com a RS-020 – que se inicia na cidade de Tainhas/RS e acaba na cidade de Cachoeirinha/RS -, conforme pode ser visto na figura 1 à seguir. O local aonde o viaduto encontra-se estaria em processo de duplicação da via, contudo, as obras estão estagnadas atualmente.



Figura 1: a) Localização do viaduto na região. b) Localização e visualização do viaduto na cidade.

A situação do viaduto em questão pode ser observada na figura 2, que mostra uma perspectiva lateral e outra superior. A inspeção mencionada nesse relatório é criada e utilizada somente para fins acadêmicos e irá apresentar a situação da degradação da via e sugestões para sua terapia.



Figura 2: a) Visualização lateral do viaduto. b) Visualização superior do viaduto.

2. OBJETIVO

Ao realizar a visita ao viaduto da ERS-118, buscou-se analisar as principais deficiências presentes na edificação, registrá-las através de fotografias e produzir uma análise minuciosa da manifestação. A partir da inspeção, espera-se obter considerações significantes sobre o estado de conservação da estrutura.

A inspeção tem como objetivo a identificação, o diagnóstico, o prognóstico e a terapia das manifestações patológicas. Ainda, na criação de recomendações quanto a hierarquia das ações a serem realizadas na estrutura.

Como terapia para os problemas da parte superior do viaduto - as pistas de rolamento -, é recomendada uma solução mais duradoura para os problemas da obra de arte especial em estudo. Essa solução permanente consiste na busca da implementação de uma pavimentação rígida de concreto nos principais trechos da rodovia.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3. REFERENCIAL TEÓRICO

O presente laudo tem como embasamento alguns conceitos acerca das manifestações patológicas, assim como, da pavimentação escolhida para terapia da via. Suas definições estão descritas a seguir.

3.1 Levantamento de dados

O primeiro passo é o levantamento de dados, que fornecerá os subsídios necessários para que a análise possa ser realizada de forma correta, consistindo nos seguintes passos:

- Classificação do meio ambiente;
- Levantamento visual e medições expeditas da estrutura;
- Estimativa das possíveis consequências dos danos e, caso necessário, medidas emergências devem ser tomadas, como, por exemplo, o escoramento de parte ou do todo da estrutura;
- Levantamento detalhado dos sintomas patológicos (documentação fotográfica, avaliação da presença de agentes agressores, medidas de deformações, medidas de perda de seção de armadura, entre outros);
- Identificação de erros quanto à concepção da estrutura, à sua execução, ou ainda quanto a sua utilização e manutenção;
- Instrumentação da estrutura e realização de ensaios laboratoriais.

Após obter os itens citados deve-se fazer uma análise dos dados, com o objetivo de um perfeito entendimento da mesma e de como surgiram e se desenvolveram os sintomas patológicos.

3.2 Diagnóstico

É definido como todo o processo de entendimento e explicação científica dos fenômenos ocorridos como também os seus respectivos desenvolvimentos de uma construção onde ocorrem as manifestações patológicas. O diagnóstico completo envolve vários aspectos:

- Sintomas: também chamados de lesões ou defeitos;
- Mecanismo: os problemas patológicos são decorrentes dos chamados vícios construtivos;
- Origem: definição da fase do processo construtivo em que teve origem o fenômeno;
- Causas: Deve ser identificado o agente causador do problema.
- Consequências: O problema compromete a segurança da estrutura ou suas condições de higiene e funcionamento?

Um bom diagnóstico gera uma recuperação, reforço ou reparo da estrutura adequadamente, já um diagnóstico equivocado pode gerar muito gasto como também risco aos usuários.

3.3 Prognóstico

Após definir o diagnóstico da manifestação o objetivo torna-se a definir a medida adotada para o caso. Porém antes de definir qualquer medida deve-se fazer um levantamento seguido por uma análise de todas as possibilidades de evolução do problema encontrado, também conhecido como um prognóstico do caso. Para um prognóstico bem-sucedido o técnico necessita analisar e estudar o problema, levando em conta fatores como:

- Quadro de evolução natural do problema;
- Condições de exposição da edificação;
- Tipo de terreno da edificação;
- Tipologia do problema.

O prognóstico é muito importante, principalmente para casos mais complexos, podendo resultar em medidas que visam somente o controle como também demonstrando que a intervenção pode não ser a melhor saída.

3.4 Terapia

Na terapia estudar-se soluções das manifestações patológicas, desde pequenos reparos à recuperação generalizada da estrutura (fundações, pilares, vigas e lajes). Para obter êxito no tratamento, é necessário um bom estudo precedente, o diagnóstico bem conduzido e conhecer as características e funcionamento do local a ser tratado, para que ocorra a melhor escolha dos materiais e técnicas a serem utilizados neste procedimento. Recomenda-se que, após uma intervenção, sejam tomadas medidas de proteção, a partir de um programa de manutenção, considerando a vida útil prevista, a agressividade e condições do ambiente e a natureza dos materiais.

3.5 Pavimento de Concreto

Segundo o DNIT (manual do DNIT, 2006) o pavimento é caracterizado como a superestrutura constituída por camadas de espessuras finitas sobre um subleito. Ainda segundo o DNIT, pavimento do tipo rígido são aqueles onde o revestimento tem elevada rigidez em relação as camadas inferiores, absorvendo as tensões provenientes do carregamento.

Podemos ver na figura 3 a diferença existente na distribuição da carga entre pavimentos rígidos e flexíveis.

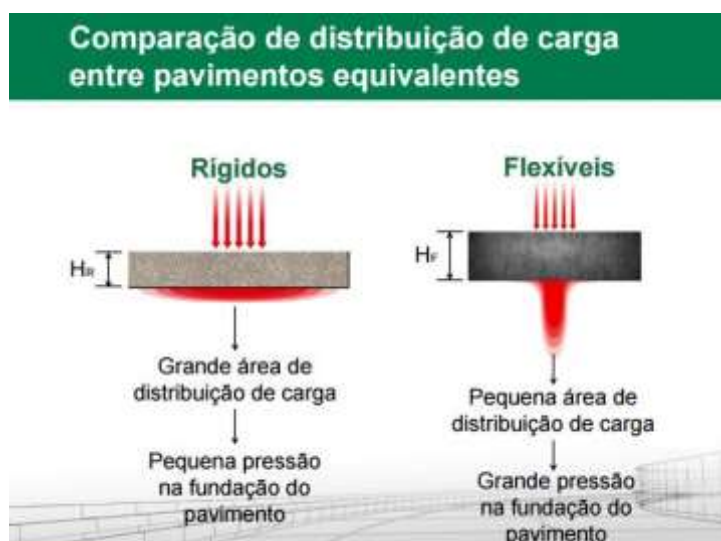


Figura 3: Comparação de distribuição de carga entre pavimentos equivalentes

Uma vasta quantidade de tipos de pavimento podem ser considerados como rígidos: concreto simples, placas de concreto simples com barras de transferência, pavimento estruturalmente armado, pavimento de concreto protendido.

Como exemplos de uso de pavimentos rígidos, conforme Garnett (2001) podemos citar a Rodovia Itaipava – Teresópolis, RJ, Avenida Edson Passos, RJ, Pátio de Manobras do Aeroporto Santos Dummont, RJ. Também podemos citar a obra do Rodoanel Mario Covas, na qual o trecho sul foi executado em pavimento de concreto.

O custo inicial do pavimento de concreto é tido como maior em relação ao pavimento flexível, em contrapartida a durabilidade de pavimentos de concretos é maior em relação aos pavimentos flexíveis. O custo ao usuário é menor nos pavimentos rígidos pois gera uma maior aderência do pneu, ajudando a prevenir acidentes também.

Do ponto de vista tecnológico, a pavimentação asfáltica é menos dispendiosa, mas com a maior aplicabilidade de pavimentações rígidas, o custo para obtenção de tecnologia e também mão de obra especializada tem diminuído paulatinamente.

Para a aplicabilidade sobre o viadutor da ERS – 118, o pavimento rígido de concreto encontra vantagens no fato de suportar melhor deformações geradas por tráfego de caminhões pesados, presentes constantemente na via em questão. O volume diário médio da via excede em muito os 10.000 veículos diários, que é o vdm mínimo para justificar o uso de pavimento de concreto.

4. INSPEÇÃO

O viaduto em estudo completa 40 anos em 2015 e por aproximadamente 20 anos sofre a incidência de manifestações patológicas que surgem e são reparadas constantemente. Em setembro de 2015 foram realizadas visitas técnicas a essa edificação. A partir dessas visitas, foi possível realizar uma inspeção nas condições da pista e dessa inspeção, um levantamento das suas manifestações patológicas

Ainda, nos estudos preliminares dessa obra de arte especial foi constatado que a edificação não está sendo corretamente utilizada, pois não há controle da carga aplicada ao pavimento nem se ela respeita as especificações de projeto.

As identificações, diagnósticos, prognósticos e terapias, bem como a hierarquização dos reparos a cerca dessa obra de arte especial podem ser conferidas a seguir.

4.1 Painelas e Afundamentos

Com base na inspeção técnica ao viaduto pode-se observar a presença frequente de painelas nas faixas de rolamento, com algumas desgastando chegando a base de concreto e outras que já ultrapassaram esta camada expondo até mesmo as armaduras, painelas estas com dimensões de até 79x55x1,8 chegando à profundidade de 4 cm, também existe a presença de afundamentos na via por consolidação localizada, que é caracterizado pelo alargamento do centro e estreitamento das bordas. A figura 4 apresenta algumas painelas e afundamentos presentes na rodovia.



Figura 4: Painelas e afundamentos presentes na rodovia.

As manifestações patológicas supracitadas têm sua origem no intenso tráfego de veículos pesados sobre a pista, conquanto a pavimentação não foi dimensionada para tais reincidências de cargas elevadas, esses problemas acarretam em um trânsito lento, podendo provocar acidentes pela redução repentina de velocidade dos veículos. Caso não venham a ser tratadas, as painelas podem evoluir e aumentar as suas dimensões progressivamente, podendo propiciar a corrosão das armaduras e em casos mais extremos causar o colapso da estrutura.

A terapia proposta para esses defeitos na pista é a retirada da pavimentação existente e que sua substituição seja feita por pavimento de concreto rígido.

4.1 Remendos

Existem inúmeros remendos, que mesmo sendo uma medida de reparo, são considerados manifestações patológicas no pavimento, sendo ainda mal executados, o que acaba gerando desconforto aos motoristas. A extensão desses reparos é grande, considerando que suas dimensões chegam a 480x178cm como pode ser observado em algumas imagens na figura 5.



Figura 5: Remendos mal executados na via.

Os remendos foram executados buscando reparar alguma panela ou afundamento presentes na pista de rolamento, contudo, devido ao intenso tráfego de veículos pesados na via e sem uma pavimentação submetida à sobrecarga, o remendo não aguentou e a manifestação patológica surgiu novamente.

Este tipo de manifestação causa desconforto aos motoristas, redução na velocidade e danos aos veículos na via, além de poder causar acidentes, principalmente, com motocicletas; caso não seja reparado, as dimensões serão progressivamente aumentadas, podendo chegar a camadas mais profundas da pavimentação, provocando profundos danos à estrutura do viaduto.

A solução sugerida é, naturalmente, a mesma citada para as panelas e afundamentos, retirada do pavimento antigo e a sua substituição por pavimento de concreto rígido.

4.4 Armaduras expostas

A estrutura do viaduto apresenta em certos locais a armadura exposta, uma situação crítica para a vida útil da construção, pois esta condição é favorável para a corrosão das barras de aço. A exposição ocorre em um ponto onde há

junção de distintos elementos estruturais. Em outro ponto temos duas armaduras com quase 50 cm de comprimento exposto ao tempo.

A figura 6 demonstra pontos da estrutura que esta com a armadura exposta.



Figura 6: Armaduras expostas.

Esta manifestação, teve origem no deslocamento do concreto, causado provavelmente por grandes vibrações ou por falhas de execução da camada inferior da edificação e é um fato gravíssimo apresentar as armaduras expostas, pois as mesmas estão sujeitas a corrosão, causando a perda da área de aço, o que pode gerar o colapso da estrutura.

Para solução do diagnóstico e para evitar o prognóstico, deve-se corrigir as falhas na camada do viaduto. Para tal, é sugerida a investigação através de um ensaio de pacometria, seguido da medição da seção do aço para verificar o que será preciso para a estrutura ser reparada, buscando assim, saber se a obra de arte especial precisa ser reforçada ou se deve-se apenas impermeabilizar a estruturar e evitar que a corrosão de espalhe.

4.5 Infiltrações

A edificação apresenta diversas infiltrações vesticiais que nascem de cima para baixo, localizadas em ambas as laterais da estrutura, e repetindo-se constantemente por toda a extensão do viaduto, conforme pode ser conferido na figura 7 a seguir.



Figura 7: Infiltrações.

O diagnóstico para essa manifestação provém de um concreto que não foi bem impermeabilizado somado com a constante agressão por parte do meio, que gerou fissuras que podem ter permitido a entrada da água. O prognóstico mais provável é que essas infiltrações podem gerar corrosão nas armaduras internas ao viaduto e causar a perda de seção do aço, comprometendo assim sua função estrutural.

Sugere-se que para impedir a continuidade da corrosão, caso ela tenha se iniciado nas armaduras, a melhor terapia seria impermeabilizar o concreto.

4.6 Demais Manifestações Patológicas

Além das manifestações presentes na pista de rolamento, também há o registro de deterioração da proteção lateral do guarda corpo, onde o concreto já perdeu o cobrimento deixando o agregado graúdo e a armadura expostos, conforme figura 8, os deixando vulneráveis ao ataque de CO₂.



Figura 8: Deterioração do guarda corpo.

A deterioração do guarda corpo ocorre nas extremidades superiores e é constante nas laterais do viaduto, e pode ter ocorrido por não ter recebido cobrimento adequado e também por não ter sido feito nenhum tipo de pintura no material.

O desgaste da estrutura, pode trazer riscos aos pedestres que circulam na via e de veículos, pois caso ocorra algum sinistro no local, provavelmente o guarda-corpo não irá exercer a sua função corretamente ou até mesmo vir a desabar. Tornando a correção ideal o recobrimento do concreto e a aplicação de uma demão de tinta acrílica para proteção do concreto à ação agressiva do meio.

A figura 9 mostra o deslocamento do cobrimento do concreto na lateral do viaduto, expondo assim a armadura ao ambiente agressivo. O descolamento do concreto ocorre de forma aleatória na parte inferior das laterais da estrutura, localizado próximo às infiltrações, é uma manifestação considerada crítica, pois seu prognóstico apresenta que pode causar o colapso da estrutura ao longo do tempo, devido a corrosão e a posterior perda de seção da armadura.



Figura 9: Desplacamento.

Além das manifestações patológicas já citadas, ainda é preciso mencionar os casos de desgaste e de desprendimento de agregados da superfície que são constantes por toda a pista de rolamento, como podem ser vistos na figura 10a. Ainda, há fissuras que são vistas ao longo de todo o pavimento, como no exemplo presente na figura 10b, possuindo diferentes tamanhos de espessura e chegando a profundidades de até 3cm.



Figura 10: a) Desgaste do pavimento. b) fissuras no pavimento.

As fissuras são recorrentes também ao longo de toda a pista, mesmo nos trechos que não compreendem a extensão do viaduto, o que torna perceptível que as condições que geram manifestações patológicas no pavimento estão contidas na carga aplicada ou então na execução do pavimento e não apenas no ponto onde está o viaduto.

Podendo-se assim afirmar que ambos tem origem no excesso de carga dos veículos que trafegam na via e esse é um processo que com o tempo tende a aumentar, tanto a fissura quanto o desgaste da superfície. Para impedir que essas manifestações piorem, é possível aplicar remendos ou fechar as fissuras com material estrutural, para impedir novas sejam criadas o ideal é a troca do pavimento antigo pelo pavimento de concreto rígido, contando com um redimensionamento correto das cargas aplicadas na pista.

5. HIERARQUIZAÇÃO DOS REPAROS

A obra de arte especial possui diversas manifestações patológicas, entretanto, algumas são mais graves do que outras, sendo assim recomendado tratar primeiramente os casos de armadura exposta, pois podem gerar grandes mudanças na estrutura do viaduto, após, as infiltrações e os descolamentos, que podem vir a ser tão graves quanto às armaduras expostas, pois ambos podem causar grande perda de resistência e levar ao colapso da estrutura.

Realizados os ensaios e os reparos ou reforços necessários, deve-se arrancar as camadas de pavimentação existentes e refazê-las com o uso do concreto regenerativo, eliminando as manifestações de panelas, afundamentos, fissuras, remendos e os desgastes.

Por fim, deve-se revitalizar o guarda-corpo para segurança de todos que trafegam abaixo e dos pedestres que circulam acima do viaduto.

6. JUSTIFICATIVA DE PROJETO

A recomendação do uso do concreto rígido como terapia para as manifestações patológicas presentes na pista de rolamento demanda um custo mais elevado para os reparos da via. Buscando justificar esse gasto mais elevado, estudou-se a quantidade de veículos que trafegam pela rodovia diariamente e foi apontado que a diferença no orçamento para a técnica de pavimentação convencional e a técnica sugerida possui um custo-benefício válido.

6.1 Estudos de Tráfego

O volume diário médio de veículos (VDM) é a média de quantidade de veículos, seja de passeio ou utilitários, que trafegam na rodovia diariamente, calculado a partir da equação 1. A partir do projeto da ERS-118 foi identificado um VDM do ano de 2009 de 19818 veículos diários, porém a expectativa do final de vida útil da via, estipulado para 2018 considera um taxa de aumento anual de veículos na região maior do que os 5% estipulados pelo Manual de Estudo de Tráfego do DNIT. Neste caso utilizamos a maior expectativa, ou seja, a pior hipótese de volume para atender ao futuro volume de carros da via ainda sendo uma via que gere conforto ao motorista. Considerando o VDM estipulado para 2018 (fim da vida útil), no valor de 25858 veículos ao dia, foi calculado o volume que aumentaria para chegar ao valor do ano de 2025, usando como 10 anos de projeto de vida útil. O VDM encontrado foi de 29091 veículos ao dia na rodovia, utilizando a fórmula abaixo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

$$VDM = \frac{V1 \times [2 + (P-1) \times T]}{2} \quad (1)$$

P = Tempo de projeto.

T = Estimativa de crescimento da frota de veículos.

V1 = Número de veículos diários da via.

6.2 Orçamento

A tabela 01 a seguir apresenta a comparação entre os custos para pavimentação de 18 Km de pista, sendo a equação 2 usada para o cálculo da quantidade a ser pavimentada e a equação 3 utilizada para o cálculo do custo para sua implantação, comprimento escolhido por ser a extensão que foi licitada para duplicação, mas que está com as obras paradas atualmente, além de agrupar os 3 viadutos em piores condições da via.

Tabela 01: Comparação de Custos: Pavimento Flexível x Pavimento Rígido.

COMPARAÇÕES DE CUSTOS: PAVIMENTO FLEXÍVEL X PAVIMENTO RÍGIDO					
Serviço/Material	Un.	Quant.	Valor Unit.	Quantidade	Valor Total
Pavimento Flexível p/ Restauração Recapeamento/Reperfilagem	m ³	1	R\$ 174,84	62280	R\$ 10.889.035,20
X					
Pavimento Rígido	m ³	1	R\$ 206,07	62280	R\$ 12.834.039,60
Valor Excedente					R\$ 1.945.004,40

$$Q = W \times L \times T \quad (2)$$

Q = Quantidade.

W = Largura.

L = Comprimento.

T = Espessura.

$$V_t = Q \times V_u \quad (3)$$

V_t = Valor total.

Q = Quantidade.

V_u = Valor unitário.

A pavimentação rígida possui um valor elevado em relação a pavimentação com CBUQ, além de outros fatores a serem considerados na sua execução, tornando seu uso ainda um tanto limitado no país. Contudo, acredita-se que, a longo prazo, as dificuldades e custos elevados compensem seu uso.

Em obras como a duplicação da RS118, rodovia que apresenta novos problemas diariamente, as vantagens dessa técnica de pavimentação garantem a viabilidade do seu uso, pois o material consegue impedir a formação de imperfeições na pista e consegue suportar melhor as deflexões sofridas pelo pavimento por parte de grandes caminhões. Considerando-se o custo de construção e de manutenção da pista, é estimado um custo de 61% inferior do que com o uso de CBUQ.

Deve-se considerar também o custo social dessa implementação, esse custo corresponde aos custos do usuário, custos relacionados a acidentes, tempo de viagem, poluição e custo operacional dos veículos. Sabendo que a condição da rodovia influencia muito no custo operacional, ou seja, de manutenção do veículo e que a pavimentação rígida tem uma variação muito pequena no decorrer de sua utilização, conclui-se que uma pista de rolamento em boas condições gera muita economia para o usuário.

Ainda, de acordo com Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada, IPEA, as más condições das nossas vias geram grande custo social, o que pode ser visto pelos seguintes números:

- Elevam em até 38% os custos dos fretes.
- Para cada R\$ 1,00 investido em rodovias há uma redução de R\$ 3,00 no custo operacional dos veículos;
- Elevação de 38% nos custos operacionais dos veículos;
- Aumento de até 58% no consumo de combustíveis;
- Incremento de até 50% no índice de acidentes;
- Aumento de até 100% nos tempos de viagem.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Assim, a longo prazo, a pavimentação rígida de concreto vai pagar essa diferença de custo, economizando com as manutenções da via – entre outros -, sendo esse um dos principais problemas da ERS 118, pois devido ao tráfego intenso e de veículos pesados que a rodovia comporta diariamente, essa solução traria economia para os motoristas, que gastariam menos com danos e desgastes aos seus veículos e enxugaria gastos – na casa de centenas de milhares de reais, anualmente - do governo com constantes consertos da via.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da inspeção realizada no viaduto da ERS118, foi possível obter resultados alarmantes sobre o estado vigente da edificação. A obra de arte especial possui uma série de manifestações patológicas, que além de se apresentarem em grande quantidade, se apresentam de formas variadas.

A questão mais preocupante sobre os problemas dessa obra de arte especial, é que remendos são feios frequentemente na pista de rolamento, reparos que, com o tráfego intenso de veículos pesados e com as chuvas da região, logo abrem-se novamente, aumentando gradualmente de tamanho.

Assim, pode-se concluir que os esforços das prefeituras locais para conter as manifestações patológicas da via não estão sendo válidos e uma solução definitiva precisa ser implantada urgentemente. Para tal, foi proposto o uso do pavimento rígido de concreto, que já provou seu valor em diversas pontes e viadutos ao redor do mundo. Seu gasto é mais elevado, mas economiza em tantos aspectos evitando o retrabalho dos problemas das pistas.

O viaduto precisa urgentemente de atenção, tanto para o problema grave que pode estar enfrentando com as infiltrações, descolamentos e armaduras expostas, quanto pelas painéis e afundamentos que causam tantos acidentes e impedem o fluxo rápido de veículos por uma estrada tão importante e que liga tantas indústrias e cidades.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Neto, G. – *Estudo Técnico e Econômico da Manutenção de um Pavimento de Concreto*. Dissertação de Mestrado Universidade Estadual de Campinas, 2001, 51 p.
- [2] DNIT – *Manual de Pavimentos*. IPR, 2006, 25 p.
- [3] Departamento de Transportes do Setor de Tecnologia da UFPR. – *Pavimentação*. UFPR-DDT, 2015.
- [4] DNIT – *Manual de Estudos de Tráfego*. Publicação IPR-723. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2006, 30 p.
- [5] DNIT – *Manual de Custos Rodoviários*. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2003, 60 p.
- [6] DAER – *Tabela de Preços Unitário de Obra*. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do RS, 2015, 12 p.
- [7] Google Maps – *Mapa da Região*, 2016. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps/@-29.9499479,-51.0765602,12z>. Acesso em 21 de Setembro de 2015.
- [8] Marchi, C. – *Obra na ERS-118 vai completar 20 anos*. Correio do Povo Online, 2015. Disponível em <<http://www.correiodopovo.com.br/Noticias/552523/Obra-na-ERS-118-vai-completar-20-anos>>. Acesso em 25 de setembro de 2015.
- [9] Scrivener, K. – *Cement and Concrete Research*, 2015. Disponível em <<http://www.journals.elsevier.com/cement-and-concrete-research/>>. Acesso em 27 de novembro de 2015.
- [10] Moore, N. – *Self-healing concrete for safer, more durable infrastructure*, 2015. Disponível em <<http://www.journals.elsevier.com/cement-and-concrete-research/>>. Acesso em 27 de novembro de 2009.
- [11] Marchi, C. – *Obra na ERS-118 vai completar 20 anos*. Correio do Povo Online, 2015. Disponível em <<http://www.correiodopovo.com.br/Noticias/552523/Obra-na-ERS-118-vai-completar-20-anos>>. Acesso em 25 de setembro de 2015.
- [12] ABCP – *Estradas de Concreto: Esse é o Caminho do Futuro*. Disponível em <http://viasconcretas.com.br/wp-content/uploads/2013/02/Folheto_Estradas_Concreto.pdf>. Acesso em 27 de novembro de 2015.
- [13] Tutikian, B. Pacheco, M – *Boletim Técnico*. ALCONPAT Brasil, 2013, 5 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INSPEÇÃO TERMOGRÁFICA DE FACHADAS – INVESTIGAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA FISSURAÇÃO

E. BAUER

Professor
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
elbauerlem@gmail.com

E. PAVÓN

Aluno de Doutorado
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
elierpavon@gmail.com

E. OLIVEIRA

Aluno de Engenharia Civil
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
ebox3000@gmail.com

RESUMO

A termografia de infravermelho é uma técnica não destrutiva de inspeção, que auxilia na identificação das anomalias e pode fornecer informações sobre a extensão e gravidade das mesmas. O objetivo do presente estudo é aplicar a termografia quantitativa ao estudo de um caso de fissuração intensa em fachada revestida em argamassa, analisando a evolução das temperaturas e do Delta-T. Faz-se o estudo da evolução das temperaturas ao longo de um dia de análise, ocorrendo incidência do sol em parte do período de estudo, o que permite calcular e avaliar a evolução das temperaturas associadas. É efetuada a aquisição de termogramas a cada hora do período estudado. Pela evolução dos parâmetros, observa-se que as maiores temperaturas ocorrem as 12:00 horas, e os maiores Delta-T entre 10:00 e 12:00 horas. Houve diferença entre o perfil do Delta-T entre as 3 regiões estudadas. O melhor momento para análise é o em que se tem maiores Delta-T. Fissuras com maiores Delta-T foram consideradas mais degradadas, sendo que as fissuras ramificadas não permitiram conclusão comparativa.

Palavras-chave: termografia, fachada, fissura.

Infrared thermography is an evaluation technique that helps to identify anomalies and can provide information on the incidence and severity. The aim of this study is to apply quantitative thermography to study a case of severe cracks in facade analyzing the evolution of temperatures and Delta-T. There was the study of the evolution of temperature over a day, occurring incidence of the sun part of the day which allows you to calculate and assess the evolution of the associated temperatures. It done the acquisition of thermograms hourly of the study period. It is observed that the highest temperatures occur at 12:00 hours and the larger Delta-T between 10:00 and 12:00. There were differences between the Delta-T's profile among the three regions studied. The best time for analysis is that it has greater Delta-T. Cracks with higher Delta-T were considered more degraded, and that branched generalized cracks did not allow comparative conclusion.

Keywords: thermography, facade, crack.

1. INTRODUÇÃO

A termografia de infravermelho é uma técnica auxiliar de grande aplicação no estudo de manifestações patológicas e anomalias dos edifícios. Seu foco, na identificação e mapeamento de defeitos, permite um direcionamento da inspeção que contribui na classificação das regiões de danos quanto a intensidade de ocorrência e também gravidade das anomalias. Como técnica não destrutiva, a termografia permite obter um termograma que é uma imagem térmica da



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



superfície do objeto alvo [1], o qual no presente caso é um trecho da fachada. Essa inspeção é feita à distância (pode chegar a dezenas de metros), obviamente sem contato e sem dano ao elemento. O resultado é determinado em tempo real, ou seja, as temperaturas observadas na câmera termográfica são as que estão ocorrendo naquele momento no objeto alvo.

Ao se estudar um termograma de uma fachada, se está analisando as temperaturas na superfície dos elementos e materiais que compõem a mesma. Obviamente, essas temperaturas são resultado da ação de vários fatores, dentre eles a ação dos agentes climáticos, como incidência do sol e temperatura ambiente. Elementos em equilíbrio térmico ou higroscópico com o meio são difíceis de estudar com a termografia [1]. Para identificação de anomalias é necessário que exista um fluxo térmico do ambiente para a fachada (direto), ou da fachada para o ambiente (inverso). Naturalmente, esses fluxos ocorrem pela ação dos agentes climáticos sobre a fachada. Os defeitos ou anomalias causam perturbações ao fluxo térmico, o que leva a uma distribuição de temperaturas diferenciadas na superfície da fachada ou elemento, a qual é captada pelo termograma. A grande dificuldade é identificar em que condição de fluxo térmico se visualizam os defeitos, e como os mesmos se manifestam[2]. Se o fluxo térmico empregado para o estudo termográfico é de origem natural, como por exemplo, o oriundo da incidência solar sobre a fachada, se diz que a técnica de estudo é a termografia passiva. Se o fluxo térmico é induzido sobre o elemento, por aquecimento, vibração, ultrassom, dentre outras formas, se diz que a técnica é a termografia ativa [3]. A termografia ainda pode ser considerada qualitativa, quando é baseada somente na identificação de pontos quentes e frios da imagem termográfica. Nesse caso, a análise é feita por comparação com padrões, sendo essa forma de estudo usualmente empregada nos estudos de restauro e diagnóstico de edifícios históricos[4]. Por sua vez, a termografia quantitativa é empregada quando se quer classificar a importância do defeito sendo de grande preocupação a precisão na determinação das temperaturas que se obtém, bem como do emprego de técnicas adequadas na obtenção dos termogramas e na análise das informações [5]. O primeiro parâmetro de análise é o Delta-T, que corresponde a diferença de temperaturas (módulo) entre a região com defeito e a região sem defeitos. Em termos comparativos, para as mesmas condições de exposição, pode se pensar preliminarmente numa condição de maior gravidade para anomalias com maior Delta-T[6].

O emprego da termografia no estudo dos destacamentos de fachada e investigação da umidade tem sido feitos ainda em caráter experimental, mesmo em condições de campo [6][7]. Os estudos mostram uma forte dependência das variações ao longo do dia, da temperatura e da incidência solar não havendo concordância sobre os critérios quanto ao momento em se fazer a inspeção termográfica (pelo dia ou pela noite). Pode se afirmar obviamente, que as condições de clima de cada país em que os estudos são feitos é uma variável determinante nos processos e resultados. Em relação ao estudo da degradação por fissuração das fachadas, poucos estudos de campo e laboratório tem sido feitos. Na maioria das vezes tem-se usado a termografia para observar a localização de fissuras[4], sem aplicar a termografia quantitativa. O objetivo do presente estudo é aplicar a termografia quantitativa ao estudo de um caso de fissuração intensa em fachada. Busca-se acompanhar a evolução das temperaturas ao longo de um dia de análises, ocorrendo incidência do sol em parte do período de estudo, o que permite calcular e avaliar a evolução das temperaturas associadas. Essa abordagem permite estudar a região fissurada tanto em termos de sua identificação como possivelmente do estudo do grau de dano provocado.

2. DESENVOLVIMENTO METODOLÓGICO EXPERIMENTAL

A investigação experimental envolveu o acompanhamento de uma fachada com revestimento de argamassa de um edifício em Brasília – Brasil, caracterizada pela existência de fissuração. Essa fachada foi identificada e mapeada sendo consideradas 3 regiões de análise como é mostrado na Figura 1. Foram definidos para estudo termográfico, 3 pontos na região A, 3 pontos na região B, e 2 pontos na região C, conforme coloca a Figura 1-a. Os pontos A1, A2 e A3 da região A acompanham uma fissura principal com características lineares. Os pontos B1 e B2 da região B acompanham uma fissura linear, e o ponto B3 já corresponde a uma situação de fissuração ramificada. Os pontos C1 e C2 se referem a uma situação de fissuração ramificada generalizada. A Figura 1-b busca mostrar como se observa a região de estudo em um termograma.

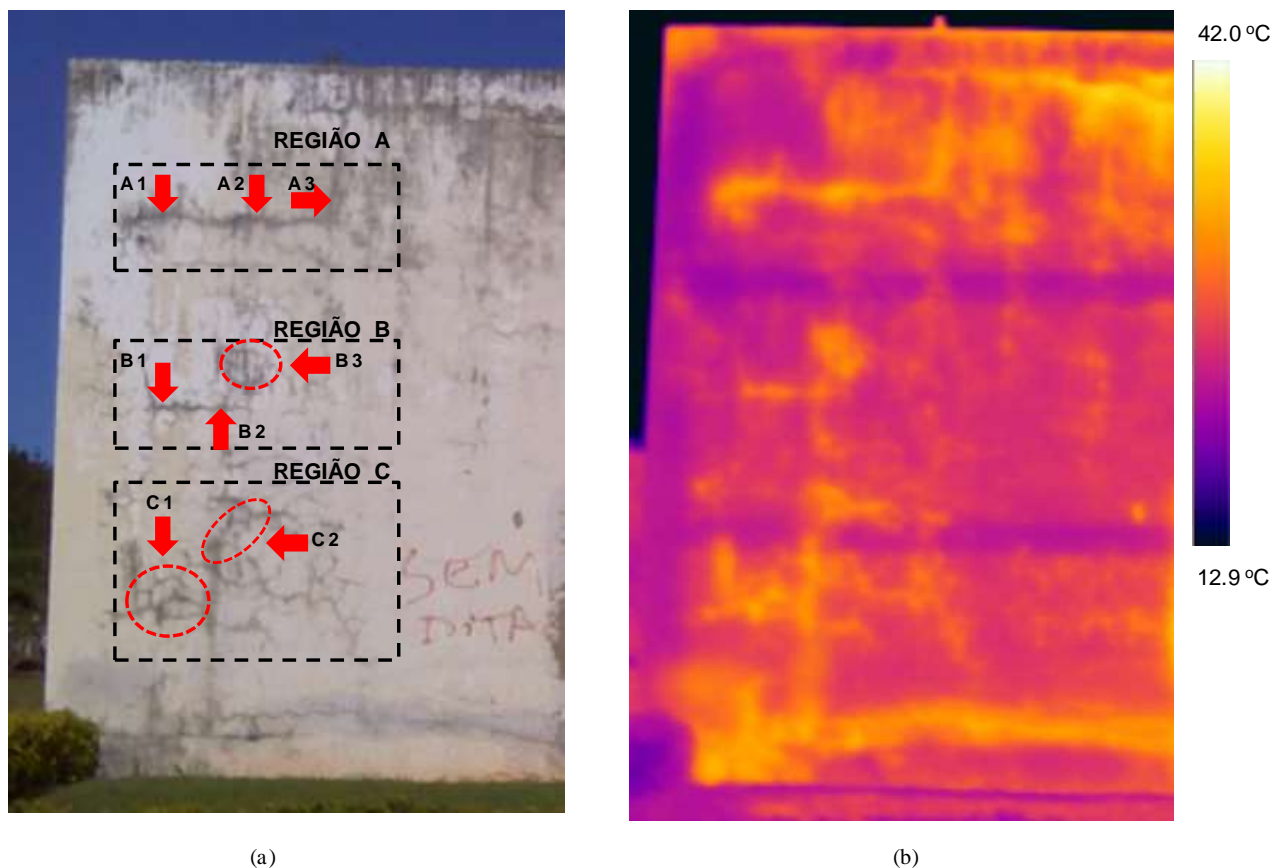


Figura 1 – (a) Fachada estudada e delimitação das regiões e pontos de análise; (b) termograma ilustrativo obtido em um dos momentos da inspeção(8:00 horas).

O acompanhamento termográfico foi efetuado estudando-se os termogramas e sendo definidas as temperaturas de forma pontual nos casos de fissuras lineares (A1, A2, A3, B1, e B2), e de forma sob área, analisada no caso das fissuras ramificadas (B3, C1 e C2), onde se determinou a temperatura de uma área respectiva, conforme mostra a Figura 1-a.

Para se analisar a evolução dos comportamentos térmicos das fissuras, é necessário comparar a temperatura da região com defeito (T_D) com a temperatura da região sem defeito (T_{ND}). Assim as áreas ou pontos sem defeito, onde foi determinada a T_{ND} foram definidas inicialmente no termograma, sendo mantidas fixas ao longo de todo o monitoramento efetuado.

O procedimento de estudo consistiu no acompanhamento termográfico da fachada nas regiões estudadas, empregando termografia passiva. A fachada com orientação leste recebia o sol pela manhã, das 7:00 as 12:00. O estudo foi feito em meados de julho, época sem precipitação de chuva em Brasília e com céu limpo. Para definir a evolução das temperaturas horárias ao longo do dia foi efetuada uma simulação higrótérmica da fachada, empregando o sistema Wufi® Pro 5.3 sendo inseridos os dados relativos aos materiais existentes e empregando um arquivo TMY (Typical Meteorological Year) para Brasília. A simulação foi efetuada para o dia em que foi desenvolvida a inspeção em campo. A absorvância considerada na simulação foi de 0,3.

O levantamento de campo consistiu na captura dos termogramas a cada hora durante o período da inspeção. Esse período iniciou as 8:00 horas e terminou as 18:00 horas. Foi observado um período de incidência solar logo no início do estudo (8 as 12 horas), e outro, sem incidência solar (sombreamento) após as 12 horas. Todas as imagens foram feitas sob luz solar. Foi mantido um ponto fixo para aquisição de todos os termogramas, a uma distância de 18,5 m da fachada. A determinação da Temperatura Aparente Refletida (T_{AR}) foi efetuada a cada horário, empregando o método da lâmina de alumínio corrugada, conforme prescreve a ASTM E1862 [8]. A emissividade foi determinada conforme o método da fita negra padrão, conforme prescreve a ASTM 1933 [9]. Para medição da Temperatura Ambiente (T) e da Umidade Relativa (UR), a cada momento da aquisição, foi empregado um termohigrômetro Meterlink MO297. A câmera infravermelha empregada foi do modelo Flir T400, na faixa de temperatura de -20 to 120°C, 2% de precisão,

faixa espectral de 7.5 to 13 μm , resolução de 320 x 240 pixels, lentes de 25° e IFOV de 1.36 mrad. O software para análise das imagens foi o Flir QuickReport 1.2 na versão livre. A rotina para aquisição dos termogramas consistiu das seguintes etapas:

- Fixação da lâmina de alumínio na superfície da fachada e obtenção da imagem a uma distância de 2,0 m. Essa etapa é necessária de modo a obter a T_{AR} , uma vez que esse é um dado de entrada solicitado pela câmera.
- Posicionamento do termografista no ponto de aquisição das imagens (distância de 18,5m da fachada), e determinação da UR e T. Inserção dos dados obtidos no software da câmera.
- Ajuste do foco térmico e aquisição de 3 imagens consecutivas.
- Análise posterior das imagens no Flir QuickReport 1.2, obtendo-se as temperaturas nos pontos de estudo.

3. RESULTADOS

Uma vez que se emprega termografia passiva para estudo da fissuração, é fundamental conhecer a evolução das temperaturas da superfície e ambiente, de modo a compreender os resultados encontrados. A Figura 2 apresenta os resultados observados na simulação higratérmica. A incidência solar na fachada ocorre as 7:00 horas, o que se deduz pelo aumento das temperaturas superficial e ambiente. Essa incidência solar dura até as 12:00 horas. Pode se afirmar que nessa fase a fachada está em aquecimento, ou seja, o fluxo de calor é direto (de fora para dentro). Após as 12:00 horas, uma vez que o sol deixa de incidir sobre a fachada, a temperatura da superfície começa a cair, sendo que a mesma se aproxima da temperatura ambiente as 0:00 horas (próximo de 20°C).

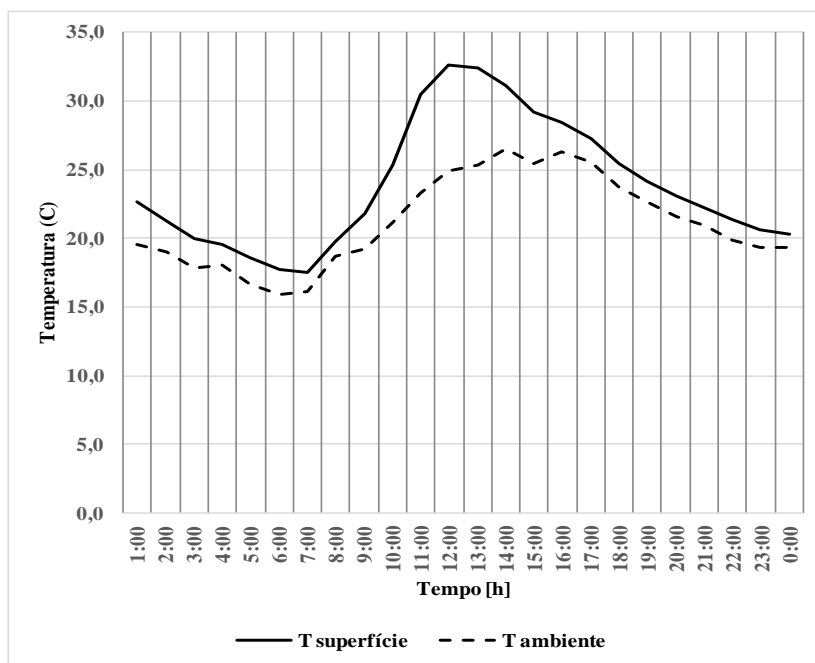


Figura 2 – Evolução da temperatura superficial e temperatura ambiente. Dados da simulação higratérmica.

A investigação de falhas ou anomalias por termografia está associada a perturbação que esses defeitos causam no fluxo térmico que ocorre na fachada (de fora para dentro no caso em questão), e em como essa perturbação modifica a temperatura na superfície, a qual é obtida no termograma. Assim uma descontinuidade interna ou superficial, como um vazio, descolamento ou um processo de fissuração pode ser observado nos termogramas. A questão crítica é saber quais padrões observados identificam a presença e a extensão da fissuração. A Figura 3-a mostra o primeiro termograma obtido na inspeção onde a fissuração é identificada como faixas (ou pontos) de maior temperatura. Como já foram identificadas nas regiões de estudo (Figura 1-a) é fácil observar no termograma as regiões de estudo e as fissuras definidas. Tomando como referência o termograma capturado as 10:00 horas, situação agora com a fachada em forte aquecimento (T de 25°C), observa-se facilmente que T_D é significativamente maior (Figura 3-b). O Delta-T (entre T_D e T_{ND}) é nitidamente maior, o que aumenta o contraste térmico, facilitando a identificação dos defeitos. Agora, ao se observar o termograma relativo as 15:00 horas (Figura 3-c), já se tem grande dificuldade na identificação precisa dos

defeitos. Nessa situação, em função da ausência da incidência solar, a temperatura da fachada está caindo, e conseqüentemente o fluxo térmico é menor, podendo inclusive inverter de sentido (fluxo inverso). É importante observar a grande dependência da observação termográfica quanto a magnitude e do sentido do fluxo térmico[10]. Seguramente existem situações em que a visibilidade dos defeitos se modifica, sendo muito importante que o termografista conheça as principais variáveis que definem essas condições [11].

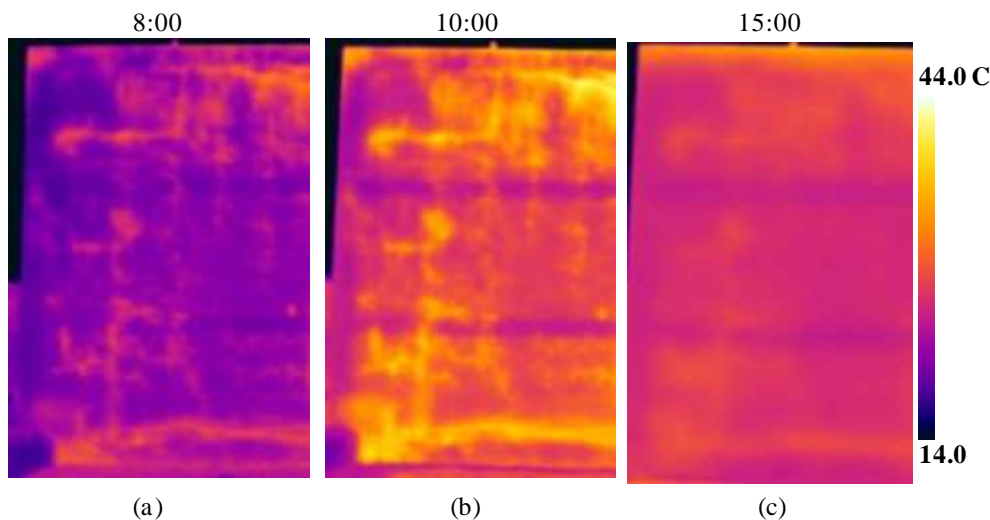


Figura 3 – Termogramas capturados na inspeção. (a) Inspeção 8:00; (b) Inspeção 10:00; (c) Inspeção 15:00

O estudo quantitativo das temperaturas é importante tanto na identificação dos defeitos e sua extensão como numa inferência preliminar de sua gravidade. Deve ser lembrado que a termografia se propõe a ser uma técnica de diagnóstico à distância, ou seja, em condições em que possivelmente não se tenha acesso físico aos defeitos[2]. Duas avaliações são correntemente aplicadas, sendo uma delas a evolução de T_D e T_{ND} , e outra, a evolução do Delta-T (entre T_D e T_{ND}). A Figura 4 apresenta os 3 pontos observados na região A (Figura 1-a). Primeiramente observa-se um crescimento das temperaturas durante a fase de incidência solar (Figura 4-a), tanto para T_D como para T_{ND} . No caso das temperaturas na região do defeito (T_D), os valores observados (para A1, A2, e A3) são muito próximos em toda a evolução do experimento (tanto na fase de aquecimento como na de resfriamento), sendo que o valor máximo ocorreu as 12:00 horas como sugere a simulação efetuada (Figura 2). Nas temperaturas nas regiões sem defeito, o ponto A3 apresentou valores mais altos do que os outros 2 estudados, o que identifica um padrão diferenciado da fissura naquele ponto. Também se observou o valor máximo de T_{ND} no horário das 12:00 horas. Com a evolução do resfriamento (após as 12:00 horas), a tendência é a de que ocorra convergência de todas as temperaturas, o que ocorre no termograma de 16:00 horas em que tanto T_D como T_{ND} dos 3 pontos estudados se aproximam de 25°C. Para o Delta-T máximo (Figura 4-b), todos os 3 pontos são muito nítidos, apresentando valores de: 9,4°C, 8,7°C, e 6,6°C, respectivamente para A1, A2 e A3. Em termos de análise termográfica esses valores são muito representativos para anomalias [3]. O Delta-T é máximo nos horários de 9:00 e 10:00 horas, caindo fortemente até as 14:00 horas onde estabilizam próximos de 1°C. De forma direta pode se afirmar que a visualização é otimizada nesses momentos de máximo Delta-T.

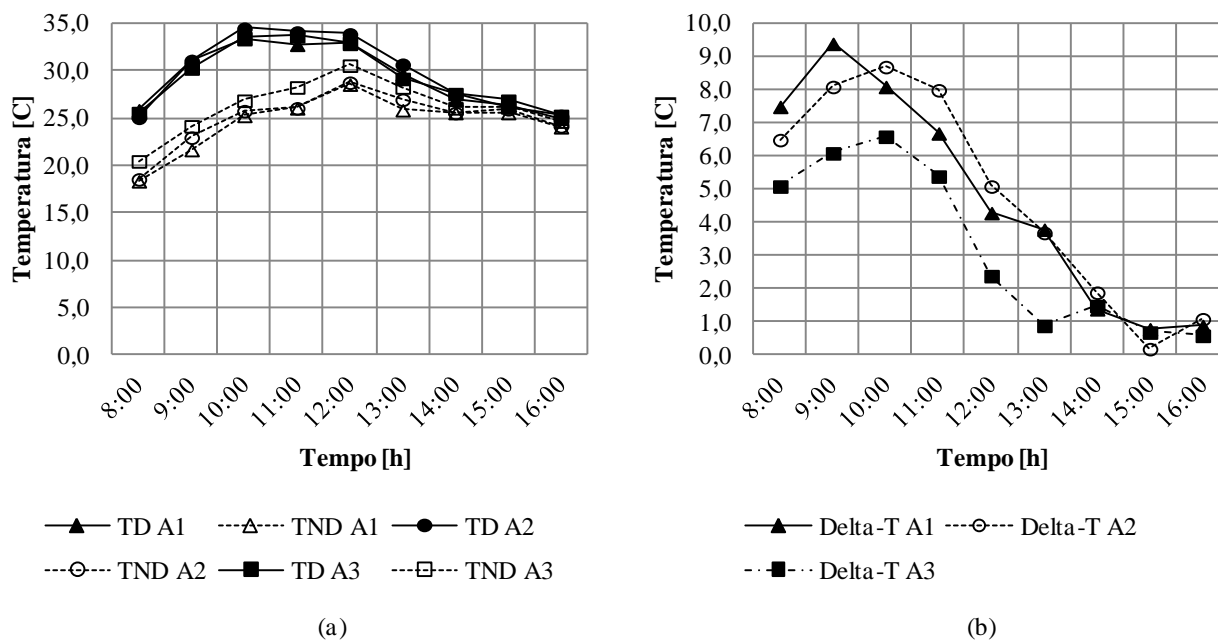


Figura 4 – Região A: (a) Evolução de T_D e T_{ND} ; (b) Evolução de Delta-T

Na região B, cujo comportamento está apresentado na Figura 5, as fissuras B1 e B2 são fissuras lineares. A fissura B3 na verdade é um conjunto de fissuras ramificadas. Na evolução de T_D se observa um comportamento similar para as 3 fissuras, atingindo o pico máximo entre 11:00 e 12:00 horas. T_{ND} cresce também de forma homogênea entre as fissuras estudadas, atingindo o pico máximo as 12:00 horas. No resfriamento a estabilização dos valores ocorre a partir das 14:00 horas alcançando em torno de 25°C as 16:00 horas para todas as temperaturas. Em relação ao Delta-T os valores também foram expressivos, alcançando valores de: 6,5°C, 6,2°C, e 5,2°C, respectivamente para B1, B2 e B3. Esses valores de pico máximo ocorrem no intervalo das 9:00 até as 11:00 horas. Deve ser destacado o comportamento diferenciado do conjunto de fissuras ramificadas B3, o qual além de apresentar menor Delta-T, possui uma evolução distinta, com menor velocidade de queda ao longo do tempo. Isso pode ser atribuído a diferença da tipologia da fissuração ramificada, a qual apresenta danos de menor dimensão, mas dispersos na área de estudo. Isso enseja a necessidade de se ater a critérios diferenciados quando do estudo desse tipo de fissuração.

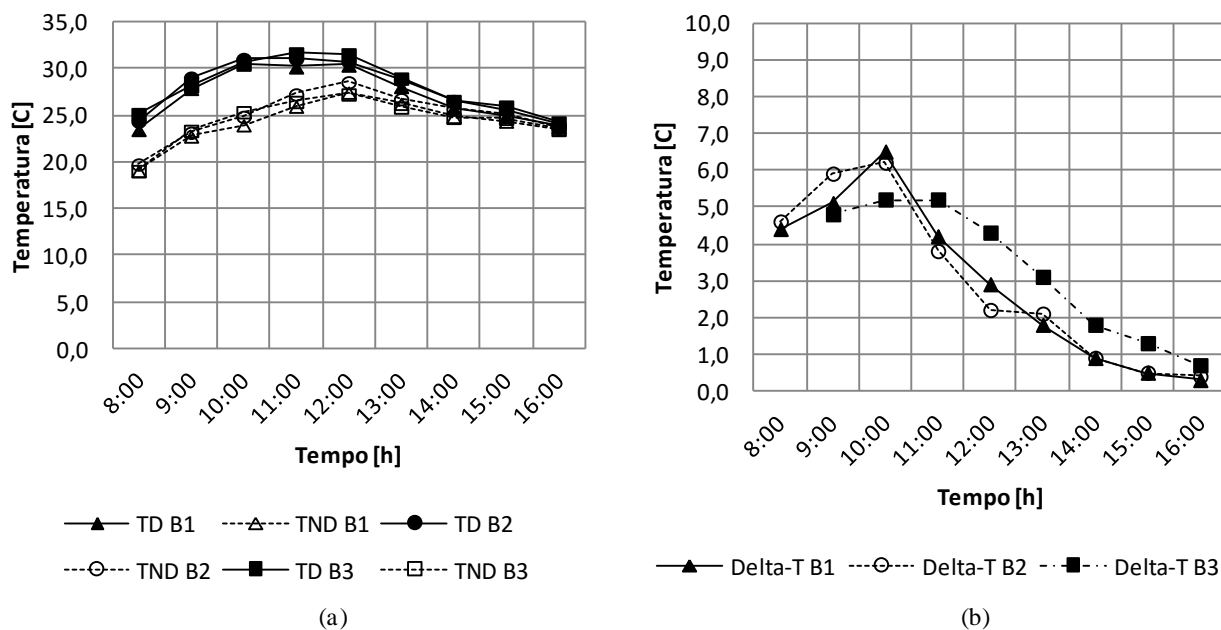


Figura 5 – Região B: (a) Evolução de T_D e T_{ND} ; (b) Evolução de Delta-T

Para a região C, no caso de estudo de 2 fissuras ramificadas, observou-se a evolução das temperaturas com o aquecimento (T_D e T_{ND}), atingindo também o pico máximo as 12:00 horas, conforme mostra a Figura 6. Para essas fissuras em específico, observou-se uma proximidade grande entre as temperaturas T_D e T_{ND} . Assim, embora essas fissuras sejam visíveis nos termogramas (Figura 3), os valores de Delta-T foram bem menores (inferiores a 3°C). Isso pode ser atribuído a possíveis características das fissuras, em que as mesmas sejam mais superficiais. Além disso, é importante levar em consideração que a medição da temperatura no termograma, fica mais difícil neste tipo de fissuras por sua geometria desuniforme. Novamente se vê a necessidade de critérios mais específicos para análise dessa tipologia de fissuração.

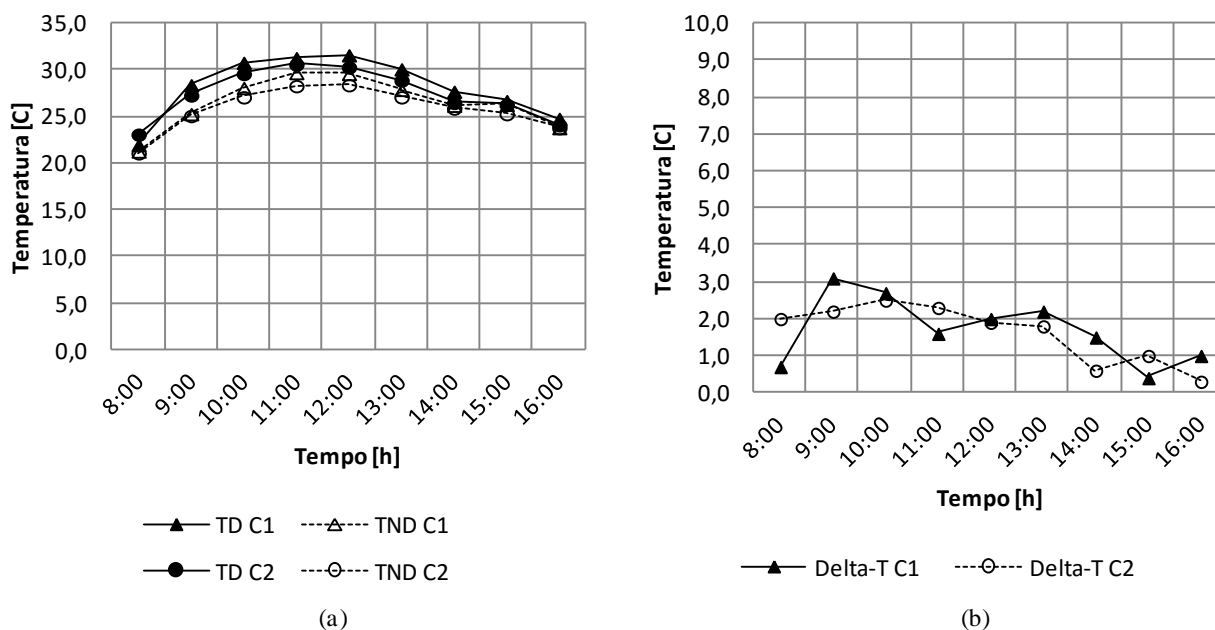


Figura 6 – Região C: (a) Evolução de T_D e T_{ND} ; (b) Evolução de Delta-T

Pelos estudos efetuados, pode-se afirmar que a análise visual dos termogramas pode nos dar informações simples, as quais são aprofundadas pela análise quantitativa. Comparativamente as anomalias podem ser classificadas pelo Delta-T quanto a sua tipologia, e de uma forma preliminar, quanto a sua severidade. Na região A, com fissuras lineares observamos os maiores valores de Delta-T. Olhando-se os termogramas, observa-se que a região “mais quente” na verdade é uma faixa que acompanha a fissura. Isso nos permite pensar que possivelmente essa patologia tenha surgido como uma fissura inicial, e que com a evolução do tempo, pela ação da chuva e temperatura, tenha se propagado inclusive como falhas de aderência ao longo da fissura. Isso é corroborado pelos altos valores de Delta-T observados. Na região B, na fissura estudada nos pontos B1 e B2 se identifica já uma faixa de menor largura (em relação à região A), e com menores valores de Delta-T. Muito provavelmente, nesses casos, o dano é de menor ordem de grandeza em relação ao anterior.

Observando as fissuras ramificadas, as mesmas são nítidas nos termogramas. A fissura B3 mostrou um comportamento coerente em sua região de análise. Já as fissuras C1 e C2 não apresentaram significativas evoluções do Delta-T. Obviamente poderia se questionar sobre a possível superficialidade dessas fissuras. Todavia, parece evidente que outra forma de análise deva ser aplicada. Talvez uma definição do grau de ramificação das fissuras, ou o emprego de outros instrumentos, como por exemplo, as funções de contraste térmico [12][3][10] permitam uma análise mais conclusiva.

4. CONCLUSÕES

Do estudo efetuado, em que se buscou avaliar o comportamento da fissuração em fachada, com o emprego da termografia passiva quantitativa, pode se enumerar as seguintes conclusões principais:

- Quando se emprega a termografia passiva em campo é fundamental conhecer a evolução da temperatura do elemento objeto de estudo. Nesse caso a simulação higrotérmica é uma ferramenta de grande aplicabilidade.
- Os valores máximos de temperatura ocorreram próximos as 12:00 horas decaindo em sequência pela falta de incidência do sol. Assim, o melhor período para a inspeção termográfica corresponde ao período da manhã, em que foram registrados os maiores valores de Delta-T.
- As fissuras lineares nas regiões A e B apresentaram os maiores valores de Delta-T, possivelmente identificando degradações associadas a sua faixa circunvizinha.
- As fissuras ramificadas são difíceis de analisar quantitativamente, mas podem ser identificadas visualmente nos maiores valores de Delta-T. São sugeridas outras abordagens, como as funções de contraste térmico para melhor entender e quantificar o grau de degradação dos elementos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- As análises em campo são complexas, quer pela variabilidade da ação climática, quer pelas variações construtivas e de degradação dos elementos estudados. A inspeção termográfica é uma ferramenta auxiliar de grande potencial de aplicação, mas deve ser empregada com os cuidados adequados pelo termografista, tanto pelos cuidados na tomada das imagens, como na análise subsequente.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília pela disponibilização dos equipamentos e apoio ao presente estudo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Barreira, E.; de Freitas, V.P. "Evaluation of building materials using infrared thermography". *Constr Build Mater* 2007;21:218–224.
- [2] Bauer, E.; Castro, E.K.; Hildenberg, A.; Pavon, E. "Critérios para a aplicação da termografia de infravermelho passiva como técnica auxiliar ao diagnóstico de patologias em fachadas de edifícios". *Rev Politec (Instituto Politécnica da Bahia)* 2014;26:266–277.
- [3] Maldague X. *Theory and Practice of Infrared Technology for Nondestructive Testing*. Wiley. NY, USA: 2001.
- [4] Paoletti, D.; Ambrosini, D. Sfarra, S.; Bisegna, F. "Preventive thermographic diagnosis of historical buildings for consolidation". *J Cult Herit* 2013;14:116–121.
- [5] Bauer, E.; de Freitas, V.P.; Mustelier, N.; Barreira, E. "Infrared thermography – evaluation of the results reproducibility". *Struct Surv* 2015;31:181–193.
- [6] De Freitas, S.S.; de Freitas, V.P.; Barreira, E. "Detection of façade plaster detachments using infrared thermography – A nondestructive technique". *Constr Build Mater* 2014;70:80–87.
- [7] Edis, E.; Flores-Colen, I.; de Brito, J. "Passive thermographic detection of moisture problems in façades with adhered ceramic cladding". *Constr Build Mater* 2014;51:187–197.
- [8] ASTM E1862-97 (2010). *Standard Test Methods for Measuring and Compensating for Reflected Temperature Using Infrared Imaging Radiometers*. vol. 97. West Conshohocken, Pennsylvania, United States: 2010.
- [9] ASTM 1933-99. *Standard Test Methods for Measuring and Compensating for Emissivity Using Infrared*. West Conshohocken, Pennsylvania, United States: 1999.
- [10] Bauer E, Castro EK, Pavon E, Oliveira AHS. "Criteria for application and identification of anomalies on the facades of buildings with the use of passive infrared thermography". In: Freitas VP, editor. *1st Int. Symp. Build. Pathol.*, Porto, Portugal: 2015.
- [11] Bauer E, Pavón E. "Termografia de infravermelho na identificação e avaliação de manifestações patológicas em edifícios". *Concreto & Construções* 2015:93–98.
- [12] Vavilov V. "Noise-limited thermal/infrared nondestructive testing". *NDT E Int* 2014;61:16–23.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INSPEÇÕES PREVENTIVAS E ESTATÍSTICA DE FISSURAÇÃO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE RECIFE (RMR)

LUIZ.BERNHOEFT

Professor
IPOG
Pernambuco; Brasil
luizfernando@petrusengenharia.com.br

MARCO.TRALDI

Analista de Controle Externo
Tribunal de Contas do Estado de Goiás
Goiás; Brasil
mabtraldi@gmail.com

RESUMO

É indiscutível a relevância das práticas de manutenção voltadas às construções da Engenharia Civil. Descarta-se a manutenção preventiva, que tem por fundamentos prolongar a vida útil das estruturas e garantir a segurança dos usuários através de intervenções racionais, visando a economia de recursos (lei de Sitter). Em algumas regiões do Brasil o histórico de problemas (manifestações patológicas) e a ocorrência de sinistros (ruína completa de edifícios) têm levado o Poder Público a se mobilizar por meio da cobrança de rotinas mínimas de manutenção das construções. Este é o caso da RMR, sujeita a lei que determina a inspeção preventiva periódica dos elementos de fundação de edificações. Em outras regiões do país não se tem percebido, no que tange às fundações, cultura similar, seja pela falta de conhecimento técnico envolvendo inspeções desta natureza, ou pelo aparente sucesso relacionado à durabilidade de tais elementos. Essa ausência de preocupação pode ser grave, principalmente em ambientes agressivos como a beira-mar. Este artigo pretende demonstrar, alertando a comunidade técnica nacional, que edificações com superestrutura normal, ou seja, sem qualquer indício de manifestações patológicas, podem estar assentes em fundações com vida útil extremamente prejudicada. Para tal, apresentam-se dados de inspeções preventivas nos elementos de fundação de 85 edifícios de concreto armado, localizados na RMR, cujas superestruturas apresentavam-se "saudáveis", mas, conforme se observou, com infraestrutura extremamente prejudicada pela ocorrência de graves problemas de fissuração decorrentes de reações expansivas (como ataque por sulfatos, reação álcali-agregado e formação tardia de etringita).

Palavras-chave: manutenção preventiva, manifestações patológicas em fundações e reações expansivas.

ABSTRACT

The relevance of maintenance practices related to the construction of civil engineering is indisputable. It is noted preventive maintenance, whose principle extend the life of structures and ensure the safety of users through rational interventions to the resource economy (Sitter law). In some regions of Brazil historical problems (apparent pathological manifestations) and the occurrence of accidents (complete ruin of buildings) have led the Government to mobilize by charging minimal routine maintenance of the building stock. This is the case of RMR, subject to law that requires a periodic preventive maintenance of the foundation members. In other regions of the country have not noticed, regarding the foundations, like culture, is the lack of technical knowledge involving inspections of this nature, or by the apparent success related to the durability of such elements. This lack of concern can be severe, particularly in harsh environments such as the seaside. This article argues, prompting the national technical community that buildings with normal superstructure, ie, without any hint of pathological manifestations, may be based on foundations with extremely impaired life. To this end, we present data from preventive inspections of the elements of foundation of 85 buildings of reinforced concrete, placed on RMR, whose superstructure had become "healthy", but, as noted, with infrastructure severely damaged by the occurrence of serious problems cracking due to expansive reactions (such as attack by sulfates, alkali-aggregate reaction and late formation of ettringite).

Keywords: preventive maintenance, pathological in foundations and expansive reactions.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O termo Patologia das Estruturas pode ser compreendido como o campo da Engenharia Civil que aborda as origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência de falhas e degradação relacionados às estruturas. Problemas patológicos geralmente apresentam manifestações externas características, a partir das quais se pode deduzir a natureza, origem e mecanismos dos fenômenos envolvidos (diagnóstico), assim como as prováveis consequências (prognóstico).

A maior parte dos danos apresentados em elementos estruturais é do tipo evolutivo, ou seja, podem, em um prazo relativamente curto, comprometer sua estabilidade. Neste esteio [1] afirma que a deterioração de uma estrutura poderá estar relacionada às seguintes causas: erros de projeto estrutural; emprego de materiais inadequados; erros de execução; agressividade do meio ambiente.

[2] apontam diversos estudos, normas e documentos, produzidos nos últimos anos, que têm contribuído para introduzir e consolidar novos conceitos em defesa da durabilidade e do aumento da vida útil das estruturas de concreto. Dentre eles podem-se citar: o CEB-FIP Model Code 90 [3]; FIB Model Code 2010 [4]; FIB CEB-FIP Model Code 2006 [5]; ACI 201 [6]; ACI 365 [7]; a norma europeia EN-206 [8]; a ABNT NBR 12655 [9]; artigos de especialistas como [10] e [11]; e documentos clássicos como a norma CETESB L1 007 [12].

Observando a literatura técnica e estudos científicos acerca dos fenômenos patológicos associados às construções percebe-se que pouca atenção tem sido direcionada, especificamente, aos condicionantes que afetam a durabilidade de componentes das fundações. Tal cenário é preocupante, visto que a ocorrência de manifestações patológicas em tais elementos pode passar despercebida pelos usuários, pois nem sempre está associada a recalques, ou outros efeitos, que afetem sensivelmente a superestrutura a ponto de alertar para ocorrência de problemas.

Diante da importância do tema, principalmente sob os aspectos social e econômico, este trabalho pretende evidenciar o fato de que edifícios com superestrutura saudável podem estar assentes em fundações com vida útil extremamente prejudicada. Neste sentido, apresentam-se estatísticas dos dados de inspeções preventivas realizadas nos elementos de fundação de 85 edifícios de concreto armado, localizados na RMR (Região Metropolitana de Recife), cujas superestruturas apresentavam-se normais, mas, conforme se observou, com infraestrutura extremamente prejudicada pela ocorrência de graves problemas de fissuração associadas a reações expansivas.

2. MANUTENÇÃO PREDIAL

A norma NBR 5674 [13] define a manutenção em edificações como sendo “o conjunto de atividades a serem realizadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes para atender às necessidades e segurança de seus usuários”. Já a NBR 5462 [14] refere-se à manutenção como uma prática que envolve ações técnicas e administrativas que, juntas, manterão ou devolverão a um item a capacidade de desempenhar determinada função. Nesta esteira, a manutenção de edifícios deve ser encarada como atividade técnica a ser realizada de forma planejada e sistematizada, devendo implicar no mínimo dispêndio de recursos e propiciar a máxima satisfação aos usuários.

No âmbito nacional existem, além da NBR 5674 [13] e NBR 5462 [14], outras normas dedicadas ou que se correlacionam ao tema. Dentre estas, são expoentes: a NBR 14037 [15], que estabelece o conteúdo a ser incluído no Manual de operação, uso e manutenção das edificações, com recomendações para sua elaboração e apresentação; e a NBR 15575 [16], que apresenta os parâmetros mínimos de desempenho a serem obedecidos pelos diversos subsistemas da edificação ao longo de toda sua vida útil, trazendo maior responsabilidade aos diversos atores envolvidos no setor da construção civil: projetistas, construtores, usuários e mantenedores. Aliado a tais normas, alguns organismos têm contribuído significativamente com esta temática. Como exemplo tem-se o Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia (IBAPE), que publicou normativa fixando as diretrizes, conceitos, terminologia, convenções, notações, critérios e procedimentos relativos à inspeção predial.

Por oportuno é ressaltar que existem diversos tipos e níveis de manutenção. [17] identifica, basicamente, quatro modalidades, quais sejam:

- ✓ **Manutenção Preditiva:** atividade de inspeção que visa o estudo de sistemas e equipamentos a fim de prever possíveis anomalias ou falhas nos mesmos, baseado no seu desempenho e comportamento;
- ✓ **Manutenção Preventiva:** atividade que entra em ação antes que haja a necessidade de reparo;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- ✓ **Manutenção Corretiva:** atividade que visa à reparação ou restauração de falhas ou anomalias, seja ela planejada ou não;
- ✓ **Manutenção Detectiva:** atividade que visa identificar as causas de falhas e anomalias, auxiliando nos planos de manutenção, com o objetivo de atacar a origem do problema, e não apenas o sintoma do mesmo.

3. INSPEÇÕES PERIÓDICAS EM ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

As inspeções em estruturas, bem como as intervenções técnicas de manutenção devem ser feitas com periodicidade a partir de alguns anos de construção [18]. O Brasil é um país que infelizmente não abraçou esta cultura, apesar ser um dos grandes celeiros de obras do planeta. Os prejuízos e consequências destes fatores acabam sendo evidentes. Se não há preservação do capital investido, os custos vão muito além da reconstrução de obras ruínas. A própria sociedade assume grandes riscos, podendo se deparar com tragédias como a ruína do edifício Areia Branca (em 2004, na cidade de Recife) e a queda do muro lateral da Ponte dos Remédios (em 2011, na cidade de São Paulo).

[19] tratam a inspeção periódica como elemento indispensável e inerente à metodologia de manutenção preventiva. Esta deve ser adequada ao tipo de estrutura podendo variar, em termos de procedimentos e requisitos mínimos necessários, de peça para peça dentro de um mesmo sistema estrutural. Nesta linha o Plano de Vistoria elaborado pela [18] recomenda, para edifícios com idade construtiva superior a 10 anos, que seja realizada inspeção dos elementos de fundação independentemente da presença de sintomas na superestrutura. A amostragem indicada é de, no mínimo, 30% das sapatas (ou blocos) e pescoços de pilares. Os autores detalham outras recomendações relacionadas às fundações de concreto:

- ✓ Que as fundações sejam investigadas sempre que houver indicadores, tais como trincas e manifestações típicas de recalques;
- ✓ Que seja obrigatória a inspeção de pilares que tenham tubulações anexadas e juntos às caixas de passagem;
- ✓ Que se verifique as localizações do sistema de fossa, filtro e reservatório inferior e o nível do lençol freático.

4. FENÔMENOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO

[19] classificam, em intrínsecas e extrínsecas, as causas responsáveis pela implantação dos processos de deterioração e redução da vida útil das estruturas de concreto armado. Causas intrínsecas são as que se originam durante as fases de execução e/ou utilização das obras, por falhas humanas, por questões próprias aos materiais e por ações externas. Dentre essas encontram-se as falhas de construção, de utilização e as causas naturais. As causas extrínsecas são as que independem do corpo estrutural em si, ou seja, são as que atacam a estrutura de “fora para dentro”. São elas: as falhas de projeto; as falhas de utilização (relacionadas a sobrecargas e alterações estruturais); as ações mecânicas; as ações físicas; as ações químicas; e as ações biológicas.

Por seu turno a NBR 6118 [20] trata, em seu item 6.3, sobre os mecanismos de envelhecimento e deterioração do concreto armado. Aponta a existência de mecanismos relacionados ao concreto e às armaduras. No primeiro caso enquadram-se fenômenos como: lixiviação, expansão por sulfato e reação álcali-agregado (RAA). No segundo descata-se a despassivação, originária da carbonatação ou da ação de cloretos. Na sequência deste manuscrito são tecidos comentários acerca das manifestações patológicas detectadas nos edifícios vistoriados no escopo desta pesquisa, a saber: reação álcali-agregado, ataque por sulfato e formação de etringita tardia.

4.1 Reação álcali-agregado (RAA)

Denomina-se reação álcali-agregado o processo químico de deterioração do concreto proveniente da reação entre álcalis do cimento e alguns minerais reativos presentes no agregado na presença de umidade. Os fatores relevantes para o desenvolvimento da RAA são descritos por [21]. As principais manifestações patológicas características do fenômeno são a fissuração desorientada (tipo “mapa”) e a exsudação de um fluido sílico-viscoso na superfície do concreto. Ademais, a expansão e as decorrentes fissurações geradas podem comprometer diretamente a resistência, elasticidade e durabilidade do concreto afetado.

[22], remetendo ao histórico de ocorrências de RAA na RMR, cita que o primeiro diagnóstico deste fenômeno foi feito nos blocos de coroamento da Ponte Paulo Guerra, em 1999. Em 2004 diagnosticou-se este fenômeno, também, nas fundações de um edifício residencial na praia de Piedade, em Jaboatão dos Guararapes - cidade vizinha a Recife. Quanto a falência do edifício Areia Branca, em 2004, ensaios petrográficos detectaram a presença de RAA nos elementos de fundação, embora esta não tenha sido considerada a causa principal de seu colapso. Laudo emitido por



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



equipe multidisciplinar diagnosticou, como causas da ruína, a existências de falhas construtivas nas fundações e a acentuada deterioração ocorrida no curso de vida destes elementos. Após este fato os condomínios prediais da região passaram a solicitar, preventivamente, vistorias especializadas buscando informações sobre as condições estruturais das edificações, as quais passaram a envolver a escavação e análise do estado dos elementos de fundação.

4.2 Ataque por sulfato (e formação de etringita tardia)

Ataque por sulfato remete ao processo de degradação do concreto como resultado de reações químicas entre o cimento Portland hidratado e íons sulfato gerando um produto expansivo, a etringita. Segundo [21] este fenômeno químico pode se manifestar na forma de expansão e fissuração do concreto. Os efeitos físicos deletérios da reação acarretam no aumento de permeabilidade acelerando o processo de deterioração, podendo, inclusive, gerar diminuição progressiva de resistência e perda de massa.

Muitos são os fatores que influenciam o desenvolvimento do ataque por sulfatos. [23] divide-os em: fatores associados à produção do concreto; e fatores relacionados com a origem dos sais, decorrentes do meio. Na primeira categoria influenciam o tipo e constituição do cimento, tipo de agregado, dosagem e cura. Na segunda categoria são relevantes a concentração da solução agressiva, a temperatura da solução e a constância do fluxo. É mister ressaltar que na maioria dos casos os sulfatos provêm do próprio ambiente em que estão inseridas as peças de concreto: íons SO_4^{2-} encontram-se no mar, em águas subterrâneas, poços de mineração, chuvas ácidas, pântanos, água de esgotos, rejeitos industriais e águas de drenagem de solos fertilizados [24].

[21] pontuam sobre a relação entre a composição química do cimento e a vulnerabilidade da pasta (resultante de sua hidratação) ao ataque por sulfato. Na pasta hidratada, o hidróxido de cálcio e as fases que contêm alumina são elementos críticos para o desenvolvimento deste fenômeno. Neste sentido, cimentos com teores de C_3A acima de 5%, quando hidratados, produzirão aluminas nas formas $C_3A.CS.H_{18}$ e $C_3A.CH.H_{18}$ que, na presença de hidróxido de cálcio e íons sulfato, se convertem em etringita ($C_3A.3CS.H_{32}$). Apesar disso Verbeck (1968) *apud* [21] pontuou, através de estudos, que a baixa permeabilidade do concreto, obtida por uma dosagem com alto consumo de cimento, pode ser mais importante na redução dos efeitos de ataque por sulfatos que a composição do cimento.

Outro fenômeno associado ao ataque do concreto por sulfatos é a formação de etringita tardia. Neste caso, a particularidade é que os íons sulfatos não advêm do meio externo, mas dos próprios constituintes do concreto, como: agregados (contaminados com gipsita) e o cimento (com altos teores de sulfato). Por conseguinte, importa mencionar que há uma divergência na literatura técnica quanto às origens deste tipo de manifestação. Para alguns autores o fenômeno estará (sempre) associado a elementos de concreto que passaram pelo processo de cura úmida, em determinadas temperaturas. Neste caso, o vapor quente empregado decomporia a etringita primária e os íons sulfato seriam adsorvidos pelo C-S-H. Em um segundo momento, após a cura da peça, estes íons sofreriam dessorção formando etringita secundária. Em outra linha teórica encontra-se um enfoque holístico, para a formação desta manifestação patológica, que destaca três condições para ocorrência do problema: alta permeabilidade (oriunda de retração térmica ou secagem, cura a vapor por alta temperatura, carregamento severo durante o uso, outros); presença de água; e sulfato tardio liberado por fonte interna [21].

5. METODOLOGIA DO TRABALHO

A metodologia empregada no presente estudo foi a escavação preventiva para visualização das condições dos elementos de fundação de 85 edificações de concreto armado na RMR durante o período de 2008 a 2013. As escavações seguiram rotinas próprias da empresa executora das vistorias. No que tange à amostragem, seguiram-se as recomendações da [18].

A partir das escavações realizadas observou-se a ocorrência diversos tipos de problemas patológicos nos elementos de fundação inspecionados. Desta feita, as fissuras, manifestações patológicas estudadas no presente trabalho, foram classificadas e caracterizadas visualmente em função de suas espessuras, conforme se demonstra na Tabela 1.

Tabela 1 – Nomenclatura e caracterização visual das fissuras encontradas nas diversas fundações vistoriadas

Nomenclatura adotada	Descrição da Manifestação	Caracterização Visual
Fissuras expansivas de grau 1 (F.EXP - G1)	Fissuras características de expansão de grau 1	Fissuras desorientadas (forma de mapa) características de reações químicas de expansão como reação álcali agregado, reação a sulfato, formação de etringita tardia, com espessuras de até 1,5 mm
Fissuras expansivas de grau 1 (F.EXP - G2)	Fissuras características de expansão de grau 2	Fissuras desorientadas (forma de mapa) características de reações químicas de expansão como reação álcali agregado, reação a sulfato, formação de etringita tardia, com espessuras acima 1,5 mm

6. RESULTADOS E ANÁLISES

As fundações inspecionadas apresentaram como principais formas de manifestações patológicas: fissuras, superfícies de concreto lixiviadas e lascamento superficial do concreto associado à presença de armadura corroída. Seguindo o escopo proposto neste trabalho, ilustram-se, abaixo, através de registro fotográfico, exemplos das manifestações patológicas relacionadas à fissuração dos elementos de fundação, quais sejam: F.EXP - G1 (Figura 1) e F.EXP - G2 (Figura 2).



Figura 1: Fissuras características de expansão de grau 1 – F.EXP - G1



Figura 2: Fissuras características de expansão de grau 2 – F.EXP - G2 (a) e (b)

Demonstra-se, no Gráfico 1, o percentual de cada tipologia de fundação no universo das vistorias realizadas. Observa-se que do total de edificações inspecionadas, 56 possuíam fundação do tipo bloco (sobre estacas), 27 do tipo sapata e apenas 2 do tipo radier. No Gráfico 2 apresenta-se o percentual de edificações em que foi observada a presença de

algum dos graus de fissuração, ressaltando-se o fato de que em aproximadamente 39% dos prédios vistoriados foi registrada a ocorrência de fissuras do tipo F.EXP - G1 ou do tipo F. EXP - G2.

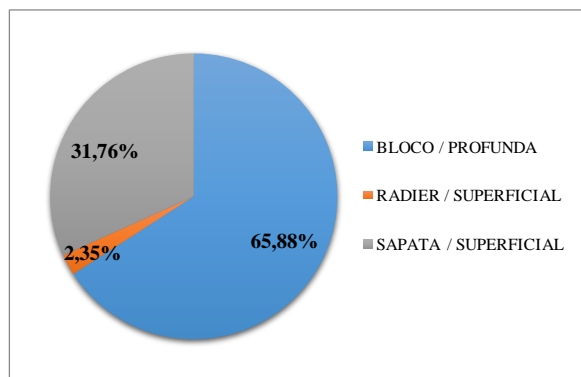


Gráfico 1 – Tipologia das fundações vistoriadas

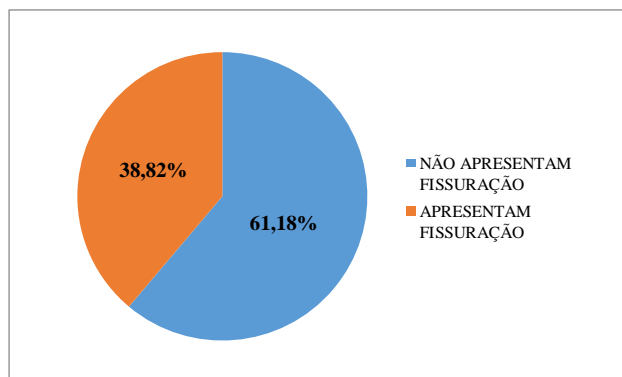


Gráfico 2 – Separação das edificações quanto a ocorrência ou não de fissuração nos elementos de fundação

Já no Gráfico 3 apresenta-se a magnitude da ocorrência de fissurações em função da tipologia das fundações observadas. Observa-se que: aproximadamente metade dos edifícios assentes sobre blocos (sobre estacas) apresentou algum tipo de fissuração; nos prédios com fundações em sapata este percentual caiu para cerca de 15%; não houve ocorrência destas manifestações nas edificações assentes sobre radier. O Gráfico 4 demonstra que a maioria das fissurações observadas (54,55%) remete a ocorrências do tipo F.EXP - G2. É mister ressaltar que, para cada edificação vistoriada, fora registrada apenas a ocorrência (grau de fissuração) de maior gravidade (F.EXP - G1 ou F.EXP - G2). O Gráfico 5 expõe os percentuais de edificações com elementos fissurados em função de suas idades construtivas.

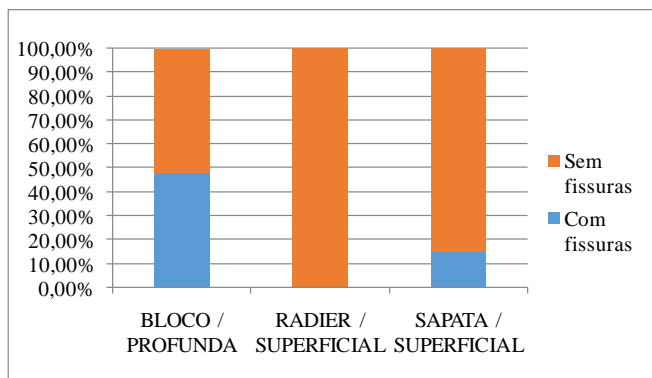


Gráfico 3 – Panorama da ocorrência de fissuração por tipologia de fundação

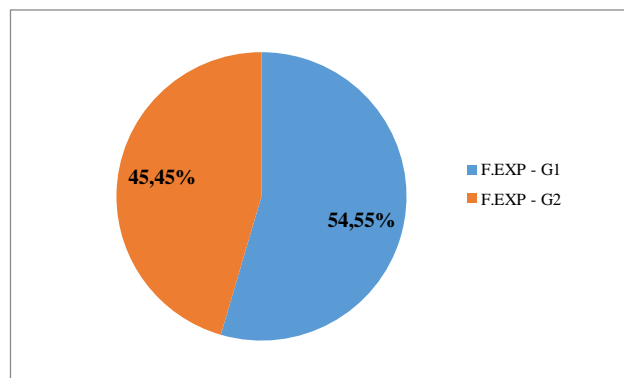


Gráfico 4 – Porcentagem de ocorrência das tipologias de fissuração

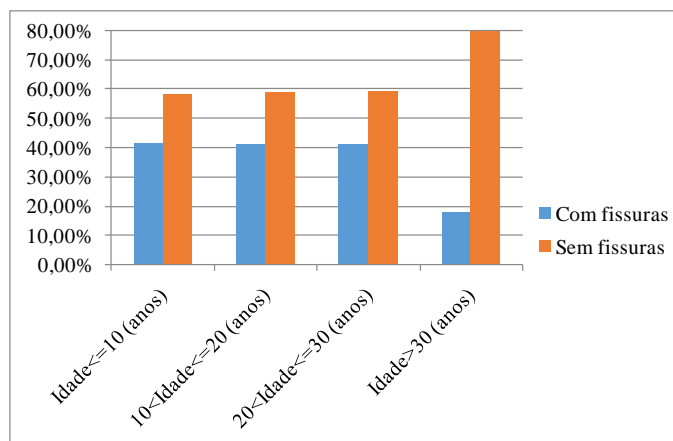


Gráfico 5 – Ocorrências de fissuração (nas fundações) em função da idade construtiva dos edifícios



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Por fim, a Tabela 2 esmiúça a ocorrência das fissuras considerando-se duas variáveis: tipo de fundação e idade construtiva. Através desta pode-se inferir que pelo menos 50% das edificações, assentes sobre blocos (de fundação), com até 30 anos de construção apresentaram problemas de fissuração. Esta porcentagem foi de 30% para os edifícios mais antigos (idade > 30 anos de construção). Quanto aos edifícios assentes sobre sapatas observa-se que, em média, uma porcentagem maior de edifícios antigos (idade entre 10 e 20 anos) apresentou fissuração em relação aos mais novos (com idade até 10 anos).

Tabela 2 – Panorama das ocorrências de fissuras em função do tipo de fundação e idade dos edifícios

Tipo de fundação	Idade ≤ 10 (anos)	10 < Idade ≤ 20 (anos)	20 < Idade ≤ 30 (anos)	Idade > 30 (anos)
Bloco/profunda	8	22	16	10
Com Fissuras	4 (50,00%)	11 (50,00%)	9 (56,25%)	3 (30,00%)
Sem fissuras	4 (50,00%)	11 (50,00%)	7 (43,75%)	7 (70,00%)
Radier/superficial	0	1	0	1
Sem fissuras	0	1 (100,00%)	0	1 (100,00%)
Sapata/superficial	4	11	6	6
Com Fissuras	1 (25,00%)	3 (27,27%)	0 (0,00%)	0 (0,00%)
Sem fissuras	3 (75,00%)	8 (72,73%)	6 (100,00%)	6 (100,00%)
Total geral	12	34	22	17

7. CONCLUSÕES

Com base na revisão da literatura, nos registros obtidos (por meio das inspeções preventivas realizadas) e nos elevados índices de deterioração das fundações aqui observados, ressalta-se a evidente necessidade de se implantar, no plano de manutenção das edificações, investigações preventivas que considerem ações específicas relativas aos elementos da infraestrutura dos edifícios. Ressalta-se que tal preocupação é bastante relevante em ambientes agressivos (como a beira-mar), com agressividade similar à da RMR.

Quanto aos dados apresentados observa-se, em linhas gerais, que a deterioração das fundações ocorreu independentemente da idade dos edifícios. Contudo, a menor porcentagem de ocorrências se deu nos prédios mais antigos (com mais de trinta anos de construção). Edifícios construídos sobre blocos de fundação mostraram-se mais afetados pelas fissurações (48,21% dos edifícios) que os assentes sobre sapatas (14,81%).

Salienta-se que o sintoma patológico do tipo F.EXP - G2 apresentou um elevado índice de ocorrência, representando 54,55% de todas as ocorrências de fissuração (F.EXP - G1 e F. EXP - G2, somados, ocorreram em 38,82% dos edifícios vistoriados). Este dado é preocupante já que mesmo esta patologia, de grande risco à estabilidade estrutural (pressupondo-se que grandes fissuras podem fragilizar as bielas de compressão, reduzindo a resistência estrutural dos elementos, e acelerar os mecanismos de deterioração do concreto e do aço), não provocou recalques ou outros efeitos que fizessem com que a superestrutura predial apontasse indícios do (elevado) grau de deterioração de suas fundações.

Por conseguinte, tendo em vista a relevância do tema - materializada pelos dados apresentados -, defende-se a tese de serem fundamentais as leis que obriguem e façam cumprir a fiscalização de vistorias preventivas nas edificações, uma vez que a relevância destas ações não tem sido proporcional à iniciativa dos usuários. Dessarte, observando-se que nacionalmente inexistente obrigação relacionada à inspeção preventiva de fundações, recomenda-se à comunidade técnica que se realize estudo de viabilidade de criação de normalização coerciva nacional que abarque especificamente manutenções e inspeções preventivas voltadas a estes elementos, estabelecendo critérios mínimos, metodologia de execução e periodicidade (em função, por exemplo, da agressividade ambiental). Ademais, sugere-se que estudos similares sejam realizados em outras regiões do país, visando a criação de banco de dados nacional cercado a temática.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



8. REFERÊNCIAS

- [1] BAUER, L. A. F. *Materiais de construção*. v.1, 5. ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2009. p. 447.
- [2] DONIAK, I.L.O. e GUTSTEIN, D. *Capítulo 22: Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto*. In: ISAÍÁ, G. *Concreto: Ciência e Tecnologia - Vol. II Local*: São Paulo, Editora: Ibracon, 2011. p. 1569-1613.
- [3] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (CEB) e FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE (FIP). *CEB-FIP Model Code 1990. Design Code*. Lausanne, 1993.
- [4] _____. *CEB-FIP Bulletin 53 – Model code for structural concrete: textbook on behaviour, design and performance Volume 3: Design of durable concrete structures*. Lausanne, 2010.
- [5] _____. *CEB-FIP Model Code 2006. Model code for service life design*. Lausanne, 2006.
- [6] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 201.2R Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201*. 2008.
- [7] _____. *ACI 365 Service-Life Prediction – State-of-the-Art Report*. ACI Committee 365. ACI 365.2R-00, 2000.
- [8] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *Betão: Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade*. EN 206-1. Portugal, 2007.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12655: Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.
- [10] ANDRADE, C. & GONZALEZ, J. A. "Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras". *Revista Informes de la Construcción*, Madrid, v. 40, n. 398, 1988, p. 7-14.
- [11] ROSTAM, Steen. "Service Life Design - The European Approach". *USA, Revista Concrete International*, v. 15, n. 7, 1993, p. 24-32.
- [12] COMPANHIA de TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (CETESB). *Agressividade do Meio ao Concreto*. CETESB L1 007. São Paulo, 1995.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5674: manutenção de edificações – procedimento*. Rio de Janeiro, 2012.
- [14] _____. *NBR 5462: Confiabilidade e manutenibilidade*. Rio de Janeiro, 1994.
- [15] _____. *NBR 14037: Manual de operação, uso e manutenção das edificações – Conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação*. Rio de Janeiro, 1998.
- [16] _____. *NBR 15575-1: Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho - Parte 1: Requisitos gerais*. Rio de Janeiro, 2013.
- [17] GOMIDE, T. L. F., PUJADAS, F. Z. A., NETO, J. C. P. F. *Técnicas de inspeção e manutenção predial: vistorias técnicas, check-up predial, normas comentadas, manutenção x valorização patrimonial, análise de risco*. São Paulo: Editora PINI, 2006.
- [18] Checklist para vistoria de edificações em concreto armado. ABECE. Disponível em: <<http://www.abece.com.br>>. Acesso em: 22 março 2016.
- [19] SOUZA, V. C. de, RIPPER, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Editora Pini, 1998. p. 255.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro, 2014.
- [21] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Ibracon, 2008. p. 674.
- [22] GOMES, E. A. O. *Recuperação estrutural de blocos de fundação afetados pela reação álcali-agregado - a experiência do Recife*. 2008. 136p. Dissertação de Mestrado – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2008.
- [23] SILVA FILHO, L. C. P. *Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica*. 1994. 143p. Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.
- [24] SILVEIRA, A. A. *A utilização de cinza de casca de arroz com vistas a durabilidade de concretos: estudo do ataque por sulfatos*. 1996. 139 p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



INTEGRIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM AMBIENTES MARINHOS: REQUISITOS BÁSICOS DE DURABILIDADE

C. L. D. CINTRA

Doutora em Ciências e Engenharia de Materiais
Instituto Federal do Maranhão
Maranhão; Brasil
cynthia.cintra@oi.com.br

P. H. S. QUEIROZ

Graduando em Engenharia Civil
Instituto Federal do Maranhão
Maranhão; Brasil
ph.queiroz@outlook.com

RESUMO

As estruturas de concreto em ambientes marinhos são estruturas que precisam de especial atenção no seu projeto e execução. O presente trabalho traz em seu escopo um estudo contextualizado da influência dos ambientes marinhos na durabilidade de estruturas de concreto, e discorre sobre aspectos que devem ser considerados para o projeto e execução deste tipo de estrutura.. Neste estudo foi realizada a revisão de literatura sobre construções de concreto em ambientes marinhos suas respectivas manifestações patológicas com especial ênfase na corrosão das armaduras das estruturas. Análises integradas mostraram que muitos problemas de durabilidade que se desenvolvem depois de algum tempo podem ser atribuídos à ausência do controle de qualidade adequado e a fatores externos que podem ter maior influência na agressividade química do ambiente, como a poluição. Conclui-se que a qualidade de execução de uma obra está intrinsecamente relacionada com o desenvolvimento futuro de manifestações patológicas e que a agressividade do ambiente marinho e fatores externos como poluição e a variabilidade da construção devem ser levados em conta no projeto e execução da construção para atingirem os requisitos básicos de durabilidade deste tipo de estruturas, obtendo-se assim durabilidade e vida útil maiores e mais controladas.

Palavras-chave: patologias, concreto, ambientes marinhos, agressividade ambiental.

ABSTRACT

This work brings in its scope a contextual study of the influence of marine environments in the durability of concrete. This study was carried out a literature review on concrete structures in coastal environments, its related diseases with particular emphasis on reinforcement corrosion of the structures that were part of the case study. Integrated analysis showed that many durability problems that develop after some time can be attributed to adequate quality control and the absence of external factors that may have greater influence on environmental chemical hazards such as pollution. We conclude that the quality of execution of a work is intrinsically related to the future development of disease and the aggressiveness of the marine environment and external factors such as pollution and the variability of the construction must be taken into account in the design and execution of construction to reach the basic requirements of durability of such structures, thereby obtaining higher durability and service life.

Keywords: concrete pathologies, marine environment, environmental aggressiveness.

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Medeiros, Andrade & Helene (2011), durabilidade é uma das necessidades do usuário tal como definido no conceito de desempenho formulado pela ISO 6241:1984 *Performance standards in building – Principles for their preparation and factors to be considered*, e pela ASTM E 632, ainda no início da década de 80, o que demonstra que é um conceito incorporado há mais de 35 anos no âmbito das edificações, tardiamente incorporado às normas de estruturas de concreto no Brasil pela ABNT NBR 6118:2003.

Segundo esse conceito, **durabilidade** é o resultado da interação entre a estrutura de concreto, o ambiente e as condições de uso, de operação e de manutenção. Portanto, não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou

ao concreto. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la.

Para a ABNT NBR 6118:2007, item 5.1.2.3, **durabilidade** “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. No item 6.1 prescreve que “as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o projeto correspondente à sua vida útil”.

Segundo a ISO 13823:2008, entende-se por vida útil “o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”.

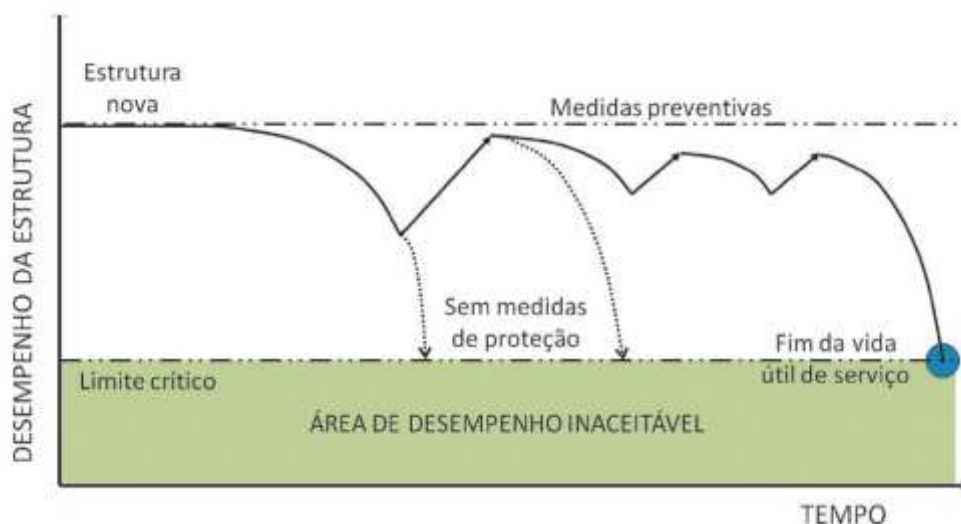


Figura 1: Variação do desempenho de uma estrutura de concreto armado ao longo do tempo. (Fonte: Concreto: Ciência e Tecnologia: Vol 1. Cap. 22. MEDEIROS, ANDRADE E HELENE.)

Os códigos estruturais definem os níveis de segurança a considerar no projeto estrutural, associados a probabilidades de ruptura. Estes níveis de segurança, na prática, são definidos através de valores de projeto a adotar para as ações e para a resistência dos materiais. Para se ter segurança (S), a resistência dos materiais (R) tem de ser superior aos efeitos das ações (A), ou considerando uma distribuição estatística destas variáveis, as probabilidades p de segurança tem de ser positivas (BRANCO, PAULO & GARRIDO, 2014).

$$p(S) = p(R - A) > 0 \text{ (Eq.1)}$$

As distribuições estatísticas das variáveis são consideradas, na prática, através dos valores característicos das ações (A_k) e da resistência dos materiais (R_k). Estes valores característicos são definidos considerando uma distribuição estatística do tipo normal e um período de referência (habitualmente associada a uma vida útil de 50 anos para as construções correntes), correspondendo a um valor cuja probabilidade de ser excedido (para as ações) ou minorado (para as resistências) é de apenas 5%, nesse período de referência.

Observe-se que valores característicos estão associados a uma certa forma convencional de medir ações e principalmente resistências. No caso dos concretos pode ser um cilindro com altura o dobro do diâmetro e ensaiado a 28 dias.

No projeto, estes valores característicos são ainda multiplicados por coeficientes de segurança (majoração para ações e minoração para matérias) de modo a terem em conta as imprecisões dos modelos de análise ou dos processos construtivos, adotando-se então na verificação da segurança os valores de projeto A_d e R_d , de modo a garantir que no período de referência se tenha $A_d < R_d$.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Em síntese, a segurança estrutural dos códigos estruturais define níveis de segurança através de valores característicos de ações e de resistências, associados a um período de referência, ou seja, a uma Vida Útil Estrutural, que é habitualmente de 50 anos, para as construções correntes. Considerando as diferentes possibilidades de agregação de qualidade, o que implica inclusive diferentes relações custo/benefício, para além dos desempenhos mínimos estabelecidos, foram fixados vários níveis classificatórios, a saber, os níveis Intermediário (I) e superior (S), conforme a NBR 15575/2013.

Ainda segundo Branco, Paulo & Garrido (2014), além dos componentes estruturais, nos quais os conceitos de Vida Útil Estrutural estão razoavelmente identificados, estando associados aos níveis de segurança, há muitos outros componentes não estruturais que estão associados à qualidade da utilização das construções e cuja vida útil pode condicionar a funcionalidade da construção, ou seja, a sua Vida Útil Funcional. Ainda pode afetar a Vida Útil Estrutural ou de Projeto, se manutenções adequadas não forem realizadas.

A NBR 15575/2013 determina que a Vida Útil de Projeto é o período de tempo estimado para o qual um edifício e/ou seus sistemas, elementos e componentes são projetados a fim de atender às atividades para as quais foram projetados e construídos, considerando: “1-o atendimento dos níveis de desempenho previstos na NBR 15.575, e 2- a periodicidade e a correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção. Estes componentes apresentam em geral uma Vida Útil menor que a Vida Útil Estrutural ou mesmo que a Vida Útil Funcional. Estes componentes nem sempre não são fundamentais para a segurança da estrutura, têm, no entanto, de ser reparados ou substituídos durante a vida da obra, já que afetam bastante a sua funcionalidade. Como de se esperar, a vida útil de uma obra influi diretamente no condicionamento dos custos de manutenção das construções.

E é no sentido de olhar com um caráter técnico-científico para o quesito durabilidade, com ênfase na durabilidade de estruturas marinhas, que o presente trabalho se direciona.

2. Durabilidade de Estruturas de Concreto em Ambiente Marinho

De acordo com Lima (2011), os estudos sobre **durabilidade** das estruturas de concreto levam em consideração aspectos relativos aos constituintes desta estrutura (agregados, cimento, aço) e de sua mistura (relação água/cimento ou água/aglomerante, uso de aditivos e adições, etc.), ou então à sua construção (condições de cura, por exemplo). Faz-se necessário, para o conhecimento do comportamento da estrutura, conhecer o meio ambiente onde ela está inserida; esse meio pode fazer com que um concreto devidamente especificado e executado tenha sua vida útil reduzida significativamente.

Segundo esta mesma autora, a presença de substâncias agressivas na atmosfera também é um fator muito importante a ser considerado quando se trata da degradação das estruturas de concreto causada por fatores ambientais. O dióxido de carbono, CO₂, presente na atmosfera, por exemplo, é um fator muito importante no desencadeamento do processo de carbonatação do concreto e da consequente corrosão das armaduras.

De acordo com Maes (1962), as construções marinhas estão expostas a substâncias muito agressivas, leve-se em consideração que a água do mar consiste basicamente de cloretos e sulfatos.

“Chlorides affect durability by initiating corrosion of the reinforcement steel and sulphates affect durability by deteriorating the concrete itself. Former research mostly focused on the individual attack mechanisms, although multi-ion transport of chlorides and sulphates changes the attack mechanisms since both ions bind with the aluminate minerals in cement. In case of chloride attack, binding is beneficial since less free chlorides remain to reach the reinforcement, but in case of sulphate attack, binding means formation of expansive reaction products” (MAES, 1962).

De todos os ambientes onde as estruturas possam estar inseridas, ainda segundo Lima (2011), seguramente o meio ambiente marinho é o que mais foi e está sendo estudado. A presença de agentes agressivos, com velocidade alta de ataque, justifica essa preferência de estudo.

No ambiente marinho são encontrados vários agentes que atuam negativamente sobre as estruturas de concreto, reduzindo seu desempenho, e que podem ser agrupados em agentes químicos, agentes físicos e agentes biológicos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Normalmente, a ação desses agentes acontece simultaneamente. Segundo Mehta & Monteiro (1994), no ambiente marinho, a água salgada é o principal agente responsável por processos físicos e químicos de degradação. Isso se explica pelo fato de que, na água do mar, é possível se encontrarem todos os elementos naturais conhecidos da tabela periódica, cada um em uma determinada proporção. É importante lembrar que a concentração desses elementos pode variar consideravelmente com a localização, tempo, estação do ano e especialmente com a atividade biológica (ROSS, 1982).

A maioria dos estudos sobre a **durabilidade** de estruturas de concreto em ambiente marinho resume-se nos temas de corrosão de armaduras ou, em outros poucos casos, ataque por sulfatos. A corrosão das armaduras é uma das manifestações patológicas mais preocupantes, do ponto de vista estrutural e econômico. Segundo Gjörv (2015), mesmo que tenham sido especificados e executados os requisitos mais rigorosos para a qualidade do concreto e para o cobrimento durante a concretagem, a experiência demonstra que as estruturas de concreto em ambientes marinhos sempre apresentam certa extensão de penetração do cloreto durante a operação e uso das estruturas.

Gjörv (2015) afirma que a concretagem em ambientes marinhos também pode ser vulnerável à exposição precoce ao cloreto nas primeiras idades, quando o concreto ainda não têm cura e maturidade suficientes. Se for alto o risco de exposição precoce durante a concretagem, o projeto de durabilidade também deve considerar adequadamente esse fator. Nesse caso, pode ser necessário um controle precoce da possível penetração do cloreto antes que a construtora entregue a estrutura de concreto.

3. Controle de Qualidade

A agressividade química do ambiente marinho se deve principalmente aos sais que se apresentam dissolvidos na água do mar, quais sejam: cloreto de sódio, cloreto de magnésio, sulfato de magnésio, sulfato de cálcio, cloreto de cálcio, cloreto de potássio e bicarbonato de cálcio. Para um concreto submetido à ação da água do mar, são prejudiciais, em primeiro lugar, os sais de magnésio e de sulfato, já que essa ação ocorre em longo prazo (LOPEZ, 1998).

Segundo LAPA (2008), a ação dos sulfatos na água do mar não provoca a expansão do concreto, diferentemente das águas subterrâneas. A ausência de expansão é devida à presença de cloretos na água do mar, que inibem a expansão, por que o gesso e o sulfo-aluminato de cálcio são mais solúveis em soluções de cloretos do que em água e são, portanto, lixiviados pela água do mar.

Ainda segundo o mesmo autor a água do mar contém sulfatos e ataca o concreto. Além da ação química, a cristalização dos sais nos poros do concreto pode provocar a degradação devido à pressão exercida pelos cristais salinos, nos locais onde há evaporação, acima da linha de água.

Para avaliação periódica das condições e controle da penetração do cloreto durante a operação da estrutura, é muito importante ter um plano detalhado da estrutura que indique os locais selecionados para o controle futuro. Esses locais devem ser tão representativos quanto possível das partes mais expostas e essenciais da estrutura. No entanto, como toda estrutura de concreto apresenta alta dispersão e variabilidade da qualidade especificada da execução, pode ser difícil determinar quais partes da estrutura terão a maior taxa de penetração de ions cloretos. Deve-se, portanto, selecionar mais locais para controle da penetração de ions cloretos já no estágio inicial da operação. Passado algum tempo, quando fica mais claro onde ocorrerão as mais altas taxas de penetração do cloreto, podem-se concentrar os controles subsequentes nesses locais, reduzindo o total de locais inspecionados e controlados (GJØRV, 2015).

Para conseguir melhor controle da qualidade final do adensamento do concreto, segundo Gjörv (2015), é essencial ter alguns requisitos de **durabilidade** baseados em desempenho que possam ser verificados e controlados para garantia de qualidade durante a concretagem. Mesmo estruturas de concreto em alto-mar, onde são aplicados procedimentos rigorosos tanto para a produção do concreto como para o controle de qualidade da concretagem, falhas de adensamento podem vir a interferir na qualidade final do produto entregue.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3. CONCLUSÕES

Como pudemos compreender por meio do exposto no presente artigo, as estruturas de concreto em ambientes marinhos requerem de nós cuidado especial em todas as suas fases: desde a idealização, concepção do projeto, até a execução e concretagem propriamente dita. Qualquer deslizamento, seja na fase inicial, seja na feitura da obra, pode ser determinante para o desenvolvimento de inúmeras manifestações patológicas que comprometem a qualidade do produto a ser entregue.

É necessário que a cultura do gerenciamento de qualidade se torne mais firmemente presente nos canteiros de obra de todos o país, mas urge que o gerenciamento de qualidade num canteiro de obras, especificamente de concretagem realizada em ambiente de severa agressividade, como é o ambiente marinho, seja realizado com as mais criteriosas normas. Tempo e dinheiro sempre são investidos em obras deste porte, nunca desperdiçados.

Vale ressaltar que a necessidade de uma cultura prevencionista se faz cada vez mais necessária no Brasil, uma vez que quanto mais tarde as manifestações patológicas sejam identificadas, mais difícil, demorado e caro se tornará o processo de recuperação e reforço estrutural. Essa ideia, unânime entre todos os autores consultados nesta pesquisa, e deve nortear todos os profissionais atores da área.

4. REFERÊNCIAS

- [1] LIMA, M. – *Ações do meio ambiente sobre as estruturas de concreto*. Concreto: Ciência e Tecnologia. 2011
- [2] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M.; “*Concreto: estrutura, propriedades e materiais*”. São Paulo: Pini, 1994.
- [3] Ross, P.A. *Introduction to Oceanography*. 3ed. S. L: s.e., 1982.
- [4] MAES, M. **Universiteit Gent**. *Durability of Concrete in Marine Environment*. Disponível em <http://www.ugent.be/ea/structural-engineering/en/research/magnel/research/research3/durability> . Último acesso em 02/02/2016.
- [5] GJØRV, O.E. *Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade*. Oficina de Textos, 2015.
- [6] ISAIA, G.C.; *Concreto, Ciência e Tecnologia*. IBRACON, 2011. 1v.
- [7] LAPA, J. S. *Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto*. Monografia apresentada para obtenção de título de especialização em construção civil. Universidade Federal de Minas Gerais. 2008.



INVESTIGAÇÃO E DIAGNÓSTICO DE RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO COM REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO E FORMAÇÃO DE ETRINGITA SECUNDÁRIA

M. SOLLERO

Tecnóloga em Construção Civil
CONCREMAT Engenharia e Tecnologia S.A.
São Paulo, Brasil
marcela.barros@concremat.com.br

H. BOLORINO

Química - Diretora
CONCREMAT Engenharia e Tecnologia S.A.
São Paulo, Brasil
heloisa.bolorino@concremat.com.br

RESUMO

O presente artigo apresenta um *case* sobre a investigação do quadro patológico de um reservatório de águas servidas, caracterizado por vazamentos, intensa fissuração – tipicamente decorrente de reações expansivas do concreto- e deterioração do sistema de proteção. A investigação foi baseada na inspeção visual, anamnese, revisão bibliográfica nacional e internacional, análise de projetos e realização de ensaios de determinação do potencial de corrosão, do teor de cloretos, da resistência à compressão axial e do módulo de elasticidade do concreto, bem como da ocorrência de reações expansivas por análise petrográfica e microscopia eletrônica de varredura, dentre outros. Constatou-se a contribuição de diversos fenômenos para a formação do quadro apresentado, sendo os principais a reação álcali-agregado (RAA), a expansão por sulfatos (DEF), a retração térmica do concreto e o limite de abertura de fissuras adotado em projeto. A partir do diagnóstico desenvolvido, foi estudado o prognóstico da estrutura e foram elaboradas recomendações de recuperação, mitigação e proteção dos elementos que compõem o reservatório. O estudo desenvolvido evidenciou o processo complexo e interdisciplinar necessário para o adequado diagnóstico das causas da degradação de uma estrutura, do qual depende o sucesso das intervenções de recuperação.

Palavras-chave: inspeção, concreto, fissuração, RAA, DEF.

ABSTRACT

This article presents a case on the research of the pathological situation of a wastewater reservoir, characterized by leaks, intense cracking – typically due to expansive concrete reactions – and deterioration of the protection system. The research was based on visual inspection, anamnesis, national and international literature review, project analysis and implementation of trials to determine the corrosion potential, chloride content, resistance to axial compression and modulus of elasticity of the concrete, as well as the occurrence of expansive reactions by petrographic analysis and scanning electron microscopy, etc.. We noted the contribution of various phenomena for the formation of the situation presented, the main ones being the alkali-aggregate reaction (AAR), sulfate attack (DEF), thermal shrinkage of concrete, and the crack-opening limit adopted in the project. Based on the diagnosis developed, we studied the prognosis of the structure and prepared recommendations for recovery, mitigation and protection from the elements that make up the reservoir. The study showed the complex and interdisciplinary process required for the proper diagnosis of the causes of degradation of a structure, which depends on the success of the recovery measures.

Keywords: inspection, concrete, cracking, AAR, DEF.

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto devem atender aos requisitos de qualidade quanto aos aspectos da durabilidade, da funcionalidade e da estabilidade. No caso de reservatórios e demais estruturas destinadas à contenção de água e outros líquidos, esses requisitos podem ser interpretados como a necessidade da estrutura manter-se sem danos que comprometam sua estanqueidade, sua capacidade resistente e a segurança dos usuários diretos ou indiretos pelo tempo para o qual foi projetada - de forma geral, ao menos 50 anos [1] [2].

O presente artigo apresenta a investigação do quadro patológico instaurado em um reservatório semienterrado de águas servidas com capacidade de armazenamento de 4300 m³, projetado em 2003 e construído em 2004. A superestrutura do reservatório é constituída por parede, laje inferior e viga superior executados em concreto armado moldado *in loco*. O reservatório possui ainda, conforme especificações de projeto, 20,0 m de diâmetro interno, altura de aproximadamente 15,1 m – sendo 1,6 m enterrados- e $f_{ck} \geq 30$ MPa. Segundo a norma ABNT NBR 6118 [3], o ambiente em que o reservatório se situa classifica-se na Classe de Agressividade III, ou seja, Forte.

A estrutura em estudo apresentava-se, no período da inspeção, intensamente fissurada e com vazamentos, conforme ilustram a Figura 1 e a Figura 2.



Figura 1: Vista geral (a) e vista parcial (b) do reservatório - 2013



Figura 2: Detalhes da fissuração na parede do reservatório. Nota-se ainda a presença de falhas na estanqueidade e a deterioração da pintura

2. HISTÓRICO

O levantamento do histórico da estrutura foi realizado através do estudo de documentos como relatórios, projetos e memória de cálculo do reservatório, bem como das informações fornecidas pelos proprietários.

Consta que os vazamentos e fissuração da estrutura foram verificados logo após a entrega da obra, em 2004. Segundo informações obtidas pelo proprietário, o reservatório foi colocado em carga – entrou em operação – com idade inferior a 28 dias e a cura provavelmente foi deficiente. Contudo, não existem registros técnicos sobre a execução da obra, como relatórios de controle tecnológico, ou sobre a impermeabilização utilizada na época.

Objetivando sanar as falhas na estanqueidade da estrutura, foi executada impermeabilização com aplicação de manta asfáltica, cuja ineficiência foi comprovada pelos vazamentos apresentados pela estrutura desde então. Foi informado ainda que a manta asfáltica provavelmente não se apresenta adequadamente aderida ao substrato, no interior do

reservatório, pois o mesmo se encontrava úmido durante a sua aplicação. Desde então, o reservatório não foi esvaziado para inspeção ou manutenção.

Posteriormente, em 2009, o reservatório foi alvo de uma inspeção que avaliou as manifestações patológicas presentes na estrutura e recomendou a substituição do sistema de impermeabilização. A Figura 3 e a Figura 4 apresentam o reservatório em 2009, 05 anos após sua construção.



Figura 3: Vista geral (a) e vista parcial (b) do reservatório – 2009



Figura 4: Detalhes da parede do reservatório apresentando fissuração e percolação de água

No ano seguinte, em 2010, o reservatório recebeu pintura externa, sendo aplicados um primer à base de epóxi e revestimento de poliuretano (sistema de proteção impermeabilizante).

Dado o estado de degradação do reservatório e a constatação de reação álcali-agregado (RAA) em outras estruturas do mesmo complexo, foi realizada nova inspeção tátil-visual em abril de 2013, a qual observou, além das anomalias indicadas anteriormente, o estufamento do revestimento em função do acúmulo de água entre a pintura impermeabilizante e o reservatório. Observou-se ainda a ausência de pontos de concreto disgregado ou com som cavo, em um exame preliminar. A conformação das fissuras e a exsudação de material esbranquiçado, podendo ser resultante da lixiviação dos sais do concreto ou de reações expansivas do material, levaram ao desenvolvimento de um estudo mais detalhado, no qual se baseia o presente artigo.



3. REFERENCIAL TEÓRICO

Os itens 3.1 a 3.3 apresentam um resumo da revisão bibliográfica realizada, focado nos principais conhecimentos necessários para a adequada compreensão do quadro patológico diagnosticado no reservatório.

3.1. Retração do concreto

A retração do concreto em seu estado plástico ou endurecido, especialmente nas primeiras idades, pode gerar fissuração linear ou mapeada [4] [5]. Os itens 3.1.1. a 3.1.3 diferenciam a retração hidráulica, por secagem e térmica, principais formas desse fenômeno.

3.1.1. Retração hidráulica do concreto

A retração hidráulica do concreto decorre da variação volumétrica induzida pela perda de água do concreto durante seu endurecimento e das restrições impostas pela ligação com outros elementos ou pelas próprias armaduras. Se a tensão gerada por essa interação é superior à resistência à tração do concreto, são ocasionadas fissuras lineares e geralmente paralelas. [5].

Destaca-se que a norma ACI 224.1R-07 [5] classifica a reação autógena, caracterizada pela auto-dessecação do concreto com relação água cimento abaixo de 0,42, como um tipo de retração hidráulica.

3.1.2. Retração por secagem do concreto

A retração por secagem do concreto, que pode ser considerada um tipo de retração hidráulica, ocorre quando a camada superficial do elemento sofre uma secagem enérgica nas primeiras horas após sua execução – geralmente, por deficiência no processo de cura-, gerando fissuração com conformação mapeada e de pouca profundidade [4] [5]. A ocorrência e a frequência da retração por secagem são influenciadas pela relação água/ cimento, pelo tipo cimento e pelas condições ambientais, dentre outros fatores [4].

3.1.3. Retração térmica do concreto

As fissuras por retração térmica do concreto ocorrem através de dois processos: expansão seguida de retração ou retração diferencial, como explica Cánovas [4].

Parte-se do princípio que as reações de hidratação do cimento são exotérmicas, isto é, produzem calor. A quantidade de calor produzida é definida pelo calor de hidratação dos materiais utilizados, pela dosagem aplicada e pelo volume da concretagem; a temperatura atingida pelo concreto relaciona-se à quantidade de calor produzida e à temperatura ambiente. Em função da elevação da temperatura, o concreto se expande, ainda em estado plástico. Dado que o material possui condutibilidade térmica baixa, resfria-se de forma lenta. A etapa de resfriamento do concreto até que seja alcançado o equilíbrio com a temperatura ambiente usualmente ocorre quando o material já se encontra endurecido, mas sem resistência à tração –e, portanto, à fissuração – suficiente para absorver os esforços gerados pelas variações volumétricas.

As fissuras formadas por esse processo frequentemente são profundas e possuem conformação linear ou mapeada, influenciadas pelo momento em que ocorreram, pela intensidade da retração, pelo módulo de elasticidade, pela distribuição e pela taxa de armaduras no concreto.

No caso da retração diferencial, há a formação de gradientes térmicos elevados entre as camadas mais profundas e mais superficiais de elementos de grandes dimensões. Como consequência, ocorrem o resfriamento e a retração diferencial entre as diversas profundidades concretadas. Ao ultrapassar a resistência à tração do concreto, a retração produz fissuras distribuídas de forma comumente reticular e que evoluem até o atingimento do equilíbrio térmico, o qual pode se estender por longos períodos, penetrando mais profundamente nos elementos [4] [5].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.2. Reações expansivas do concreto

As reações expansivas do concreto causam efeitos deletérios a partir do momento em que os esforços gerados causam efeitos como fissurações, lascamentos, pipocamentos e deformações, dentre outros. Tais reações podem decorrer do ataque por sulfatos, da reação álcali-agregado e da hidratação tardia de CaO e Mg livres. Os itens 3.2.1 e 3.2.2 expõe brevemente os mecanismos de expansão do concreto em função do ataque por sulfatos e da reação álcali-agregado.

3.2.1. Expansão do concreto por sulfatos

O ataque por sulfatos pode decorrer de uma fonte externa, como o contato com água contaminada, ou interna, quando foi utilizado material com excesso de sulfatos na confecção do concreto ou há formação de gipsita ou etringita secundária ou tardia (DEF).

A etringita, componente formado durante a hidratação do concreto, perde estabilidade a partir de aproximadamente 65 °C, decompondo-se em monossulfato hidratado; os íons sulfato liberados nesse processo são adsorvidos pelo silicato de cálcio hidratado. Posteriormente, com o concreto endurecido, o contato com umidade pode dissolver os íons sulfatos, causando a formação tardia de etringita, material de aparência esbranquiçada e cristalina quando visto a olho nu.

O crescimento dos cristais gera tensões, bem como a adsorção de água em meio alcalino por uma etringita pouco cristalina, segundo as hipóteses mais comumente aceitas pelo meio acadêmico. As tensões geradas pela expansão, por sua vez, geram a fissuração do concreto. Como as fissuras abrem caminho para a penetração de mais umidade, a reação tende a ser continuamente acelerada na ausência de intervenções [6].

3.2.2. Reação álcali-agregado

A reação entre minerais reativos dos agregados, os álcalis e os íons hidroxila da pasta de cimento resulta na formação de géis silicatos alcalinos, dependendo da desordem na estrutura cristalina dos agregados, da porosidade e da dimensão das partículas. O ataque no concreto é baseado na depolimerização da estrutura de sílica e pela adsorção de íons metálicos nas superfícies dos produtos de reação, indicam Mehta e Monteiro [6].

O gel absorve água por osmose e expande-se, criando pressão equivalente a até 4 MPa no interior do concreto – se o grau de restrição é baixo, a pressão implica na expansão e fissuração do concreto, podendo eventualmente chegar a um ponto em que a estrutura se apresente completamente deteriorada [5] [6] [7]. Com base nesse princípio, uma das soluções de mitigação dos efeitos da RAA mais utilizadas é o confinamento dos elementos, aplicando tensões de compressão ao concreto.

A configuração típica das fissuras geradas por RAA é mapeada, podendo ser direcionada pelas armaduras, formando um traçado com linhas paralelas a ela. Além da fissuração, a reação álcali-agregado pode causar a exsudação de gel, pipocamentos, deformações, descoloração, redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, dentre outros itens [7].

A norma ABNT NBR 15577-1 [8] subdivide a reação álcali-agregado em álcali-sílica, álcali-silicato – um tipo de reação álcali-sílica - e álcali-carbonato.

A norma ACI 201-2R-08 [9] subdivide a reação álcali-sílica em duas categorias: uma com reações envolvendo materiais silicosos pouco cristalinos ou metaestáveis e uma com reações envolvendo certas variedades de quartzo. No primeiro tipo, a expansão e a fissuração usualmente se tornam visível entre 05 e 10 anos após a construção; no segundo tipo, as manifestações da reação levam mais tempo para se tornar aparentes e a mesma pode se prolongar por muitas décadas.

3.3. Limite de abertura de fissuras

A fissuração de elementos de concreto armado é tida como inevitável, dadas as características próprias do material [3]. Contudo, a fissuração do concreto pode implicar em prejuízos estéticos, à durabilidade e à segurança das estruturas, à sensação de segurança por parte dos usuários - aceitabilidade sensorial - e a funcionalidade dos elementos, no caso de estruturas cuja estanqueidade é um requisito. Com o propósito de obter um bom desempenho em relação a esses aspectos, normas nacionais e internacionais buscam definir limites máximos para a abertura de fissuras, a serem incorporados ao projeto da estrutura.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Desde sua revisão publicada em 2003, pouco após o término do projeto do reservatório, a norma ABNT NBR 6118:2014 [3] define limites máximos para a abertura de fissura em estruturas de concreto em função da Classe de Agressividade Ambiental, objetivando a proteção das armaduras quanto à corrosão. Para estruturas de concreto armado em ambiente com Classe de Agressividade Ambiental III, como o reservatório em estudo, a abertura máxima de fissuras recomendada é de 0,3 mm. Apesar de destacar que esse limite deve ser encarado apenas como um critério para o adequado projeto de estruturas e que as aberturas de fissuras reais podem eventualmente ultrapassar o valor de referência, a norma também afirma que no caso de reservatórios devem ser adotados limites de abertura menores de forma a preservar sua estanqueidade. Em sua versão que estava em vigor no início do projeto do reservatório, a norma ABNT NBR 6118 1980 [10] definia o limite de abertura como 0,1 mm para estruturas não protegidas em meio agressivo e como 0,3 mm para estruturas protegidas. É usual ainda a adoção do limite de abertura de fissuras de 0,15 mm em reservatórios, tal como apresentado por Guimarães [11].

A norma americana ACI 224-R01 [12] indica, como limite de abertura razoável de fissuras em estruturas destinadas à contenção de água, o valor de 0,1 mm. O documento afirma que é esperado que uma parcela das fissuras da estrutura exceda esse valor, devendo-se utilizar esse valor apenas como uma referência, mas destaca a necessidade de se adotar limites de abertura de fissuras mais restritivos em estruturas cujo contato com umidade é constante ou em que vazamentos são preocupantes.

A norma britânica BS 8007:1987 [13], voltada para o projeto de estruturas para contenção de líquidos, determina o valor máximo de 0,2 mm para a abertura de fissuras em elementos com exposição severa ou muito severa. A norma foi substituída pela Eurocode [14] em 2006, o qual adota uma classificação um pouco mais complexa, que relaciona a abertura das fissuras à espessura das paredes e a pressão hidrostática, mas limita a abertura máxima a 0,2 mm em estruturas nas quais os vazamentos devem ser limitados ou não permitidos. Com esse valor, espera-se que a fissura seja selada naturalmente pela cristalização dos sais do concreto em pouco tempo, preservando a estanqueidade da estrutura.

4. METODOLOGIA

A investigação do quadro patológico foi estruturada nas etapas a seguir:

- a) Levantamento do histórico da estrutura/ anamnese;
- b) Inspeção visual e cadastramento de anomalias;
- c) Realização de ensaios *in loco* e coleta de amostras para ensaios laboratoriais;
- d) Revisão bibliográfica nacional e internacional;
- e) Análise dos dados obtidos;
- f) Elaboração de diagnóstico, prognóstico e proposta de terapia.

Ressalta-se que, em decorrência de questões logísticas, não foi possível esvaziar o reservatório e, portanto, sua área interna não foi inspecionada.

Os ensaios e análises foram realizados por equipes multidisciplinares, formadas por engenheiros civis, geólogos, tecnólogos em construção civil e químicos.

5. RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos através da inspeção visual e dos ensaios realizados são apresentados nos itens 5.1, 5.2 e 5.3.

5.1. Inspeção visual

Através da inspeção visual, verificou-se que estrutura apresenta um quadro de fissuração generalizado na parede do reservatório, com percolação de água, eflorescências e concreções. As fissuras possuem abertura máxima de 0,5 mm. Na face Superior da viga, verificou-se a ocorrência de fissuras transversais com distribuição sistemática.

Constatou-se a presença de pontos de concreto segregado sob o revestimento, como indica a Figura 5.



Figura 5: Ponto de concreto segregado visualizado após remoção parcial do revestimento

É necessário destacar que a presença de manchas avermelhadas em pontos afetados por infiltrações não foi considerada indicativa da presença de óxidos e da corrosão das armaduras embutidas dada ser essa a mesma coloração das águas servidas armazenadas no reservatório. A estrutura não apresenta evidências da corrosão das armaduras, como a disgregação do concreto. Para confirmação, foi realizada a prospecção das armaduras em pontos distribuídos ao longo da parede. Em todas as regiões analisadas, a armadura se apresentava em boas condições, conforme ilustra a Figura 6.



Figura 6: Detalhe da armadura embutida no concreto

Verificou-se ainda a retenção de água entre a superfície das paredes e o revestimento impermeabilizante à base de epóxi e poliuretano, situação responsável pela formação de bolhas e por seu estufamento. A Figura 7, em que se observa a percolação de água após a perfuração do revestimento, ilustra a afirmação.



Figura 7: Detalhe da parede imediatamente antes (a) e após o início da perfuração (b), momento em que se observa a percolação de água retida entre o revestimento e a estrutura

A área interna do reservatório não pode ser inspecionada, dada a inviabilidade logística de esvaziamento do mesmo. A Figura 8 apresenta, no entanto, o detalhe do término da impermeabilização no interior da estrutura.



Figura 8: Término da impermeabilização interna aproximadamente 60 cm abaixo do topo da estrutura. Observa-se ainda a coloração da água

5.2. Ensaios tecnológicos

Os ensaios e a coleta de amostras foram realizados de forma distribuída ao longo da parede do reservatório, que teve sua altura e seu comprimento divididos em 03 partes cada, delimitando 09 quadrantes. Ressalta-se que, com exceção dos testemunhos destinados à determinação de reações expansivas do concreto, os ensaios e coleta de amostras foram realizados em trechos sem anomalias visualmente identificáveis.

Os resultados dos ensaios tecnológicos são resumidos na Tabela 1.

Tabela 1 – Resultados dos ensaios tecnológicos

Ensaio	Pontos de ensaio	Resultados
Determinação da espessura de cobertura das armaduras por indução magnética (pacometria)	110 (11 malhas)	96,4% dos pontos analisados apresentaram-se de acordo com as especificações de projeto e da norma atualmente vigente (4 cm) [17]
Determinação da profundidade de carbonatação do concreto	6	100% dos pontos analisados apresentaram-se sem frente de carbonatação
Determinação do potencial elétrico de corrosão das armaduras	5	100% dos pontos analisados apresentaram probabilidade de corrosão menos que 10% de acordo com os parâmetros de Cánovas [4]
Determinação do teor de cloretos em relação à massa de cimento	4	100% dos pontos apresentaram teor de cloretos dentro dos limites normativos vigentes à época da inspeção [15], variando de 0,01 a 0,02%
Determinação da absorção de água por imersão e fervura	2	100% das amostras apresentam qualidade e absorção média de acordo com os parâmetros do CEB-FIB [16]
Determinação do índice de vazios após saturação e fervura	2	100% das amostras apresentam boa qualidade e compacidade com os parâmetros do CEB-FIB [[16]
Determinação da resistência à compressão axial do concreto	7	100% das amostras apresentam resistência superior à especificação de projeto (30 MPa), variando de 43,1 a 70,5 MPa (resistência média de $58,2 \pm 9,2$ MPa)
Determinação do módulo de elasticidade	3	O módulo de elasticidade secante efetivo apresentou-se 5% menor do que o módulo estimado de acordo com as especificações da ABNT NBR 6118 [17]



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Ensaio	Pontos de ensaio	Resultados
Caracterização de reações expansivas (microscopia estereoscópica, óptica e eletrônica de varredura)	2	Bordas de reação visíveis a olho nu; Deposição de material esbranquiçado na superfície de descolamento do agregado; Agregado graúdo potencialmente reativo, favorecendo a ocorrência de reação álcali-silicato; Presença de quartzo com extinção ondulante e quartzo microgranular localmente recristalizado no agregado graúdo; Presença de cristais aciculares de etringita nos poros do concreto; Grande quantidade de gel típico de RAA e etringita; Presença de gel gretado na interface pasta/ agregado e de cristais foliares sobre a superfície de quebra dos agregados graúdos.
Análise química da água contida no reservatório	-	pH <i>in natura</i> a 34°C de 8,2 2,77 mg/L de magnésio total 1,28 mg/L de sulfatos

5.3. Abertura de fissuras

Segundo Guimarães [11], para garantir a estanqueidade de reservatórios de concreto armado deve-se limitar a abertura limite de fissuras (w_k) em 0,15 mm, sob a combinação de ações de carregamento quase permanentes. Através da revisão bibliográfica, verificou-se a presença de limites de abertura de 0,1 a 0,2 mm em normas internacionais.

A memória de cálculo e os demais documentos de referência da estrutura não apresentavam registros de verificações das aberturas de fissuras. Dessa forma, para complementar a avaliação da estrutura, optou-se por calcular a abertura de fissuras com base nas informações fornecidas pela memória de cálculo e pelos projetos.

A memória de cálculo apresentava apenas as solicitações de cálculo (N_d) para verificação do Estado Limite Último (ELU), mas a verificação da abertura de fissuras deve ser calculada para o Estado Limite de Serviço (ELS). Sendo assim, partiu-se da premissa de que os coeficientes de ponderação (γ_g e γ_q) foram adotados iguais a 1,4 e obteve-se a solicitação de serviço ($N_{d, serv.}$) dividindo o valor de N_d por 1,4.

Foram calculadas as aberturas de fissuras para os cinco níveis de esforços apresentados na memória de cálculo. Tendo em vista que as primeiras fissuras surgiram durante a colocação do reservatório em serviço, foi considerado o f_{ck} de projeto na verificação da abertura das fissuras.

Os valores de aberturas de fissuras foram calculados de acordo com a Equação 1, especificada pela NBR 6118:2007 [17].

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (1)$$

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados do cálculo da abertura de fissuras w_k

Nível (m)	w_k (mm)
0 @ 3	0,28
4 @ 5	0,26
6 @ 8	0,47
8 @ 13	0,29

Nota-se que o valor da abertura de fissuras chega até a 0,47 mm, superando os limites máximos normativos de 0,2 mm.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Verificou-se que o reservatório foi projetado de forma que o concreto possuísse resistência mecânica e cobertura de armaduras adequados às condições ambientais e de serviço, no que se refere ao parâmetro da durabilidade.

De fato, observou-se que a estrutura não apresenta indícios de corrosão das armaduras embutidas, como indicam a inspeção visual e o ensaio de determinação do potencial de corrosão elétrico das armaduras. Observou-se também que o concreto não apresenta frente de carbonatação e presença significativa de cloretos.

O bom estado das armaduras pode ter sido influenciado, curiosamente, pela marcante infiltração de água sofrida pela estrutura e pela presença da pintura impermeabilizante, que encapsulou o concreto em um bolsão de umidade, dificultando ou impedindo a penetração de oxigênio, essencial para as reações de oxidação de armadura. No que se refere a esse fenômeno, destaca-se que a umidade ótima para a corrosão das armaduras situa-se entre 70 e 80% [18].

A passagem de água pelo concreto, no entanto, favorece a expansão do concreto em função da reação álcali-agregado e da formação de etringita secundária. Ambas as reações expansivas, confirmadas através dos ensaios, necessitam da umidade para seu desenvolvimento ao longo do tempo.

A fissuração do concreto em função da reação álcali-agregado é, geralmente, lenta e de início tardio. De acordo com a norma ACI 201-2 [9], é esperado que a fissuração e os demais efeitos da reação álcali-silica – o que abrange a reação álcali-silicato, para o propósito dessa análise – envolvendo certas variedades de quartzo, caso verificado nas amostras extraídas no reservatório, desenvolvam-se em tempo superior a 05 ou 10 anos e se estenda por muitas décadas. Dessa forma, é possível que a fissuração atual do reservatório não seja decorrente dessa reação, mas que os danos oriundos dela se façam visíveis nos próximos anos.

O quadro fissuratório visualizado, com fissuras mapeadas e paralelas às armaduras, deve-se provavelmente à combinação dos esforços de tração oriundos da utilização precoce do reservatório e das particularidades do cálculo da estrutura com a retração do concreto. A elevada resistência à compressão do concreto é provavelmente relacionada a um alto consumo de cimento - quanto maior o consumo de cimento, maiores os gradientes de temperatura alcançados durante as idades iniciais do concreto e maior a retração sofrida pelo material, provocando fissuração. Destaca-se que, apesar do $f_{ck} \leq 30$ MPa especificado em projeto, a resistência média da estrutura foi de $58,2 \pm 9,2$ MPa e houveram pontos em que a mesma atingiu até 70,5 MPa. Se forem considerados os coeficientes de correção indicados pela norma ABNT NBR 7680-1 [19], que entrou em vigor posteriormente às análises realizadas, a resistência média passa a $66,3 \pm 10,2$ MPa e a resistência máxima atinge consideráveis 79,9 MPa. Como abordado anteriormente, não há registros técnicos sobre a execução da obra, como relatórios de controle tecnológico ou de dosagem, que possam esclarecer a opção por um traço com uma resistência tão superior aos 30 MPa utilizados no cálculo da estrutura. No entanto, a mesma pode estar relacionada à colocação do reservatório em carga antes dos 28 dias.

Caso a temperatura do concreto ultrapasse a temperatura de aproximadamente 65 °C durante a ocorrência das reações de hidratação, há ainda a possibilidade de retardar a formação de etringita, um dos componentes do concreto. Como consequência, a formação e a expansão da etringita, que dependem da umidade do meio, podem acontecer com o concreto endurecido, provocando fissuração e a exsudação de material esbranquiçado, de forma semelhante à RAA. Apesar do baixo teor de sulfatos na água constatado através da análise química, a etringita secundária verificada nas amostras provavelmente decorre também do aporte de sulfatos, sugerindo que a composição das águas servidas armazenadas na estrutura foi alterada em algum momento desde que a estrutura foi posta em serviço.

A contribuição da retração hidráulica e da retração por secagem do concreto na fissuração do reservatório devem ser consideradas, em função da cura deficiente da estrutura, agravada pelas temperaturas razoavelmente elevadas da região

A segregação do concreto visualizada decorre de falhas na vibração e no adensamento do material. Tal processo pode ter sido dificultado pela reduzida trabalhabilidade do material, influenciada também pelo traço do concreto e pela temperatura do material e do ambiente.

Os testemunhos utilizados nos ensaios de determinação da resistência à compressão, do módulo de elasticidade do concreto, da absorção e do índice de vazios foram extraídos de regiões sem anomalias visíveis. Nota-se que os mesmos apresentam qualidade média no que se refere à absorção e boa ao índice de vazios, sendo que a percolação de água se dá



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



principalmente através das fissuras. Nota-se ainda que as reações expansivas não afetaram o módulo de elasticidade da estrutura.

Os bons resultados obtidos nos ensaios dessas amostras, se avaliados junto às manifestações patológicas observadas, destacam o controle tecnológico deficiente durante a execução da estrutura.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para que uma estrutura de concreto cumpra adequadamente as funções para as quais foi projetada, é necessário que atenda a parâmetros de desempenho pré-estabelecidos. No caso de reservatórios, esses parâmetros incluem a segurança estrutural, a durabilidade e a estanqueidade.

Como apresentado, o reservatório em estudo apresenta anomalias que comprometem sua funcionalidade, dado que o mesmo não se apresenta estanque, e sua durabilidade, mesmo que as armaduras apresentem-se sãs atualmente. A ocorrência de reações expansivas é particularmente preocupante, dada sua tendência evolutiva e seus efeitos fortemente deletérios.

Constatou-se a contribuição de diversos fenômenos para a formação do quadro patológico apresentado, decorrentes da seleção dos materiais utilizados, da execução da obra, do próprio projeto da estrutura e da intervenção de manutenção realizada.

A necessidade da realização de intervenções de manutenção corretiva e preventiva, nesse caso, é premente – caso as mesmas não sejam realizadas, a degradação do sistema de proteção impermeabilizante evoluirá; a contínua passagem de água através da estrutura propicia a lixiviação dos sais solúveis do concreto para o exterior dos elementos, onde se acumulam na forma de eflorescências e concreções. Como consequência, o concreto perde massa, tornando-se mais poroso e menos resistente, e seu pH é reduzido, podendo chegar ao ponto de despassivar as armaduras. Nessas condições, caso o teor de umidade do concreto se torne inferior ou próximo a 80%, as armaduras embutidas podem entrar em processo de corrosão. Adicionalmente, a fissuração do reservatório será intensificada pelas reações expansivas, podendo afetar as propriedades mecânicas da estrutura e a aderência entre as barras e o concreto, além de comprometer ainda mais sua estanqueidade.

Atualmente, não há um tratamento que sane de forma segura e definitiva a reação álcali-agregado. Para mitigá-la, no entanto, podem ser tomadas medidas como a redução da umidade do concreto. É importante salientar que não é viável interromper completamente o contato da estrutura com água, pois parte da mesma encontra-se retida no interior dos elementos e a laje inferior está sujeita à infiltração por capilaridade da umidade presente no solo.

A água é essencial não apenas para o desenvolvimento da RAA, mas também para a expansão dos sulfatos e da corrosão das armaduras. É esperado que o desenvolvimento das reações expansivas gere tensões de tração significativas, as quais podem ser combatidas através de confinamentos externos das estruturas. Para a avaliação da necessidade dos mesmos, que possuem custo elevado, e seu dimensionamento, é interessante o uso de ensaios acelerados de determinação da expansão residual do concreto, desenvolvidos ao longo de ao menos 01 ano.

É essencial ainda a limpeza da estrutura, a substituição da impermeabilização interna, o tratamento das fissuras através de injeção, colmatação e/ou cristalização e a substituição do sistema de proteção da face externa por um sistema que seja aberto à difusão do vapor, permitindo a redução da umidade no interior dos elementos e desacelerando as reações expansivas.

Uma vez que a fissuração apresentada pelo reservatório no momento da inspeção não se deve às reações expansivas do concreto, de forma geral, mas que as mesmas podem gerar graves problemas nos anos futuros, é importante que a estrutura seja monitorada e inspecionada periodicamente.

O reservatório em análise possui uma combinação de fatores deletérios incomum, apresentando degradação avançada apesar de sua pouca idade. Considera-se que o mesmo deve ser considerado um grande exemplo da necessidade da integração entre as equipes de projeto e execução, da necessidade de se manter registros detalhados das etapas executivas e, principalmente, da adoção de boas práticas de projeto, dosagem e execução das estruturas de concreto.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O conhecimento de tecnologistas e patologistas do concreto experientes e em contínuo processo de atualização é fundamental para que falhas semelhantes sejam evitadas, bem como a quebra de paradigmas, como o que confunde o concreto de alta resistência com o concreto de alto desempenho, sem distinções. Sendo assim, são utilizados traços que possuem resistência à compressão alta, mas com as demais propriedades deficientes.

O desempenho do concreto deve ser encarado de forma global, focado nas características desejadas para a estrutura – elevada durabilidade, estanqueidade, alta trabalhabilidade ou resistência mecânica elevada, por exemplo-, definidas em conjunto pelos proprietários ou usuários e pelos projetistas, em acordo com os responsáveis pela execução.

É de grande importância considerar que, ainda que seja especificado um concreto de alta qualidade, é essencial que os projetos, o controle de qualidade e as técnicas de construção estejam a sua altura, incorporando corretos procedimentos de mistura, adensamento, cura e manutenção, dentre outros, evitando que uma dosagem bem realizada seja comprometida por uma produção ou execução falhas [20].

Por fim, no que se refere ao diagnóstico, ao prognóstico e a especificação da terapia para estruturas afetadas por manifestações patológicas, ressalta-se a importância do conhecimento do histórico da estrutura e da realização de análises mais aprofundadas, fundamentadas na análise de bibliografia, de projetos e ensaios, que permitam evitar visões simplistas e detectar problemas potencialmente graves, como a ocorrência de reações expansivas, em suas fases iniciais. Como consequência, tem-se a possibilidade de intervenções de menor custo e complexidade, reduzindo o impacto operacional para o proprietário e o ônus para a sociedade.

8. REFERÊNCIAS

- [1] European Standards. *EN 1990:2002*. Eurocode – Basis of structural design. 2002, 119 p.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 8681*. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. 2004, 18 p.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118*. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 2014, 238 p.
- [4] Cánovas, M. F. *Patologia e terapia do concreto armado*. Ed. Pini. 1988.
- [5] American Concrete Institute. *ACI 224.1R-07*. Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structure. 2001, 26 p.
- [6] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. *Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais*. 3ª. ed. 2008 p. 674.
- [7] American Concrete Institute. *ACI 221.1R-98*. State-of-the-art report on alkali-aggregate reactivity. 1998, 31 p.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 15577-1*. Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. 2008, 11 p.
- [9] American Concrete Institute. *ACI 201.2R-08*. Guide to durable concrete. 2008, 53 p.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118*. Projeto e execução de obras de concreto armado. 1980, 53 p.
- [11] Guimarães, A. E. P. *Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 1995, 184 p.
- [12] American Concrete Institute. *ACI 224R-01*. Control of cracking in concrete structures. 2001, 46 p.
- [13] British Standards Institution. *BS 8007:1987*. Design of concrete structures for retaining aqueous liquids. 1987, 30 p.
- [14] European Standards. *EN 1992-3:2006*. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures, 2006, 25 p.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12655*. Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. 2015, 23 p.
- [16] Comité Euro-International du Béton. *Diagnosis and assessment of concrete structures - State-of-art report*. CEB Bull 1989.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118*. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 2007, 238 p.
- [18] Neville, A. M. *Propriedades do concreto*. Ed. Bookman. 2016, 912 p.
- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7680-1*. Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. 2015, 27 p.
- [20] Helene, P.; Isaia, G.C.; Tutikian, B.F. “Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho”. In: ___ Geraldo Cechella Isaia (Ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. Volume II. Ed. IBRACON, 2011.



**LEVANTAMENTO DAS INCIDÊNCIAS DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS
FACHADAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM SÃO PAULO.**

A Survey of Pathological Incidences in the Facades of a Residential Building in São Paulo

RONI LEITE DO NASCIMENTO

Engenheiro Civil
Instituto IDD
São Paulo; Brasil
roni.engenharia@bol.com.br

ANTONIO ROBERTO SALLES ROSSI

Arquiteto e Urbanista
Instituto IDD
São Paulo; Brasil
aroberto@sallesrossi.com.br

MARILSA NATSUE NARIMATSU

Arquiteta e Urbanista
Instituto IDD
São Paulo; Brasil
marilsana@gmail.com

LUIS CÉSAR S. DE LUCA

Engenheiro Civil, M.Sc.
Instituto IDD
São Paulo; Brasil
deluca@idd.com.br

RESUMO

No presente estudo foi feito o levantamento visual das manifestações patológicas sobre cada elemento componente das fachadas do Edifício Residencial. Segundo consta, o prédio teria sido construído há cerca de 27 anos e, neste período, as fachadas não passaram por nenhum procedimento de manutenção, seja preventiva ou mesmo corretiva. Desta forma, o desgaste natural de seus sistemas de proteção – película sobre as estruturas de concreto aparente, rejuntas das pastilhas cerâmicas etc. -, resultaram na ocorrência de uma série de manifestações patológicas visíveis a olho nu, tais como: desgastes superficiais e de revestimento, deslocamentos de concreto e de pastilhas, trincas verticais, horizontais e bidirecionais, umidade e manchas (incluindo de corrosão), corrosão de armaduras e armaduras expostas. O objetivo do estudo foi apurar a localização e quantificar a incidência destas manifestações.

Por se tratar de um estudo das fachadas, o levantamento se restringiu aos onze pavimentos superiores do prédio e apenas a partir do 1º andar, tendo em vista que o surgimento de manifestações no Térreo poderiam ter ocorrido por influência de outros fatores fora do escopo do presente estudo.

Como conclusão são apresentados os resultados comparativos das análises e destacadas as manifestações patológicas. Estas se encontram ordenadas segundo a relevância do grau de risco, quantificado pela influência na vida útil da edificação e pela sua potencial desvalorização.

Palavras-Chave: Fachadas, Manutenção e Manifestações Patológicas

ABSTRACT

In the present study was done the visual survey of the pathological manifestations over each component of the facades of Residential Building. Reportedly the building was built around 27 years ago and during this period the facades have not been gone through any maintenance procedure, be it preventive or even corrective. This way the natural decay of its protection systems - film on the exposed concrete structures, ceramic inserts' grout etc.-, resulted in the appearance of a series of pathological manifestations visible to the naked eye such as: surface and coating wear, concrete and pad peeling, vertical, horizontal and two-way cracks, humidity and stains (including caused by corrosion), armor corrosion and armor exposure. The goal of the study was to investigate and quantify these manifestations' incidences.

As a study of the facades, the survey was restricted to the eleven upper floors and only from the first floor, since the manifestation's appearance in the ground floor could have occurred by influence of other factors outside the scope of this study.

As a conclusion the comparative results of the analysis are presented and the pathological manifestations are highlighted. The latter are ordered by their risk relevance, which was quantified by its influence on the building lifespan and its potential devaluation.

Keywords: Facades, Maintenance e Pathological Manifestations



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

É fato que a falta de manutenção em qualquer sistema acarreta em uma sensível redução em sua vida útil, que em elevado nível pode atingir inclusive um estágio de ruína.

O desempenho de uma edificação, por sua vez, é reflexo direto dos cuidados tomados nas etapas de projeto e de execução, como também nos estágios de uso e manutenção.

Os elementos construtivos que compõem a fachada de uma edificação, em função das características de seus constituintes e do desempenho deles mediante as condições de exposição ambiental, sofrem alterações em suas propriedades físicas e químicas no decorrer do tempo, podendo acarretar na redução de sua vida útil.

É importante salientar que os fatores redutores da vida útil dos elementos construtivos – pilares, vigas, sacadas e floreiras - podem ocorrer não só nas estruturas de concreto armado, como nos demais sistemas prediais que compõem a edificação.

Como elemento plano, toda a variação climática (durante o dia) incide de forma direta e indireta sobre uma cobertura.

Vale ressaltar que, diferentemente desta, as fachadas são, invariavelmente, compostas por diversos elementos – sacadas, alvenarias, caixilhos, floreiras, instalações e equipamentos diversos -, e por materiais, que possuem diferentes comportamentos.

Considerando como diretriz as definições da Lei de Sitter, Helene (1997) - *a qual demonstra que, nas fases iniciais da vida de uma edificação, o custo de reparo é infinitamente menor quando comparado a idades mais avançadas, onde o estado de deterioração é mais intenso* -, onde a aplicação de um procedimento de manutenção preventiva sugere redução nos custos quando relacionado com o de manutenção corretiva, de modo a preservar o valor patrimonial da edificação.

O estudo de caso tratará de um condomínio residencial localizado na Zona Sul da cidade de São Paulo, cujo clima é considerado subtropical úmido, tendo invernos brandos e verões com temperaturas moderadamente altas, aumentadas pelo efeito da poluição e da altíssima concentração de edifícios.

Referida edificação é composta de torre única com 11 (onze) pavimentos superiores, cobertura duplex, térreo e subsolo de garagem, cabendo destacar que foi construída há cerca de 27 anos e durante esse período não foi submetida a nenhum processo de manutenção, o que provavelmente cooperou para o surgimento das diversas manifestações patológicas anotadas.

As manifestações patológicas (fissuras, eflorescências, corrosão, entre outros) são os sintomas de um problema construtivo que faz parte de um processo patológico.

Visto isto, o objetivo geral do trabalho é: levantar as incidências das manifestações patológicas nas fachadas de um edifício residencial em São Paulo; e, como objetivo específico: comparar estas incidências nas diferentes fachadas, diferentes pavimentos e em seus elementos construtivos (pilares, vigas, alvenaria e sacadas).

Assim, pode-se demonstrar que a presença de manifestações patológicas nas fachadas de um edifício pode contribuir para a redução de sua vida útil, determinando com base no grau de risco observado, as consequências – diretas e indiretas – sobre a deterioração e desvalorização do conjunto como um todo.

2. ESTUDO DE CASO

Neste item procurou-se verificar a influência da presença de manifestações patológicas nas fachadas de um edifício, que poderiam contribuir para a redução de sua vida útil e determinar o grau de risco dessas ocorrências para a construção e seus usuários.

2.1. Característica do edifício

Trata-se de um condomínio residencial composto de torre única com 11 (onze) pavimentos superiores, cobertura duplex, térreo e subsolo de garagem, contemplando 11 (onze) unidades, ou seja, uma por pavimento, localizado na cidade de São Paulo. Nas fotos 01, 02, 03 e 04 listadas abaixo temos as vistas das fachadas e suas respectivas orientações geograficas.



Foto 01 – Fachada Sudeste



Foto 02 – Fachada Sudoeste



Foto 04 – Fachada Nordeste

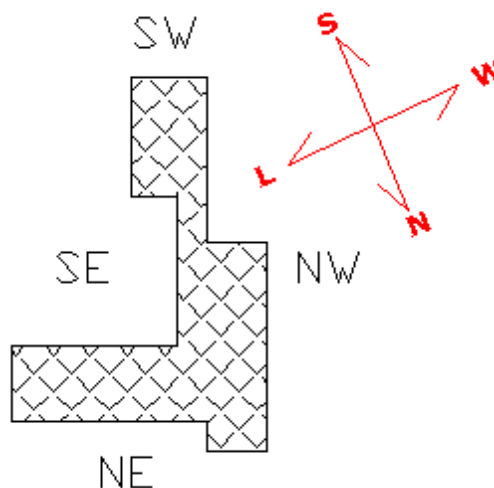


Foto 03 – Fachada Noroeste

A construção é de concreto aparente; alvenaria revestida em pastilhas 5x5cm, cerâmicas, sobrepostas; os caixilhos em alumínio anodizado, com peitoris em concreto aparente; e, brises em painéis de madeira sobre perfil de ferro pintado. Em suas fachadas, se sobrepõe estruturas de concreto aparente, utilizadas como sacadas, áreas técnicas e floreiras (fotos 01, 03 e 04) - sendo que as duas primeiras, por concepção de projeto, apresentam 'caixão perdido' sob o nível do piso -; e, lareiras sobrepostas (pequenas lajes de concreto armado e aparente com fechamento em alvenaria e revestimento em pastilhas – foto 03).

2.2. Exemplificação das tipologias das manifestações patológicas observadas

Vale destacar algumas manifestações patológicas observadas durante o levantamento, conforme fotos 05, 06 e 07. Durante as inspeções também foram constatados outros problemas patológicos, os quais serão comentados ao longo deste trabalho.



Foto 05 - Deslocamento



Foto 06 – Corrosão de armadura



Foto 07 – Deslocamento de pastilhas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O princípio básico de uma inspeção está na observação a olho nu de qualquer fato irregular sobre a estrutura analisada, objetivando identificar possíveis manifestações patológicas e suas consequências. No caso em tela, tal procedimento foi facilitado pela liberação de acesso as próprias unidades, colocando o observador em contato praticamente direto com boa parte das manifestações. Fora isso, no procedimento foram utilizados equipamentos como binóculos 7x35 e máquina fotográfica com zoom de 35x.

A inspeção foi feita inicialmente por pavimento, sendo as observações lançadas em um desenho esquemático da fachada (previamente elaborado, como o modelo que será apresentado mais adiante) e em uma planilha, contendo o elemento em análise (previamente classificado como: pilar, viga, sacada / área técnica, floreira, lareira, peitoril e alvenaria / pastilhas), o tipo e intensidade da manifestação; a segunda parte do levantamento foi feito externamente, com o auxílio dos equipamentos mencionados. Todo o trabalho de campo demandou 11 dias, totalizando cerca de 75 horas.

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

No processo de coleta de dados, foi feito o levantamento visual das manifestações patológicas e seu registro fotográfico, de cada um dos elementos componentes das fachadas, em todos os seus 11 andares (superiores), objetivando apurar sua localização e quantificar sua incidência.

Por se tratar de um estudo das fachadas, o levantamento se restringiu aos pavimentos superiores, portanto, apenas a partir do 1º andar, tendo em vista que a análise de manifestações no Térreo poderia ser influenciada por outros fatores.

Cabe ressaltar que os dados levantados demonstram uma realidade até a data do seu levantamento, uma vez que não fora considerada a atividade das manifestações patológicas (se ativas ou passivas).

Considerando a metodologia adotada para inspeção das fachadas do edifício em estudo, faz necessário destacar os elementos que as compõem: pilares, vigas e fechamentos (alvenaria/pastilhas), sacadas, áreas técnicas e floreiras, e peitoris.

Sobre tais elementos foram anotadas as seguintes manifestações patológicas: desgaste de rejuntas (D.REJ), superficial (DS) e de revestimento (DR); trincas verticais (TV), horizontais (TH) e bidirecionais (TB); deslocamentos (DES); armaduras expostas (AE); manchas de corrosão (MC); umidade (UMID); e corrosão de armadura (CA); que, por sua vez, totalizaram **833 (oitocentas e trinta e três) manifestações patológicas** (tabela 01).

Tabela 01 – Quadro geral de Incidência das manifestações patológicas

Manifestações Patológica	DES. REJ.	D.S	DES	T.V	T.H	T.B	A.E	M.C	UMID.	D.R	C.A
Incidência	23	252	189	55	34	47	29	10	98	47	49
Total geral	833										

Por sua vez, os resultados obtidos serão analisados considerando a relevância do grau de risco dessas manifestações na vida útil da edificação.

3.1. Resultado da fachada sudeste (SE) – Foto 01

Neste item serão apresentados os dados coletados nos elementos que compõem esta fachada, quais sejam: pilares, vigas, sacadas, áreas técnicas e fechamentos (alvenaria/pastilhas).

3.1.1. Pilares e vigas

Como se pode observar (Fig. 01), embora com maior incidência o desgaste superficial nos pilares, representa impacto mínimo sobre a estrutura, quando comparado aos itens deslocamento e trincas, que apesar de registrar menor incidência, apresentam maior potencial de degradação. Do mesmo modo, ocorre com as vigas (Fig. 02). Por outro lado, em ambos os elementos, as trincas apresentam múltiplos direcionamentos.

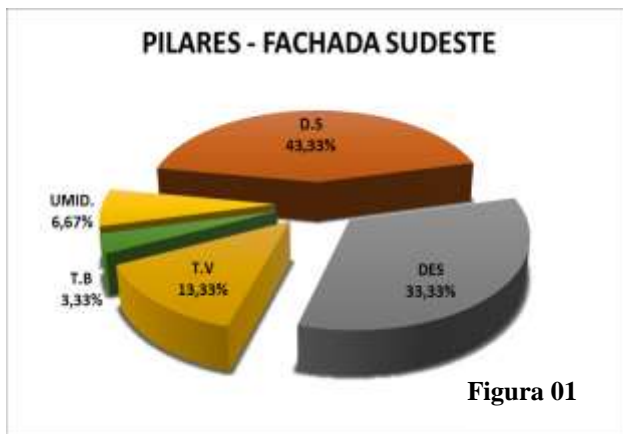


Figura 01

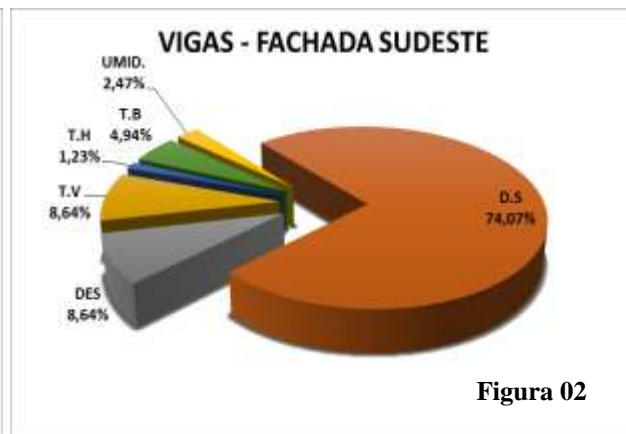


Figura 02

Legenda: Umidade (UMID); Trincas verticais (TV), Horizontal (TH) e Bidirecionais (TB); Desplacamento (DES); Desgaste Superficial (DS)

As sacadas e áreas técnicas (Fig.03) se destacam pela diversidade de manifestações patológicas, as quais se relacionam como um 'ciclo de ocorrências'. O desgaste superficial retira a película protetora da fachada, permitindo a ocorrência de infiltrações nos elementos, de forma a expor as armaduras à presença de umidade, iniciando um processo de corrosão, que por sua vez, ao se expandirem, as armaduras, geram esforço sobre o seu recobrimento, ocorrendo trincas e, em última análise, deslocamentos do recobrimento e, conseqüentemente, exposição das armaduras.

Os deslocamentos das pastilhas (Fig. 04) correspondem as maiores incidências, cabendo destacar que, fisicamente, ocorrem nas extremidades dos seus painéis, no encontro entre pilares e vigas, onde foram observadas a presença de trincas.

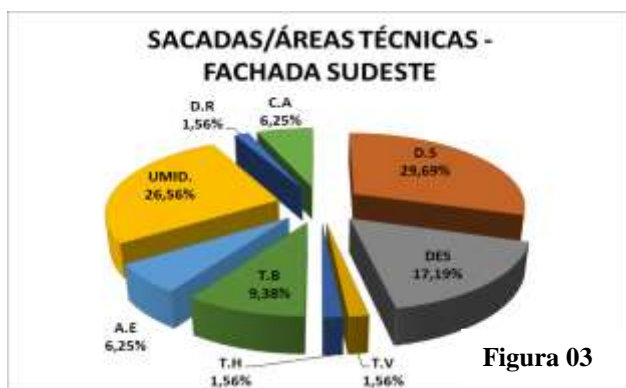


Figura 03



Figura 04

Legenda: Umidade (UMID); Trincas verticais (TV), Horizontal (TH) e Bidirecional (TB); Desplacamento (DES); Desgaste Superficial (DS); Corrosão de Armadura (CA); Armadura exposta (AE); Desgaste do Revestimento (DR)

Neste item será apresentada através de um desenho esquemático da fachada, a classificação das manifestações anotadas quanto ao seu grau de criticidade (Fig. 05) e representação gráfica com a incidência nos diferentes pavimentos (Fig. 06).

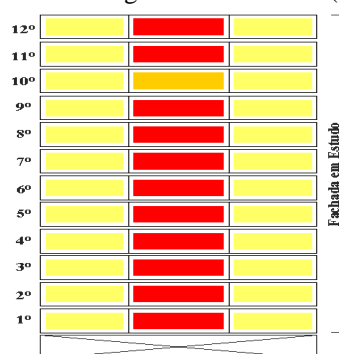


Figura 05 – Fachada esquemática Sudeste
Legenda - Grau de Criticidade - ■ Crítico ■ Regular ■

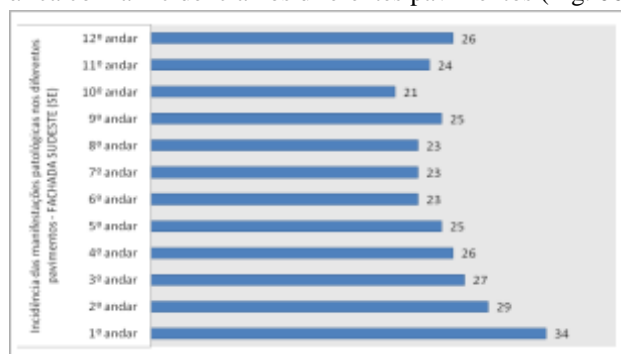


Figura 06 – Incidência das manifestações patológicas nos diferentes pavimentos da fachada sudeste (em número de pontos).

No processo de análise das fachadas, foi feita sua subdivisão esquemática a fim de se posicionar a ocorrência das manifestações, classificando-as segundo o grau de sua criticidade (Fig. 05). Houve uma maior criticidade na região onde se tem maior concentração e interferência de elementos construtivos (faixa central da fachada).

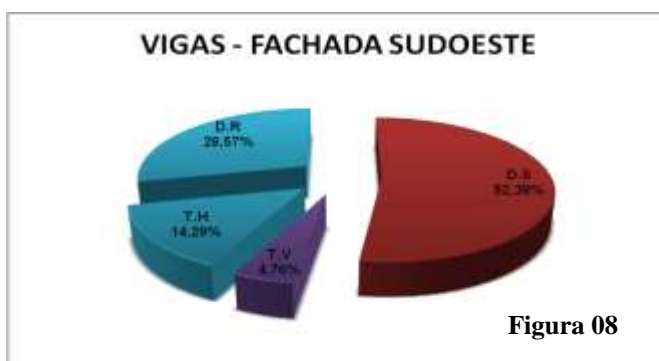
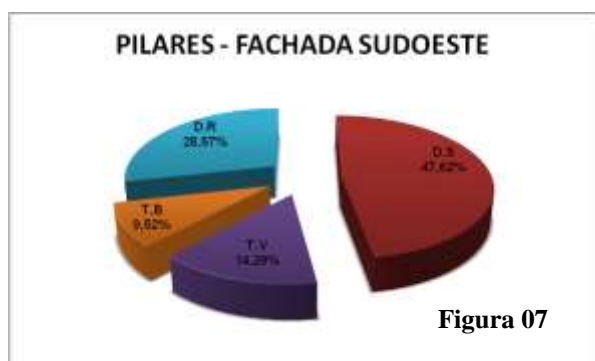
Do mesmo modo, foi feito o levantamento de número de pontos de ocorrência de manifestações patológicas, em cada pavimento, a fim de se constatar a sua incidência (Fig. 06).

3.2. Resultado da fachada sudoeste (SW) – Foto 02

Neste item serão apresentados os dados coletados nos elementos que compõem esta fachada, quais sejam: pilares, vigas e fechamentos (alvenaria/pastilhas).

3.2.1. Pilares e vigas

Como se pode observar (Fig. 07 e 08), embora com maior incidência o desgaste superficial, este representa impacto mínimo sobre a estrutura, quando comparado aos itens deslocamento e trincas, que apesar de registrar menor incidência, apresentam maior potencial de degradação.



Legenda: Trincas verticais (TV), Horizontal (TH) e Bidirecional (TB); Desgaste Superficial (DS); Desgaste do Revestimento (DR)

3.2.2. Alvenaria/Pastilhas

O desgaste superficial das pastilhas (Fig. 09) corresponde as maiores incidências, cabendo destacar que, fisicamente, se espalha sobre o todo, enquanto que as trincas anotadas se concentraram nas extremidades do painel.



Legenda: Trinca Horizontal (TH); Desgaste Superficial (DS); e, Desgaste do Rejunte (DES). REJ.)

3.2.3. Grau de Criticidade e Incidência

Neste item será apresentada através de um desenho esquemático da fachada, a classificação das manifestações anotadas quanto ao seu grau de criticidade (Fig.10) e representação gráfica, com incidência nos diferentes pavimentos (Fig. 11).

No processo de análise das fachadas, foi feita sua subdivisão esquemática a fim de se posicionar a ocorrência das manifestações, classificando-as segundo o grau de sua criticidade (Fig. 10). Nesta fachada observou-se uma homogeneidade na distribuição das manifestações, com grau mínimo de criticidade, considerando que o desgaste superficial apresenta baixo potencial de degradação.

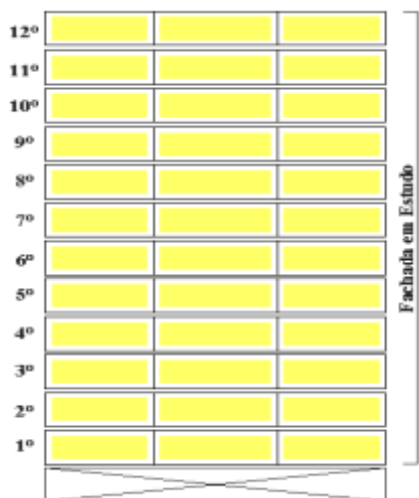


Figura 10- Fachada esquemática Sudoeste
Legenda: Grau de Criticidade - ■ Crítico ■ Regular ■ Mínimo

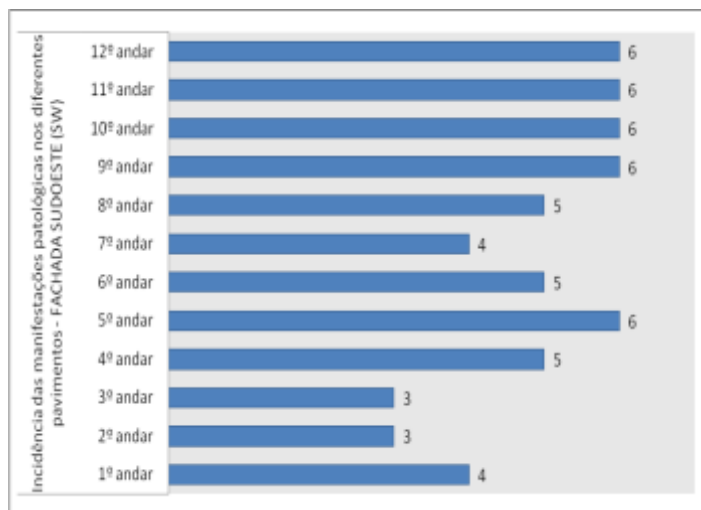


Figura 11- Incidência das manifestações patológicas nos diferentes pavimentos da fachada SW.

Do mesmo modo, foi feito o levantamento de número de pontos de ocorrência de manifestações patológicas, em cada pavimento (Fig. 11), a fim de se constatar a sua incidência.

3.3. Resultado da fachada noroeste (NW) – Foto 03

Neste item serão apresentados os dados coletados nos elementos que compõem esta fachada, quais sejam: pilares, vigas, sacadas, áreas técnicas, floreiras, fechamentos (alvenaria/pastilhas) e lareiras.

3.3.1. Pilares e vigas

Neste caso (Fig. 12), o deslocamento apresenta maior incidência entre as manifestações, atingindo quase 50%. Por sua vez, embora em porcentagens bem menores, as ocorrências de manchas (corrosão de armaduras), sobre a mesma estrutura, podem significar um processo adiantado de sua deterioração. Nas vigas (Fig. 13) apesar de maior índice em desgaste superficial e de grande importância a porcentagem apresentada em deslocamento.

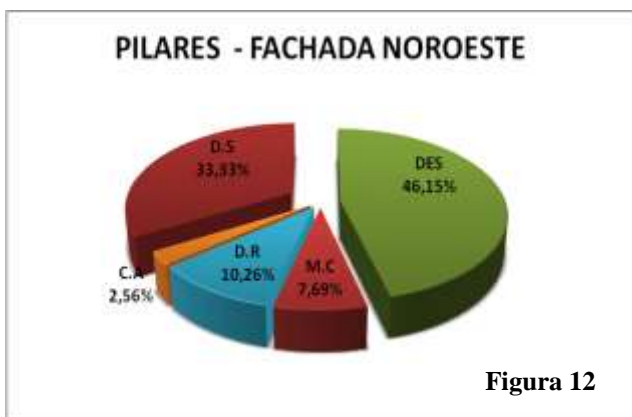


Figura 12

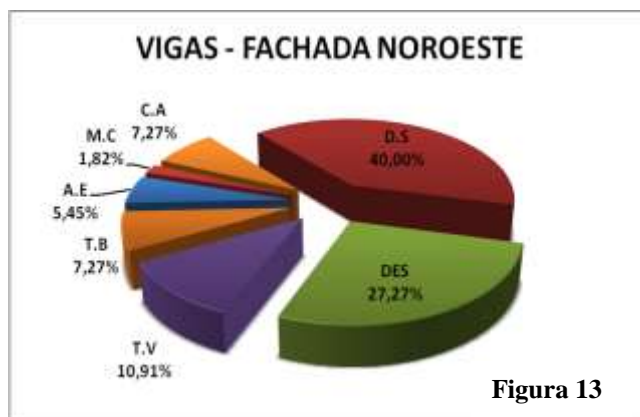


Figura 13

Legenda: Trincas verticais (TV) e Bidirecional (TB); Desgaste Superficial (DS); Desgaste do Revestimento (DR); Deslocamento (DES); Armadura exposta (AE); Mancha de Corrosão (MC); Corrosão de Armadura (CA).

3.3.2. Sacadas/áreas técnicas e floreiras

As sacadas e floreiras (Fig. 14 e 15) se destacam pela diversidade de manifestações patológicas, que por sua vez se relacionam como um 'ciclo de ocorrências'; cabe ressaltar, que são estruturas de concreto armado e aparente, sobrepostas as fachadas, e – exclusivamente, as sacadas - dotadas de caixão perdido em sua base.

O desgaste superficial retira a película protetora da fachada, permitindo a ocorrência de infiltrações nos elementos, de forma a expor as armaduras à presença de umidade, iniciando um processo de corrosão, que por sua vez, ao se expandirem, as armaduras, geram esforço sobre o seu recobrimento, ocorrendo trincas e, em última análise, deslocamentos do recobrimento e, conseqüentemente, exposição das armaduras.



Figura 14

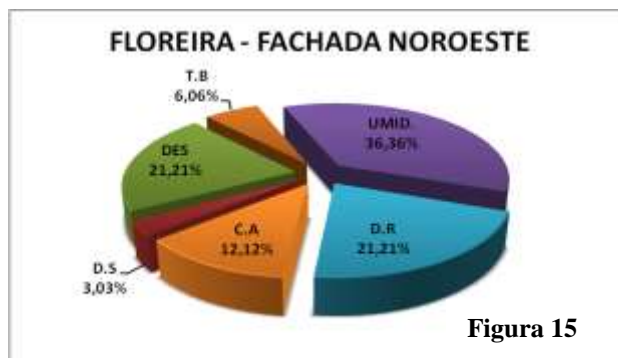


Figura 15

Legenda: Trincas verticais (TV) e Bidirecional (TB); Desgaste Superficial (DS); Desgaste do Revestimento (DR); Deslocamento (DES); Armadura exposta (AE); Umidade (UMID); Corrosão de Armadura (CA).

3.3.3. Alvenarias/pastilhas e lareiras

Os deslocamentos das pastilhas (Fig. 16) correspondem a quase 90% das manifestações observadas sobre o elemento. Como já mencionado anteriormente, fisicamente, ocorrem nas extremidades dos seus painéis, no encontro entre pilares e vigas, onde também foram observadas a presença de trincas.

As lareiras (Fig. 17) como ocorre com as sacadas e floreiras, são estruturas sobrepostas a fachada, e, em praticamente todos os pavimentos, foram observadas, corrosão e armaduras expostas, em sua laje de apoio e de cobertura, revelando adiantado estado de criticidade.

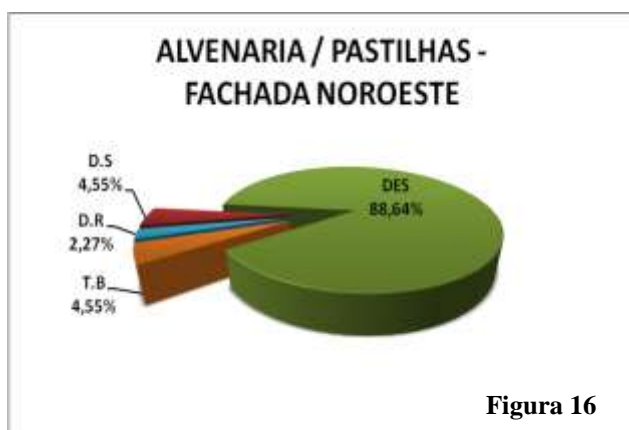


Figura 16



Figura 17

Legenda: Trinca Bidirecional (TB); Desgaste Superficial (DS); Desgaste do Revestimento (DR); Deslocamento (DES); Armadura exposta (AE); Corrosão de Armadura (CA).

Neste item serão apresentados através de um desenho esquemático da fachada, a classificação das manifestações anotadas quanto ao seu grau de criticidade e, de uma representação gráfica, a sua incidência nos diferentes pavimentos.

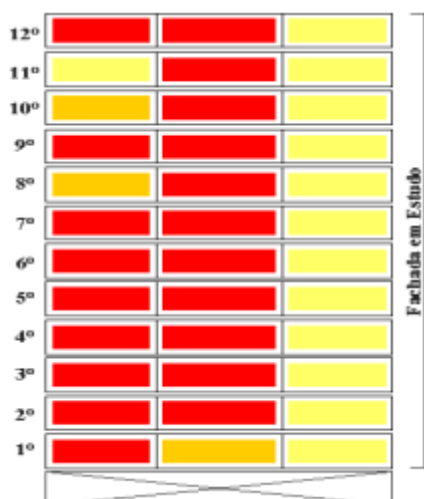


Figura 18- Fachada esquemática Sudoeste

Legenda: Grau de Criticidade - ■ Crítico ■ Regular ■ Mínimo

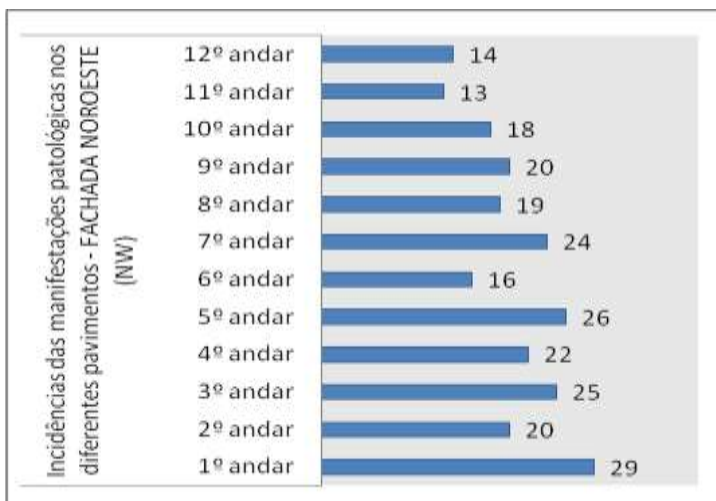


Figura 19- Incidência das manifestações patológicas nos diferentes pavimentos da

No processo de análise das fachadas, foi feita sua subdivisão esquemática a fim de se posicionar a ocorrência das manifestações, classificando-as segundo o grau de sua criticidade (Fig. 18). Neste caso, houve uma maior criticidade na região onde se tem maior concentração e interferência de elementos construtivos (lado esquerdo e faixa central).

Do mesmo modo, foi feito o levantamento de número de pontos de ocorrência de manifestações patológicas, em cada pavimento (Fig. 19), a fim de se constatar a sua incidência.

3.4. Resultado da fachada nordeste (NE) – Foto 04

Neste item serão apresentados os dados coletados nos elementos que compõem esta fachada, quais sejam: pilares, vigas, sacadas, floreiras, fechamentos (alvenaria/pastilhas) e peitoril.

3.4.1. Pilares e vigas

Nos pilares (Fig. 20), as trincas apresentam maior incidência entre as manifestações, atingindo quase 60% do elemento. Embora em porcentagens bem menores, as ocorrências de manchas (corrosão de armaduras) e deslocamento, sobre a mesma estrutura, podem significar um processo adiantado de sua deterioração. Já o desgaste superficial (Fig. 21), nas vigas, embora de maior incidência representa menor risco estrutural, quando comparado as manifestações patológicas do tipo corrosão de armaduras e trincas. Além disso, a elevada incidência de umidade, quando somada a estas, elevam seu grau de risco ao nível crítico.

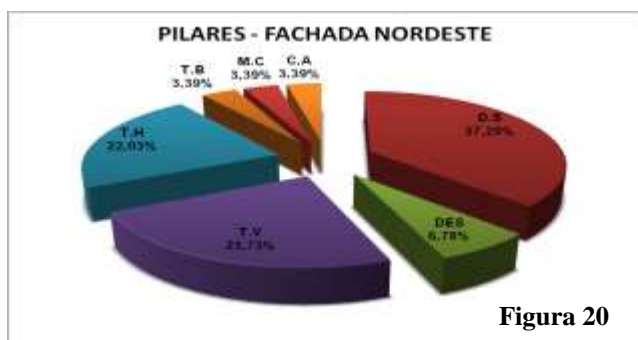


Figura 20

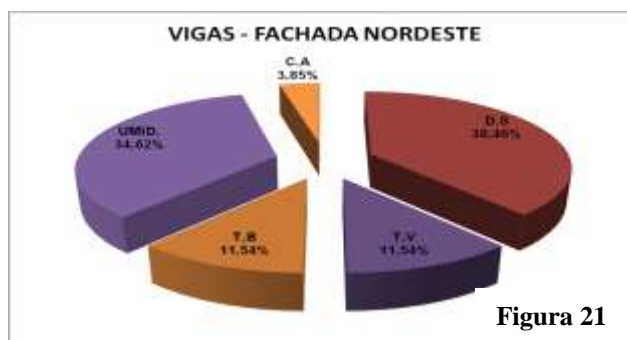


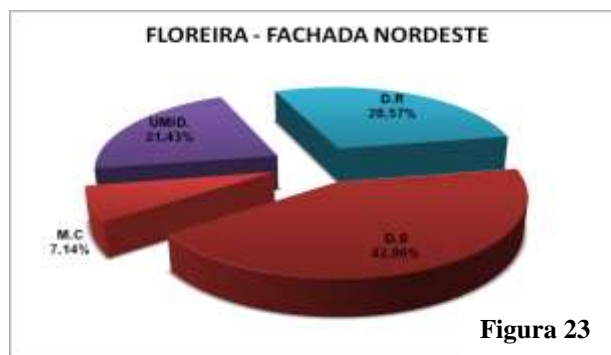
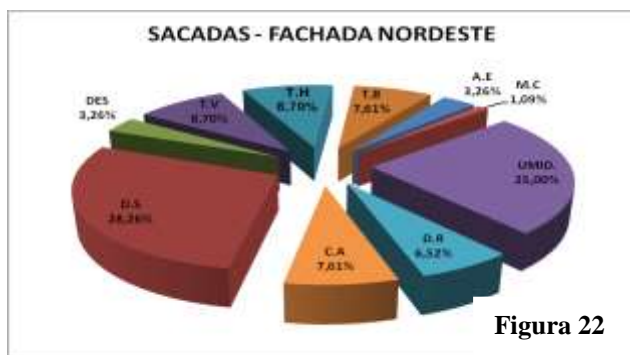
Figura 21

Legenda: Trincas verticais (TV), Horizontal (TH) e Bidirecional (TB); Desgaste Superficial (DS); Mancha de Corrosão (MC); Deslocamento (DES); Umidade (UMID); Corrosão de Armadura (CA).

3.4.2. Sacadas e floreiras

As sacadas e floreiras (Fig. 22 e 23) se destacam pela diversidade de manifestações patológicas, que por sua vez se relacionam como um ‘ciclo de ocorrências’; cabe ressaltar, que são estruturas de concreto armado e aparente, sobrepostas as fachadas, e – exclusivamente, as sacadas - dotadas de caixão perdido em sua base.

O desgaste superficial retira a película protetora – verniz - da fachada, permitindo a ocorrência de infiltrações nos elementos, de forma a expor as armaduras a presença de umidade, iniciando um processo de corrosão, que por sua vez, ao se expandirem, as armaduras, geram esforço sobre o seu recobrimento, ocorrendo trincas e, em última análise, deslocamentos do recobrimento e, conseqüentemente, exposição das armaduras. Além disso, a elevada incidência de umidade, quando somada a estas, elevam seu grau de risco ao nível crítico.

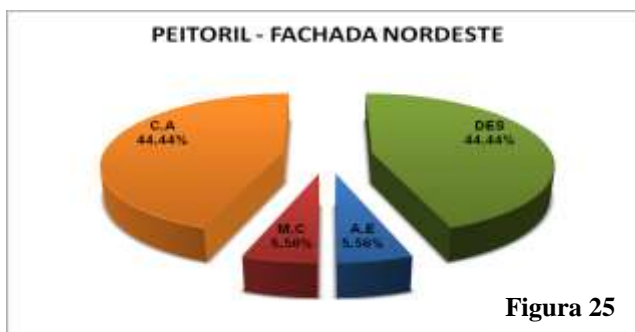
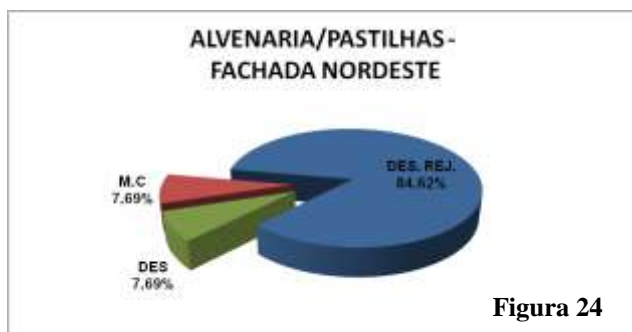


Legenda: Trincas verticais (TV), Horizontal (TH) e Bidirecional (TB); Desgaste Superficial (DS); Mancha de Corrosão (MC); Deslocamento (DES); Umidade (UMID); Corrosão de Armadura (CA); Armadura exposta (AE); Desgaste de ... (D.R)

3.4.3. Alvenarias/pastilhas e peitoril

Os desgastes de rejunte das pastilhas (Fig. 24) correspondem a quase 85% das manifestações observadas sobre o elemento. Já o deslocamentos, nesta fachada, tem menor incidência, contudo, dada a sua criticidade, enquanto manifestação merece destaque pela sua relevância.

As manifestações anotadas no peitoril (Fig. 25), revela o estado crítico em que se encontra, destacando que, tal condição, foi observada em boa parte dos pavimentos. Cabe mencionar que nos 2 últimos pavimentos, o elemento foi substituído por peça de granito, enquanto a original, é de concreto armado.



Legenda: Mancha de Corrosão (MC); Deslocamento (DES); Corrosão de Armadura (CA); Armadura exposta (AE); Desgaste de rejunte (DES. REJ.).

3.4.4. Grau de Criticidade e Incidência

Neste item será apresentada através de um desenho esquemático da fachada, a classificação das manifestações anotadas quanto ao seu grau de criticidade (Fig. 26) e representação gráfica com incidência nos diferentes pavimentos (Fig. 27).

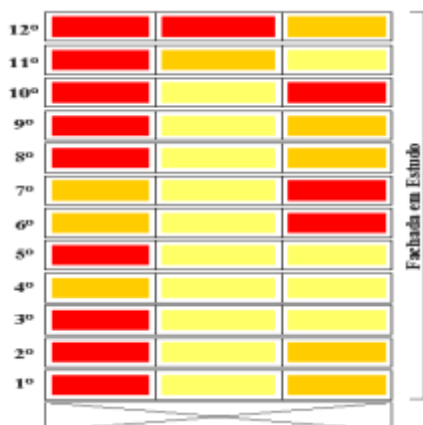


Figura 26 – Fachada esquemática Nordeste
Legenda: Grau de Criticidade - ■ Crítico ■ Regular ■ Mínimo

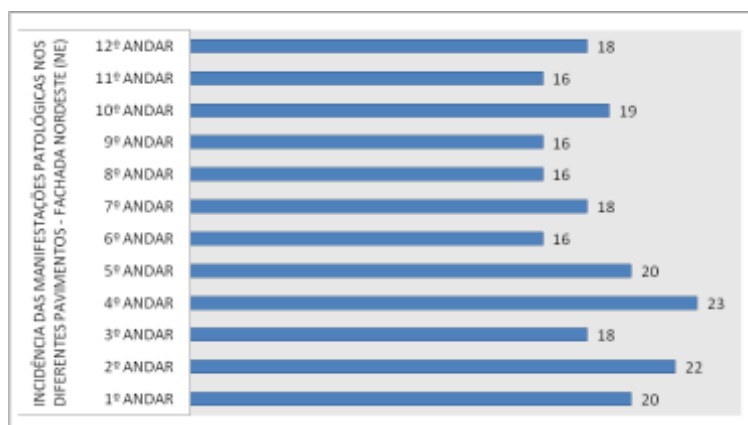


Figura 27- Incidência das manifestações patológicas nos diferentes pavimentos da

Com base no esquema da figura 26, observou-se que houve uma maior criticidade na região onde se tem maior concentração e interferência de elementos construtivos (lado esquerdo e direito da fachada). Do mesmo modo, foi feito o levantamento de número de pontos de ocorrência de manifestações patológicas, em cada pavimento, a fim de se constatar a sua incidência, conforme figura 27.

4. COMPARATIVO ENTRE AS FACHADAS

Considerando o resultado do levantamento, que somou um total de **833 manifestações**, neste item será apresentado o comparativo da incidência nas fachadas, em concentração percentual (Fig. 28) e em número de pontos (Fig.29).



Figura 28- Percentual das manifestações patológicas por fachadas



Figura 29- Número de pontos de manifestações patológicas por fachadas

Tal observação se justifica, tendo em conta que, como se observa, dependendo da orientação da fachada (Fig.30), pode ocorrer maior ou menor incidência de manifestações. As manifestações classificadas como de grau crítico são: umidade (UMID), corrosão de armaduras (CA), manchas de corrosão (MC), armaduras expostas (AE), trincas (T) e deslocamentos (DES).

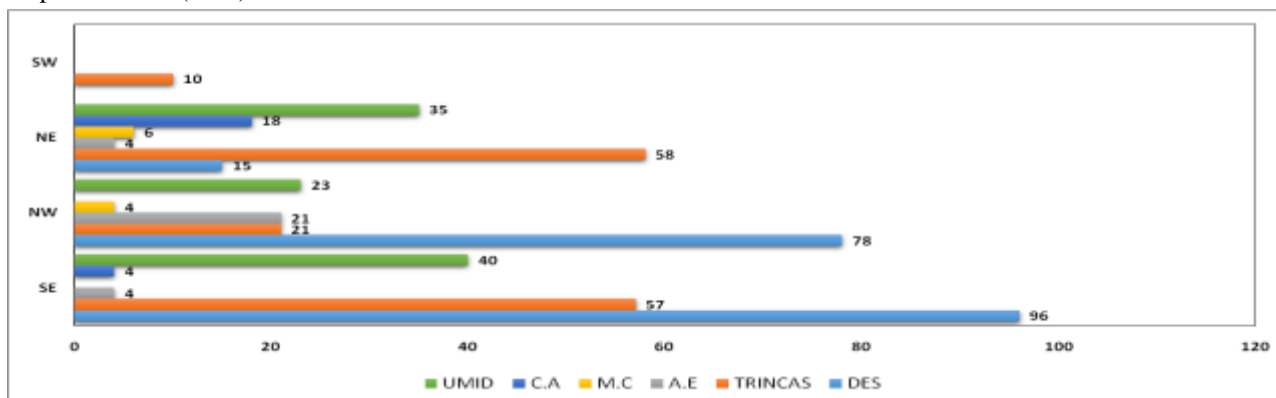


Figura 30- Gráfico comparativo entre as fachadas com as incidências das respectivas manifestações patológicas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Do que restou demonstrado pelos gráficos apresentados neste capítulo, fica evidente que houve uma maior incidência nas fachadas onde se tem concentração e interferência de elementos construtivos, cabendo destacar o caso das fachadas SE (ft.01) e NW (ft.03), onde os deslocamentos conferiram as maiores frequências. Por sua vez, quando se observa as fachadas SE (ft.01) e NE (ft.04), o que chama atenção é a frequência com que ocorreram as trincas e umidade.

Entretanto, dentre as manifestações classificadas como de grau crítico, as que têm maior relevância quando se observa a deterioração do elemento construtivo são corrosão de armadura, manchas de corrosão e armaduras expostas. No gráfico acima, tais manifestações apresentaram, proporcionalmente, baixas incidências, contudo, devido ao seu elevado potencial de agressividade sobre o concreto armado, e aparente - que, lembrando, é a característica principal dessa edificação -, sua presença exerce maior influência na degradação da estrutura, exigindo uma intervenção imediata em busca da manutenção de sua estabilidade.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme restou demonstrado, várias foram às tipológicas das manifestações patológicas observadas no conjunto das fachadas do edifício em estudo, entretanto, cabe destacar aquelas que, mesmo apresentando menor incidência quando comparado às demais manifestações, quando se trata de criticidade, representam efetivo potencial de deterioração dos seus elementos componentes, valendo destacar ainda que, tais elementos são estruturas sobrepostas de concreto armado e aparente (sacadas, áreas técnicas, floreiras, lareiras etc.). Sendo assim, no processo de inspeção cabe destacar aquelas manifestações que efetivamente gerem degradação e consequente instabilidade ao sistema avaliado, pois é com base nisso que será elaborado um plano de intervenção.

Assim, no presente estudo foi constatado através dos dados levantados, o atual estado de conservação da edificação. Tendo em vista todas as manifestações patológicas e suas incidências anotadas, pode-se verificar uma elevada degradação da edificação e de seus elementos construtivos, de sorte que, atualmente, está sendo submetida a sua 1ª manutenção, com intervenções corretivas e também preventivas.

6. REFERÊNCIAS

- [1] MEIRA, G.R.; PADARATZ.I.J. **Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa.** Brasil – Foz de Iguaçu, PR.2002.p.1425-1432 – IX ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA NO AMBIENTE CONSTRUÍDO. ARTIGO TÉCNICO.
- [2] AZEVEDO, M.T. **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo: IBRACON, V.2, 2011.969p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-6118: **Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2007.
- [4] HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Contribuição ao estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado.** 1993. 248 f. Tese de livre Docência – Universidade de São Paulo.
- [5] SOUZA, Vicente Custódio Moreira; RIPPER, Thomaz. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto.** São Paulo: Pini, 1998.
- [6] MEDEIROS, Marcelo H. F.; ANDRADE, J. J. O; HELENE, Paulo. **Durabilidade e Vida Útil das estruturas de Concreto.** In: Geraldo Isaia. (Org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia.** 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 1, p. 773-808.
- [7] FAGUNDES NETO, J.C.P., **Perícias de Fachadas em Edificações: pinturas.** 1.ed.São Paulo: Liv. E. Ed. Universitária de Direito, 2008.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR14.037-3.11-1998 – **Manual de operação, uso e manutenção das edificações- conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação.** Rio de Janeiro:1998.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-15575 - Partes 1-6: **Desempenho de Edifícios Habitacionais.** Rio de Janeiro, 2013.



**LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÃO
RESIDENCIAL A 100 M DO MAR – ESTUDO DE CASO**

M. M. LOYO

Engenheira
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
marcela.loyo@hotmail.com

R. A. BERENGUER

Graduando(a) Eng. Civil
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
templarios_pm@hotmail.com

E. C. NASCIMENTO

Graduando(a) Eng. Civil
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
elivelthoncarlos@yahoo.com.br

P. F. S. CHAVES

Graduando(a) Eng. Civil
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
prychaves@hotmail.com

F. L. CARNEIRO

Graduando(a) Eng. Civil
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
fabiocarneiro14@hotmail.com

E. C. B. MONTEIRO

Dr^a. Professora
Universidade Católica de Pernambuco
Pernambuco; Brasil
eliana@poli.br

RESUMO

Nos últimos anos a preocupação com as manifestações patológicas nas estruturas vem sendo tema discutido entre os pesquisadores. Principalmente em regiões litorâneas a incidência de patologias como a corrosão é muito comum, sendo esta a manifestação patológica mais fortemente evidenciada neste estudo de caso. A presente pesquisa tem como foco fazer um levantamento das manifestações patológicas em um edifício residencial em região litorânea. A edificação em estudo sofreu uma recuperação e reforço estrutural durante os anos de 2004 e 2005, após 10 anos, foram realizados ensaios para fins de comparação entre os pilares da torre que foram reforçados e os pilares de periferia que não sofreram nenhuma interferência prévia. Com a realização dos ensaios in loco, pode-se observar que os pilares que haviam sido reforçados apresentaram bons resultados, diferente daqueles que não haviam passado por nenhum processo de recuperação. O que nos mostra a importância da prevenção na manutenção da vida útil da estrutura.

Palavras-chave: Manifestações patológicas, Inspeção, Diagnóstico

ABSTRACT

In recent years, concern about the pathological manifestations in the structures has been discussed topic among researchers. Especially in coastal areas the incidence of diseases such as corrosion is very common, which is the pathological expression more strongly highlighted in this case study. This research is focused to survey the pathological manifestations in a residential building in the coastal region. The building under consideration has undergone a restoration and structural reinforcement for the years 2004 and 2005, after 10 years, tests were carried out for purposes of comparison between the tower pillars were reinforced and the outskirts of pillars which have not undergone any prior interference. With the completion of in situ tests, it can be seen that the pillars had been reinforced showed good results, different from those which had not undergone any recovery process. What it shows us the importance of prevention in maintaining the life of the structure.

Keywords: Pathological manifestations, Inspection, Diagnosis.



1. INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais utilizados na construção civil, seja como elemento estrutural ou estético. Nas últimas décadas a preocupação com as patologias aumentaram devido ao grande número de estruturas que apresentaram uma ou mais manifestações patológicas. Até o ano de 2003, a Associação Brasileira de Normas Técnicas não fazia referência a durabilidade das estruturas e consequentemente ao projetar edifícios em concreto armado levava-se em consideração apenas os requisitos estruturais. Não se pensava na vida útil das estruturas.

De acordo com a NBR 6118 [1], Item 5.1.2.3, Durabilidade “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. A partir de tal definição, entende-se que durabilidade é função das características construtivas, desde a concepção do projeto até a sua correta execução; a agressividade ambiental na qual a estrutura está inserida; e as condições de uso, operação e manutenção; e o tempo, ou seja, a vida útil requerida para uma estrutura em particular. Entende-se por vida útil “o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo” [2].

Após o colapso do edifício residencial Areia Branca, localizado em Jaboatão dos Guararapes/PE, em Outubro de 2004, surgiu uma grande preocupação com relação à qualidade construtiva e estado de conservação das estruturas de concreto armado. Foi o primeiro caso de colapso de um edifício de múltiplos pavimentos no Estado e chocou a todos com o modo que aconteceu. Foi necessário acontecer uma tragédia para as pessoas se conscientizarem da importância das manutenções preventivas. Em Junho de 2006 foi aprovada a Lei nº 13.032 de inspeção a fim de evitar que outros fatos como esse ocorram. Após a implantação desta lei, as edificações passaram por inspeções e por isso, após investigações, descobriu-se que várias estruturas apresentavam diferentes casos de manifestações patológicas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Importância da manutenção preventiva em edifícios de concreto armado

No Brasil, o uso de concreto armado iniciou em meados do século XX e se intensificou a partir da década de 50 com o êxodo rural. Com as pessoas migrando para as cidades, surgiu a necessidade das construções verticais, pontes, viadutos, ferrovias e adaptações das cidades ao crescimento do comércio. Apesar da crescente utilização do concreto armado, ainda não se conhecia seu desempenho a longo prazo. Com isso, em meados dos anos 80 as estruturas de concreto armado começaram a apresentar manifestações patológicas, passou-se então a estudar a ocorrência desses problemas e como recupera-las e evita-las.

A manutenção é o “Conjunto de atividades a serem realizadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes de atender as necessidades e segurança dos seus usuários” [3]. Contudo, na indústria da construção civil, principalmente em condomínios residências, ainda necessita de um maior amadurecimento desses conceitos. Ao receber o imóvel o proprietário recebe da construtora o manual de uso, operação e manutenção do edifício, que não é seguido por muitos condomínios. Além da preocupação com a segurança dos usuários, também deve-se levar em consideração o custo com a manutenção. Com o decorrer do tempo as estruturas de concreto armado irão apresentar uma queda natural de seu desempenho no qual será necessária intervenção. Quanto mais cedo se detectar uma anomalia, mais eficiente e menos onerosa será a intervenção, como foi evidenciado por pesquisadores, entre eles [4], motra o crescimento ao longo do tempo observado na Figura 1.

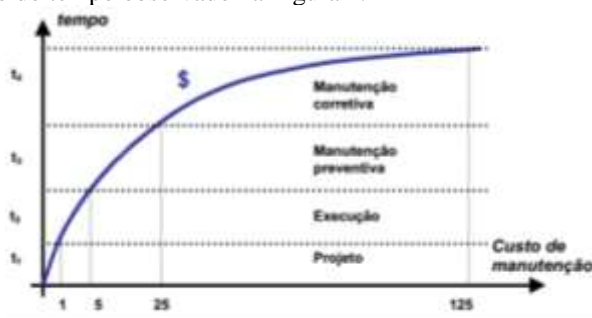


Figura 24 - Aumento do custo com manutenção com o passar do tempo [4].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Assim, a vida útil das estruturas irá depender dos cuidados desde a concepção do projeto, execução e manutenção, estas devendo ser periódicas para prevenir e detectar os surgimentos das manifestações patológicas e permitir que ela continue a desempenhar a função na qual foi projetada.

2.2 Inspeção em estruturas de concreto armado

A inspeção preliminar ou visual consiste no exame, a olho nu, de toda parte exposta da estrutura principal, excluindo as fundações, e são registradas através de fotografias, todas as manifestações patológicas encontradas. Já a inspeção detalhada tem como objetivo detectar através dos métodos de realização de ensaios, divulgados no meio acadêmico, as possíveis manifestações patológicas presentes na estrutura de concreto armado, bem como reforçar e defender a hipótese da inspeção preliminar.

2.2.1 Inspeção Preliminar

Com a inspeção preliminar é possível determinar a natureza e origem do problema, como também de servir como base para um estudo mais detalhado. Para esta etapa recomenda-se utilizar formulários de avaliação, que poderão ser ou não os expostos neste Boletim [5].

A ficha de avaliação de antecedentes da estrutura tem como objetivo fazer um levantamento geral da estrutura como: a idade ou tempo de serviço, natureza e procedência dos materiais, agressividade do meio, resistência característica, qualidade da construção, quando os problemas iniciaram, diagnóstico e se a estrutura já sofreu algum tipo de reparo ou manutenção e se houve alguma mudança no uso da estrutura.

O exame visual é de fundamental importância pois através dele sabe-se se o problema é generalizado ou localizado. A inspeção normalmente é realizada durante o dia para facilitar a identificação das manifestações patológicas. Deve-se realizar um exame diferenciado dos elementos, registrando os sinais aparentes de corrosão (manchas, expansão, grau de degradação, etc.), fissuras (localização, direção, dimensão, abertura, etc.), regiões de desprendimento de concreto com e sem exposição da armadura, degradação do concreto, assim como qualquer outra anomalia [5]. O registro fotográfico também deverá ser realizado.

Para [6] em seu estudo de caso sobre reação álcali-agregado em um edifício residencial na cidade do Recife/PE, relatou como a empresa contratada procedeu com a inspeção, que foi da seguinte maneira:

- Inspeção visual;
- Profundidade de carbonatação;
- Teor de cloretos;
- Resistência à compressão.

A inspeção visual serviu para identificação das possíveis manifestações patológicas, seguidas de ensaios simples como profundidade de carbonatação e teor de cloretos para saber se as armaduras estavam em processo de corrosão e por último o ensaio de resistência à compressão do concreto, uma vez que foi identificada a reação álcali-agregado que reduz a capacidade de carga do concreto.

2.2.2 Inspeção Detalhada

Depois de realizada a inspeção preliminar sabe-se se será necessária à inspeção detalhada e quais inspeções serão realizadas. Esta inspeção é responsável por um maior levantamento de dados e ensaios. No final de uma inspeção detalhada devem ser disponibilizados todos os dados necessários à caracterização dos danos existentes, de forma a realizar um diagnóstico sobre o estado da estrutura, bem como prever o seu comportamento futuro [7]. A Tabela 1 mostra os ensaios que podem ser realizados no concreto armado:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Tabela 1 – Ensaios que podem ser realizados no concreto armado

ENSAIOS NO CONCRETO ARMADO	
Concreto	Armadura
Resistividade	Determinação do cobrimento
Dureza superficial	Determinação da seção do aço
Ultrassom	Potencial de corrosão
Profundidade de carbonatação	Velocidade de corrosão
Teor de cloretos	
Resistência a compressão	
Porosidade	

2.3 Manifestações patológicas em concreto armado

As manifestações patológicas no concreto armado são causadas devido a quatro fatores primordiais: materiais, projeto, execução e uso. A grande maioria das manifestações patológicas está ligada a má qualidade do material e execução incorreta dos procedimentos. Em construções com mais de 30 anos localizada em regiões litorâneas e sem nenhuma manutenção preventiva, é bem provável que seja evidenciado ao menos alguma manifestação patológica.

A degradação dos materiais é produzida pela interação físico química do ambiente com os materiais; estas interações podem ocorrer apenas depois do movimento dos agentes agressivos no interior do ambiente ou do material. Muitas das transformações sofridas ao longo do tempo por um material são influenciadas pela temperatura ou por suas variações [8]. Os sintomas de maior incidência nas estruturas de concreto, são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem (segregação dos materiais constituintes do concreto) [7].

A NBR 6118 [1], a estrutura atinge o estado limite quando se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer as condições previstas para sua utilização. Além de considerar o meio ao qual a estrutura estará exposta, atentam para o tipo de estrutura ou componente estrutural em questão, se laje, viga ou pilar, pois, algumas patologias são mais tendenciosas em umas que em outras. As manifestações patológicas mais frequentes serão apresentadas a seguir, sendo estas encontradas no objeto de estudo deste presente trabalho [7].

2.3.1 Manchas por umidade

A ocorrência da umidade em uma estrutura pode se originar em infiltrações por fissuras ou trincas, falhas na impermeabilização, alta porosidade do concreto, entre outros. Associada a outros fatores, essa manifestação patológica, pode desencadear mecanismos de formação de incidência complicados, como a corrosão do aço do concreto armado [9].

O desenvolvimento de bolor ou mofo em edificações é ocorrência comum em climas tropicais. O bolor está associado a existência de alto teor de umidade no componente atacado e no meio ambiente, podendo interferir na salubridade e habitabilidade da edificação. Também pode ocorrer o emboloramento em paredes com umidade provocada por vazamentos ou infiltrações [10].

2.3.2 Fissuras

As trincas e fissuras são fenômenos próprios e inevitáveis do concreto armado e que podem se manifestar em cada uma das três fases de sua vida: fase plástica, fase de endurecimento e fase de concreto endurecido [7]. As fissuras podem ser consideradas como a manifestação patológica característica das estruturas de concreto, sendo mesmo o dano de ocorrência mais comum e aquele que, a par das deformações muito acentuadas, mais chama a atenção dos leigos, proprietários e usuários aí incluídos, para o fato de que algo de anormal está a acontecer [11]. É interessante observar que, no entanto, a caracterização da fissuração como deficiência estrutural dependerá sempre da origem, intensidade, e magnitude do quadro de fissuração existente, posto que o concreto, por ser material com baixa resistência a tração, fissurará por natureza, sempre que as tensões trativas, que podem ser instaladas pelos mais diversos motivos, superarem a sua resistência à tração [11].

Portanto, ao se analisar uma estrutura de concreto que esteja fissurada, os primeiros passos a serem dados consistem do mapeamento das fissuras e em sua classificação, que vem a ser a definição da atividade ou não das mesmas (uma fissura

é dita ativa, ou viva, quando a causa responsável por sua geração ainda atua sobre a estrutura, sendo inativa, ou estável, sempre que sua causa se tenha feito sentir um certo tempo e, a partir de então, deixado de existir) [11]. A água acumulada ou de passagem constante em fissuras e trincas no concreto, podem, se não tratadas aumentar as mesmas devido a pressão constante que água exercerá, sendo ou não associada com a lixiviação de componentes do concreto. Pode-se dizer que as fissuras estão diretamente ligadas a durabilidade do concreto, pois estas produzem um efeito de cadeia, permitindo a passagem de agentes agressivos que facilita a deterioração do concreto.

2.4.2 Ensaio de Velocidade de Pulso Ultrassônico

O ensaio do ultrassom faz parte dos ensaios não destrutivos e vem sendo comumente usado na engenharia civil devido a sua facilidade de operação, relativo baixo custo, rapidez na execução dos testes e à ausência de danos no material analisado. Este ensaio tem como objetivo a verificação da homogeneidade e compacidade do concreto, detectando eventuais falhas de concretagem, fissuras, além do monitoramento de variações no concreto ao longo do tempo, decorrentes da agressividade do meio ambiente, através da velocidade da onda.

O teste de determinação da velocidade de propagação da onda ultra-sônica tem sobre a esclerometria a vantagem de não se limitar a uma determinação superficial das características do concreto, estendendo-se a toda a sua massa. À medida que a velocidade de propagação aumenta a compacidade do concreto aumenta e à medida que a velocidade de propagação diminui a compacidade do concreto diminui [13].

O ensaio pode ser executado através da medição direta, indireta ou semidireta, a depender da peça estudada, como se pode observar na Figura 2. Para permitir um contato contínuo entre as superfícies, o emissor e receptor não ficam em contato direto com o concreto, sendo utilizado vaselina, silicone ou graxa na face dos transdutores. Transdutores são terminais que devem ser conectados por cabos coaxiais ao aparelho de ultrassom. Esses são responsáveis pela conversão do pulso elétrico em onda mecânica ultrassônica durante a emissão, e também pelo processo inverso na recepção das ondas [14]. O aparelho fará a leitura do tempo de propagação da onda, a depender do tipo do aparelho, se lhes for informado previamente a distância, a leitura será em velocidade.

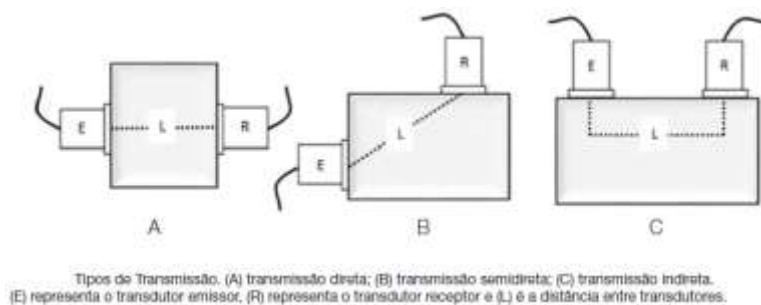


Figura 2 - Tipos de transmissão [14].

Segundo a NBR 8802 [15], a interpretação dos resultados deve seguir o Tabela 2.

Tabela 2 – Interpretação dos resultados do ensaio de ultrassom NBR 8802 [15]

Velocidade	Homogeneidade/ Compacidade
> 4500 m/s	Excelente
3500 - 4500 m/s	Boa
3000 - 3500 m/s	Regular
2000 - 3000 m/s	Ruim
< 2000 m/s	Péssima

2.4.3 Ensaio de profundidade de carbonatação

Este ensaio é bastante simples de ser realizado in situ além de ser de baixo custo, contudo é parcialmente destrutivo, havendo necessidade de reparos após sua realização. Este ensaio tem como objetivo determinar até que profundidade está carbonatação, se esta já atingiu o aço ou não. Caso não tenha atingido o aço, é possível determinar o tempo necessário para despassivação da armadura. Este tempo pode ser determinado através da fórmula:

$$x = k \cdot \sqrt[3]{t} \text{ , onde:} \quad [1]$$

x - Espessura ou profundidade encontrada da carbonatação;

k - Coeficiente do concreto em função da porosidade, cobrimento, agressividade do meio, etc;

t - Tempo de vida útil em anos.

O método utilizado para determinação de profundidade é através da aplicação da fenolftaleína ou timolftaleína sobre o concreto, que deverá assumir a coloração rosa ou azul, respectivamente, para pH maior que 12 (não carbonatado) e incolor para pH menor que 9 (carbonatado). Para correta realização do ensaio, a peça a ser ensaiada deverá ser escarificada no momento de sua realização, para que não ocorra alteração dos resultados.

2.4.4 Ensaio de presença de cloretos

O método de aspersão de nitrato de prata é um método simples, rápido e de baixo custo, enquanto os ensaios realizados em laboratório são demorados e onerosos. Este ensaio é qualitativo e tem como objetivo medir a presença de cloretos livres na estrutura de concreto. A solução de nitrato de prata (AgNO_3) quando aspergida em concreto contaminado por cloretos, reage com eles e forma um precipitado branco e floculento de cloreto de prata (AgCl). Há que se destacar que em concretos carbonatados e sem cloretos forma-se um precipitado branco de carbonato de prata. Do que se conclui que o método é sensível aos cloretos e também ao carbonato de cálcio [16, apud 17].

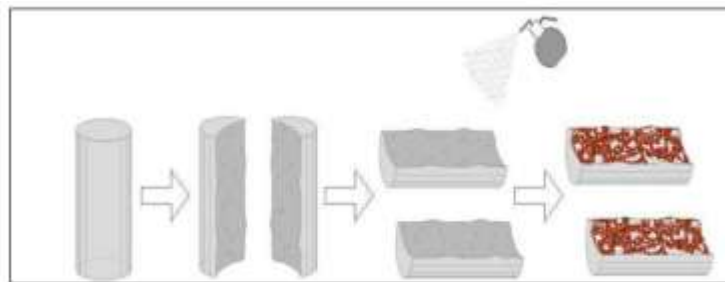


Figura 3- Esquema de ensaio de nitrato de prata realizado em corpos de prova de concreto [16] apud [17].

O ensaio de aspersão de nitrato de prata além da praticidade na execução tem a capacidade de identificar se a estrutura de concreto armado está sendo atacada ou não por cloretos, podendo assim antecipar a escolha da técnica de reparo a ser aplicada. A Figura 3 representa a execução do ensaio em corpos de prova.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Características da estrutura

O edifício estudado é localizado em Jaboatão dos Guararapes/PE, possui 12 pavimentos e 01 apartamento por pavimento, sua meso-estrutura é formada basicamente por concreto armado. A fundação direta é composta por sapatas assentes em torno da cota -4,00, sobre arenito de alta resistência, conforme estudo de prospecção do solo realizada. Aparentemente as manifestações patológicas se apresentam apenas na garagem no subsolo, sendo os pilares de periferia, vigas e lajes os mais afetados. Há 10 anos que não é realizado nenhum tipo de inspeção e/ou intervenção.

3.2 Histórico da estrutura

Em Outubro de 2004, após o colapso do edifício residencial Areia Branca, o edifício em estudo foi interditado pela prefeitura de Jaboatão dos Guararapes, e só seria liberado caso o prédio apresentasse laudos técnicos comprovando a segurança da edificação, devido à proximidade ao Areia Branca e por terem a mesma idade. No dia 19 de Outubro de 2004 foi feita uma visita para inspeção preliminar, realizada pelo engenheiro projetista Sérgio Osório, engenheiro geotécnico Alexandre Gusmão e o engenheiro tecnologista de materiais Tibério Andrade, na qual deixaram como recomendação:

- O monitoramento dos recalques dos apoios do prédio. Leituras diárias até os primeiros sete dias, quando a frequência poderá ser alterada;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Escoramento emergencial das vigas e lajes danificadas no subsolo, térreo e primeiro pavimento.
- Colocação de 10 tomadas de prumo na vertical, sendo três em cada lado maior, e dois na fachada leste e oeste.
- A retirada dos entulhos do prédio só deverá ser realizada após o entulho do Edf. Areia atingir o nível do pavimento térreo, com a supervisão de engenheiros qualificados.
- Inspeção detalhada da fundação, superestrutura, contenções, caixas d'água, incluindo amostras de materiais do próprio prédio, sondagens e verificação de estabilidade.
- Extração de testemunhos e ensaios "in loco" de carbonatação, teor de cloreto e caso necessário, potencial de corrosão e resistividade do concreto.

No dia 20 de Dezembro de 2004, foi iniciada a prospecção da fundação e dos pilares do pavimento de garagem e pilotis, com retirada do revestimento dos pilares e a escavação da sapata do pilar 14. Na investigação, foram encontradas algumas regiões com corrosão de armadura de pequena intensidade. Contudo no complemento do pilar 14, isto é, abaixo do nível do piso da garagem, o processo de corrosão inspirou cuidados. Nesta região, todas as armaduras longitudinais de um lado do pilar apresentavam intensa corrosão, com destacamento do concreto de toda lateral da peça pelo processo expansivo da corrosão e, provavelmente pela flambagem de algumas armaduras.

Além da intervenção no pilar 14, foi realizada também a intervenção no pilar 18, inicialmente com o objetivo de recompor os estribos nos primeiros 1/3 da altura do pilar, que não foram colocados durante a construção. Diante do que foi descoberto foi necessário a intervenção de todas as sapatas, bem como, todos os pilares do pilotis e do térreo. Simultaneamente as investigações nas sapatas foi realizado o ensaio de sondagem em dois pontos do subsolo. As sondagens confirmaram um perfil típico daquela área da cidade e que a fundação foi executada sobre arenito de alta resistência, solução compatível com o tipo e porte da estrutura do edifício. Foi constatado com o monitoramento dos recalques e com as sondagens, que o prédio não apresentava nenhum problema de solo. Com isso, foi realizada as intervenções necessárias em cada pilar e sapata do edifício, sendo este liberado para retorno dos moradores em Janeiro de 2006.

3.3 Levantamento das manifestações patológicas

A metodologia utilizada na inspeção preliminar consistiu em um exame visual rápido, abrangendo a presença das manifestações patológicas, sendo registrados e catalogadas.

- Manchas de umidade

As manchas podem ser evidenciadas principalmente nas vigas com juntas de movimentação.

- Fissuras

É possível observar fissura na direção da armadura, indicador da corrosão, a fissura inicialmente aberta devido à expansão do aço, provoca um efeito em cadeia quando favorece a velocidade da corrosão.

3.3.1 Ensaio de esclerometria

Este ensaio que tem por finalidade medir a resistência superficial do concreto foi realizado em dois pilares que já haviam sido reforçados. O esclerometro foi aferido e seu fator de correção ficou $f_c = 1,045$, para utilização no cálculo do índice escleriométrico. A realização dos ensaios segue nas Figuras 4 e 5 e os resultados nas Tabelas 3, 4 e 5.



Figura 4 – Limpeza da superfície



Figura 5 – Realização do ensaio

Tabela 3 – Resultado dos ensaios de esclerometria

Ensaio de Esclerometria				
Resultados de Campo				
Pilar 1			Pilar 2	
Pontos	Valor/Impacto		Pontos	Valor/Impacto
Ponto 1	50		Ponto 1	46
Ponto 2	39		Ponto 2	48
Ponto 3	50		Ponto 3	40
Ponto 4	100		Ponto 4	42
Ponto 5	50		Ponto 5	46
Ponto 6	52		Ponto 6	44
Ponto 7	46		Ponto 7	48
Ponto 8	52		Ponto 8	40
Ponto 9	48		Ponto 9	44
Média I	54,11		Média I	44,22
10%	5,41		10%	4,42
<10%	48,70		<10%	39,80
>10%	59,52		>10%	48,64

Tabela 4 – Cálculo do índice escleriométrico médio

Cálculo do índice escleriométrico médio				
Pilar 1			Pilar 2	
Pontos	Valor/Impacto		Pontos	Valor/Impacto
Ponto 1	50		Ponto 1	46
Ponto 2	50		Ponto 2	48
Ponto 3	50		Ponto 3	40
Ponto 4	52		Ponto 4	42
Ponto 5	52		Ponto 5	46
Ponto 6	48		Ponto 6	44
Ponto 7			Ponto 7	48
Ponto 8			Ponto 8	40
Ponto 9			Ponto 9	44
Média II	50,33		Média II	44,22
10%	5,0		10%	4,4
<10%	45,3		<10%	39,8
>10%	55,4		>10%	48,6

Tabela 5 – Resultado do índice escleriométrico médio

Cálculo do índice escleriométrico médio			
IE	52,6	IE	46,2
Ábaco Pilar 1	64	Ábaco Pilar 2	48
Fator de Correção			
FC	1,045		

Com o resultado se observa que a dureza superficial dos pilares anteriormente reforçados obteve um excelente resultado segundo a [12].

3.3.2 Ensaio de Velocidade de Pulso Ultrassônico

Este ensaio só pode ser realizado nos pilares da torre, devido à dificuldade encontrada em uniformizar duas áreas nos pilares de periferia. Apesar dos pilares já terem passado por um encamisamento em seu reforço, os resultados encontrados não foram bons, como pode ser visto nas Tabelas 6 e 7. A realização do ensaio pode ser observada nas Figuras 6 e 7.



Figura 6 – Realização do ensaio de ultrassom com transmissão direta



Figura 7 – Ensaio de ultrassom com transmissão indireta

Tabela 6 – Resultados dos ensaios de ultrassom com transmissão direta

Ensaio de Velocidade de Pulso Ultrassônico			
Pilar 1		Pilar 2	
Transmissão direta		Transmissão direta	
Distância (m)	0,34	Distância (m)	0,36
Tempo (μ s)	231,1	Tempo (μ s)	244,3
Velocidade (m/s)	1471,22	Velocidade (m/s)	1473,60

Tabela 7 – Resultado do ensaio de ultrassom com transmissão indireta

Pilar 1	
Transmissão indireta	
Distância (m)	0,07
Tempo (μ s)	244,1
Velocidade (m/s)	409,67

3.3.3 Ensaio de profundidade de carbonatação

O ensaio de profundidade de carbonatação foi realizado em quatro pilares, sendo dois da torre e dois da periferia. Foi removido o emboço e o concreto escarificado para sua realização. A fenolftaleína foi borrifada na estrutura, o resultado pode ser visto nas Figuras 9 e 10.



Figura 9 – Ensaio de profundidade de carbonatação no pilar recuperado



Figura 10 – Ensaio de profundidade de carbonatação no pilar de periferia

Pode-se observar que os pilares da torre reagiram com fenolftaleína, indicando que o concreto não está carbonatado, e os de periferia praticamente não reagiram, indicando a redução do pH.

3.3.4 Ensaio de presença de cloretos

Este ensaio foi realizado nos quatro pilares em que foi realizado o ensaio de carbonatação, seguindo o mesmo processo de remoção do emboço e escarificação do concreto. Em seguida foi feita a aspersão do nitrato de prata, e o resultado pode ser visto nas Figuras 13, 14 e 15.



Figura 1 – Ensaio de presença de cloretos no Pilar 1 (reforçado)



Figura 2 – Ensaio de presença de cloretos no Pilar 2 (reforçado)



Figura 3 – Ensaio de presença de cloretos em pilar de periferia não recuperado.

Nota-se que assim como no ensaio de profundidade de carbonatação, os pilares da torre apresentaram bons resultados e nos de periferia é possível ver o precipitado, cloreto de prata, indicando que o pilar está sofrendo ataque por cloretos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Diagnóstico

A edificação em estudo possui o agravante por se tratar de uma estrutura inserida em região de orla marítima e classe de agressividade ambiental III segundo a [1]. Aliada a isto, está o local na qual foi realizado os ensaios, por tratar-se de um estacionamento no subsolo, onde a circulação de ar é desfavorável e dificulta a dissipação do gás carbônico, favorecendo a carbonatação. A carbonatação foi evidenciada em todos os pilares ensaiados, contudo nos que já haviam passado por recuperação estrutural, apenas 0,5 cm do concreto de alto desempenho apresenta carbonatação, já nos pilares de periferia o concreto apresenta alto grau de carbonatação.

A presença de cloretos foi bastante evidenciada nos pilares de periferia, resultado que já era esperado visto a idade da estrutura, falta de manutenção nesta região e proximidade do mar, além do efeito em cadeia causado pela carbonatação que ao atingir o aço causará a sua despassivação resultando na corrosão do mesmo. Devido a corrosão, o aço aumenta de volume causando fissuras no concreto, favorecendo assim a penetração de cloreto, outrossim acelerando o processo de corrosão. A corrosão de armaduras foi bastante encontrada, podendo ser evidenciada devido a manchas avermelhadas, fissuras longitudinais na direção do aço e o descolamento do concreto. Em virtude do colapso do edifício Areia Branca em 2004, durante a inspeção exigida pela prefeitura para liberação da plena funcionalidade do edifício em estudo foi detectado elevado grau de corrosão nas fundações e se fez necessário o reforço de todos os pilares da torre. Dez anos após a intervenção, os pilares reforçados não apresentam evidências de corrosão, contudo as regiões dos pilares, vigas e lajes que não sofreram interferência apresentam elevado grau de corrosão em pilares, vigas e lajes.

O ensaio de esclerometria não pode ser realizado nos pilares devido à dificuldade encontrada na preparação da superfície, impossibilitando a comparação entre os pilares reforçados e os não reforçados. Ao realizar o ensaio de ultrassom, acredita-se que apesar do encamisamento realizado nos pilares seja suficiente na questão estrutural, os pilares podem estar fissurados ou apresentar vazios no concreto antigo, já que os dois pilares apresentaram resultado péssimo,

segundo a [15]. Contudo também não se pode fazer um comparativo com os pilares não reforçados devido à dificuldade acima exposta. A Tabela 8 abaixo descrito nos mostra a comparação entre os pilares ensaiados.

Tabela 8 – Quadro comparativo entre pilares ensaiados

QUADRO RESUMO				
Pilares Reforçados	ENSAIOS			
	Esclerometria	Ultrassom	Ensaio de carbonatação	Presença de cloretos
Pilar 01	Superfície dura	Péssimo	Não carbonatado	Sem presença de cloretos
Pilar 02	Superfície dura	Péssimo	Não carbonatado	Sem presença de cloretos
Pilares Não Reforçados	Esclerometria	Ultrassom	Ensaio de carbonatação	Presença de cloretos
Pilar 03	Não foi possível a realização	Não foi possível a realizar	Carbonatado	Com presença de cloretos
Pilar 04	Não foi possível a realizar	Não foi possível a realizar	Carbonatado	Com presença de cloretos

Podemos observar nos resultados que os pilares reforçados com concreto de alto desempenho obtiveram melhor desempenho em comparação aos não reforçados.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dentre as manifestações patológicas encontradas na edificação em estudo, as manifestações de corrosão das armaduras como as armaduras expostas e a perda de aderência do concreto são as mais preocupantes, visto que caso não sejam combatidas tendem a se agravar cada vez mais. Neste estudo foram comparados resultados no concreto armado após dez anos de sua recuperação e o que não teve nenhum tipo de recuperação. Devido ao alto custo de recuperação, o condomínio optou por executar apenas a área da torre, região mais solicitada, contudo, na periferia é evidenciada a Lei de [4], onde esses danos causados pela falta de manutenção aumentam exponencialmente o custo da recuperação. O estudo revela finalmente que, se não houver uma intervenção de manutenção e recuperação nos pilares de periferia (pilares não reforçados), serão mantidas as tendências de avanço das manifestações patológicas, podendo fazer até com que a estrutura perca sua funcionalidade, prejudicando parcialmente a edificação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] International Organization for Standardization (ISO) 13823, 2008. Disponível em: <<https://law.resource.org/pub/et/ibr/et.iso.13823.2008.pdf>>. Acesso em 23 dez.15.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: Manutenção de edificações — Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro, 2012.
- [4] SITTER, W. (1986), “Interdependence between technical service life prediction”, CEB-RILEM Int. Workshop Prediction of service life of concrete structure, Bolonia, October.
- [5] TUTIKIAN, Berardo; E PACHECO, Marcelo. Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil, 2013.
- [6] CORDEIRO, L. B; BERENQUER, R. A; ANDRADE, G. P; LINS, C. M. M. S; MONTEIRO, E. C. B. (2015) "Case Study on the Impact of Alkali-Aggregate Reaction on a Residential Building's Concrete Structure." Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, p. 12095-12108, 2015.
- [7] DANIEL, Vêras Ribeiro; HELENE, Paulo. Corrosão em Estruturas de Concreto: Teoria, Controle e Métodos de Análise. Elsevier, 240p. 2014.
- [8] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 2014.
- [9] BORGES, Micheline Gonçalves. Manifestações patológicas incidentes em reservatórios de água elevados executados em concreto armado. UEFS, Feira de Santana, 2008.
- [10] GRANATO, José Edurado. Patologia na impermeabilização. Empek Impermeabilização, Manaus, 2014. Disponível em: <<http://www.empek.com.br/patologia2.html>>. Acesso em 16 mar.15.
- [11] SOUZA, Vicente; RIPPER, Thomaz. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto, 2009.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7584: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
- [13] PEREIRA, Fábio Sérgio. Emprego do ultra-som em estruturas de concreto armado no Rio Grande do Norte, 2011.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

**Abril de 2016
ISSN 2448-1459**



- [14] GIMENEZ, Alexander; DEL LAMA, Eliane. Comportamento de ondas ultrassônicas no Granito Mauá para conservação do monumento às Bandeiras. São Paulo, 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2013.
- [16] PINTAN, N. M. ; BERENQUER, R. A. ; JUST, Angelo ; LINS, C. M. M. S. ; MONTEIRO, E. C. B. (2015) "Pathological Manifestations and The Study of Corrosion Present on Bridges on the City of Recife". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, p. 11893-11907, 2015.
- [17] MORAES FILHO, Avaliação da resistência do concreto ao meio ambiente em estruturas de concreto do porto do Recife: Estudo de caso. Recife, 2013



LEVANTAMENTO DE DADOS E DIAGNÓSTICO SOBRE MARQUISES EM EDIFICAÇÕES DE CIDADE DE MÉDIO PORTE DO RIO GRANDE DO SUL

VANESSA LUCAS KRAUSE

Engenheira Civil
Universidade Federal de Pelotas
RS - Brasil
vanessakrause@gmail.com

MÔNICA REGINA GARCEZ

Profa. Dra. Eng. Civil
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
RS - Brasil
garcez.mr@gmail.com

MAÍRA MARTIM DE MOURA

Acadêmica de Engenharia Civil
Universidade Federal de Pelotas
RS - Brasil
martimdemoura@gmail.com

ESTELA OLIARI GARCEZ

Profa. Dra. Eng. Civil
Universidade Federal de Pelotas
RS - Brasil
estelagarcez@gmail.com

RESUMO

É comum em todo o Brasil a existência de marquises de concreto armado com diferentes manifestações patológicas. Conseqüentemente, são inúmeros os acidentes por falhas nestes elementos estruturais, muitas vezes levando a vítimas fatais. Torna-se necessário, portanto, que se projete e se construa com uma maior qualidade, bem como que se conheça as causas que levaram às das manifestações patológicas encontradas, sem esquecer a questão da manutenção da estrutura. A proposta deste trabalho é analisar estruturas em marquises localizadas em uma cidade de médio porte do Rio Grande do Sul, por meio de um estudo sistêmico e prático acerca do tema. Este estudo envolve a análise de dados históricos sobre acidentes envolvendo quedas de marquises no Brasil, uma breve discussão sobre as legislações municipais existentes sobre o tema, a criação de um questionário para a realização de uma enquete e entrevistas com proprietários e inquilinos, a criação de um formulário para ser utilizado em inspeção de marquises, a análise de laudos existentes obtidos junto à Prefeitura Municipal e a realização das entrevistas e inspeções. Os resultados deste estudo mostraram que as manifestações patológicas mais corriqueiras nas marquises inspecionadas são infiltrações, deslocamentos e armadura aparente com sinais de corrosão, sendo decorrentes da ausência de um sistema de impermeabilização eficiente, da falta ou mal dimensionamento das instalações de drenagem de águas pluviais, da sobrecarga devido ao posicionamento de anúncios comerciais ou até mesmo da falta de manutenção preventiva e/ou corretiva. Embora exista na cidade Lei Municipal que estabelece critérios para a conservação da estabilidade de marquises, a maior parte dos entrevistados desconhece a legislação que os obriga a isso, mesmo tendo ciência da existência de responsabilidade pessoal quanto aos danos que a má conservação pode ocasionar. Por outro lado, observou-se que há um cenário favorável para a implementação de políticas de manutenção preventiva nos edifícios da cidade.

Palavras-chave: manifestações patológicas, manutenção, inspeções.

ABSTRACT

It is common in Brazil, the occurrence of pathological manifestations in reinforced concrete marquees. Consequently, there are numerous accidents due to failures in these structural elements, often leading to fatalities. It is therefore necessary to guarantee a higher quality in designing and building processes, as well as knowing the pathological manifestations origins, never forgetting that maintenance is highly recommended. This work aims to analyze such structures in a medium-sized city of Rio Grande do Sul, through a practical and systemic study about the theme. This work addresses historical data of accidents with marquees in Brazil, a brief discussion about existing laws regarding the theme, the creation of a questionnaire to be used in interviews with owners and renters, the creation of a form to be used in marquees inspections, an analysis of reports obtained with the municipality and, finally, the interviews and inspections. Results showed that the most common pathological manifestations in the inspected marquees are dampness, peeled concrete and corrosion of reinforcement, which occur due to the lack of an efficient sealing system, the bad rainwater drainage system design, the overloading due to commercial signs or even the lack of preventive and/or corrective maintenance. Although there is a municipal law that establishes criteria for the conservation of marquees stability, most of the users that answered the questionnaire are not aware of it, even being aware of the existence of personal responsibility for the damage that poor maintenance can cause. On the other hand, it was observed that there is a favorable environment for the implementation of preventive maintenance policies in the city buildings.

Keywords: pathological manifestations, maintenance, inspections.

1. INTRODUÇÃO

Com o surgimento do Cimento Portland, a partir de 1902, e das teorias de dimensionamento do concreto armado, tornou-se possível a construção de grandes edifícios. As cidades que possuíam edificações de dois a quatro ou no máximo cinco pavimentos iniciaram um processo de verticalização dessas estruturas, inspirados no modelo urbano americano. Ademais, novos elementos, formas e tecnologias foram implantadas nessas novas construções. Devido à preocupação com o risco de queda de objetos das altas edificações em direção ao passeio público, em 1937 foi criado no Rio de Janeiro o Decreto 6.000, que determinou condições para construção de marquises e tornou obrigatória a utilização dessas estruturas em prédios comerciais com o objetivo de proteger os pedestres. Em 1970 esse decreto sofreu alterações pelo Decreto 3.800, o qual manteve, entretanto, a obrigatoriedade da execução de marquises ao longo de toda a extensão das fachadas em edificações comerciais. Somente no ano de 1991, por meio do Decreto 10.426, é que se extinguiu a obrigatoriedade de construção de marquises no estado do Rio de Janeiro, e, posteriormente, em 2007, com o Decreto 27.663, a construção destes elementos foi finalmente proibida [1].

Na cidade de Pelotas-RS, onde foi desenvolvido este trabalho, são apresentadas três concepções distintas sobre o emprego de marquises em edificações, dispostas em seus três Planos Diretores, datados de 1968, 1980 e 2008, onde ocorre a obrigatoriedade, a facultatividade e a abolição da construção de marquises, respectivamente. A proposta deste trabalho é analisar estas estruturas em marquises, por meio de um estudo sistêmico e prático acerca do tema. Este estudo envolve a análise de dados históricos sobre acidentes envolvendo quedas de marquises no Brasil, uma breve discussão sobre as legislações municipais existentes sobre o tema, a criação de um questionário para a realização de uma enquete e entrevistas com proprietários e inquilinos, a criação de um formulário para ser utilizado em inspeção de marquises, a análise de laudos existentes obtidos junto à Prefeitura Municipal e a realização das entrevistas e inspeções.

2. MARQUISES: MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS, ACIDENTES E LEGISLAÇÃO

De um modo geral, as marquises são empregadas como coberturas projetadas sobre o passeio público com o objetivo de proteção de halls de entrada das edificações, bem como de proteger os pedestres de intempéries ou de algum objeto que possa vir a tombar da edificação. A estrutura da marquise a ser projetada, depende especialmente da carga a ser aplicada e do vão do balanço. Pode-se verificar, nas edificações existentes, que as marquises mais utilizadas, na prática, são as formadas por lajes simples em balanço. Já as mais complexas, que são estruturadas por lajes e vigas, são menos utilizadas nas pequenas edificações. A classificação das marquises [2] se dá segundo a existência e posição das vigas, podendo ser marquises com laje simples em balanço ou marquises formadas por lajes e vigas (Figura 1).

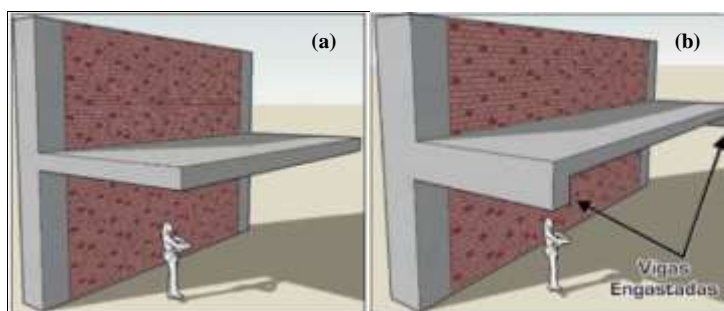


Figura 1 – Marquises: (a) com laje simples em balanço; (b) com lajes e vigas [3].

2.1 Manifestações Patológicas em Marquises

A patologia mais comum nas marquises é a fissuração do concreto, seja pela ação de sobrecargas, erros de projeto e de construção, fissuras pelas quais percolam agentes oriundos da poluição do ar, das fezes de animais, e da própria água da chuva, que causam a corrosão de armaduras, podendo levar a estrutura a ruína [4].

Segundo a NBR 6118 [5], os valores médios de abertura de fissuras são previstos entre 0,20 mm a 0,40 mm, dependendo da agressividade do meio ambiente. Sendo assim, estruturas especiais como as marquises [3] deveriam ter tratamento diferenciado, entretanto, são referidas na normativa como uma estrutura de concreto armado qualquer. Ainda segundo os autores, as marquises deveriam ser projetadas para não apresentar qualquer tipo de fissuração. Entretanto, para impossibilitar modificação no modo de como são calculadas, poderia se admitir abertura de fissuras de até 0,05

mm, deste modo, a durabilidade da laje em balanço estaria garantida e os riscos de uma ruptura brusca, decorrente da corrosão, seriam minimizados.

Deficiências na fiscalização e no gerenciamento da equipe de trabalho pode gerar com facilidade graves erros como: incorreta locação dos escoramentos (Figura 2); mau posicionamento ou deslocamento das armaduras; falta de cuidado na execução das fôrmas; concreto fora dos padrões exigidos em cálculo e projeto, o que acaba gerando problemas patológicos. Ainda segundo os autores, a qualidade dos materiais e insumos utilizados na construção civil, por outro lado, influenciam consideravelmente no surgimento de manifestações patológicas, sendo que muitas vezes a relação entre construtor e fabricante dos materiais, que deveria ser de reciprocidade, parece distante [6].

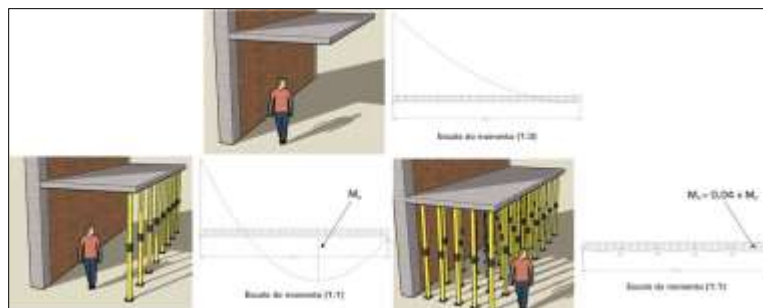


Figura 2 - (a) Marquise sem escoramento; (b) Marquise com escoramento único na extremidade livre e (c) Marquise com vários apoios resultando em uma significativa redução de momento comparada com a situação anterior [3].

Por outro lado, acabadas as etapas de concepção e de execução, e mesmo quando tais etapas tenham sido de qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de um programa de manutenção adequado [6]. A utilização equivocada de uma marquise, ao instalar placas publicitárias e aparelhos de refrigeração (Figura 3) que geram sobrecarga, por exemplo, aliado ao desconhecimento técnico das limitações estruturais, podem também levar graves manifestações patológicas nas marquises.

A fase de uso requer, portanto, cuidados para evitar prejuízos à estrutura da marquise. A maior ocorrência de problemas está associada à falta de manutenção e conservação dos sistemas de escoamento de água pluviais e o acúmulo de sujeiras, que ocasionam o empoçamento da água sobre a marquise. Além disso [7], a deficiência, ou até mesmo ausência, do sistema de impermeabilização, aliado com a presença de fissuras e trincas com o cobrimento inadequado, provocam a corrosão da armadura e o deslocamento do revestimento e do concreto. A inspeção periódica é, dentre os trabalhos de manutenção, elemento indispensável no processo de manutenção preventiva, uma vez que todos os outros dependem da eficácia desse trabalho.



Figura 3 - (a) Marquise deformada pela sobrecarga de painel publicitário [1]; (b) Sobrecarga devido à sobreposição de camadas de impermeabilização [8].

2.2 Desabamento de Marquises no Brasil e suas Causas

O desabamento de marquises no país se dá, principalmente, nas lajes do tipo engastadas. As causas dessa ocorrência, por sua vez se mostram das mais variadas (Tabela 1), e ocorrem tanto em edifícios de idade construção antiga quanto naqueles mais modernos [3].

Tabela 1 - Relação de alguns casos de desabamento de marquise e estruturas similares no Brasil [3].

Edifício	Ano	Idade da Edificação	Vítimas	Tipo Estrutural	Agentes Causadores
Mercúrio (RJ)	1990	Não declarado	1 morto	Laje sobre viga engastada	o Corrosão da armadura agravada por cobrimento insuficiente.
Terminus (RJ)	1992	Não declarado	1 morto 2 feridos	Laje sobre viga engastada	o Sobrecarga devido a sucessivas camadas de impermeabilização. o Corrosão das armaduras.
Restaurante da Tijuca (RJ)	1992	37 anos	Nenhuma	Laje sobre viga engastada	o Dimensionamento incorreto o Corrosão das armaduras
Prédio do BANDERN (RN)	1993	> 50 anos	Nenhuma	Laje engastada	o Corrosão das armaduras
Tavares (RJ)	1995	Não declarado	1 ferido	Laje engastada	o Excesso de água por falta de drenagem. o Sobrecarga de letreiro apoiado sobre a marquise.
Hospital Municipal Barata Ribeiro (RJ)	1996	48 anos	Nenhuma	Laje engastada	o Mal posicionamento da armadura negativa. o Sobrecarga devido a sucessivas camadas de impermeabilização. o Excesso de água por falta de drenagem.
Hotel Palace (BA)	2000	66 anos	1 morto 2 feridos	Não declarado	o Corrosão das armaduras. o Excesso de água não drenada.
Ed. M. D' Almeida	2001	Não declarado	Não declarado	Não declarado	o Corrosão das armaduras. o Excesso de água não drenada.
Ed. Granville	2004	24 anos	Nenhuma	Laje engastada	o Mal posicionamento da armadura negativa.
Anfiteatro do Centro de Ciências Sociais Aplicadas da UEL (PR)	2006	7 anos	2 mortos 21 feridos	Laje sobre viga engastada	o Corrosão das armaduras. o Excesso de água não drenada.
Bar Parada Obrigatória – Vila Isabel (RJ)	2006	50 anos	3 mortos 4 feridos	Não declarado	o Corrosão das armaduras
Hotel Canadá	2007	4 anos	2 mortos 14 feridos	Não declarado	o Corrosão das armaduras. o Mal posicionamento da armadura negativa. o Sobrecarga.

No Rio Grande do Sul existem vários casos de desabamento de marquises noticiados em veículos como Estadão, Folha Online, Gazeta do Povo, Globo.com e R7 Notícias, ocorridos em Porto Alegre (1988, 2006, 2007, 2008), Novo Hamburgo (2001), Veranópolis (2010), Capão da Canoa (2011) e Novo Hamburgo (2013).

2.3 Legislação

No Brasil ainda são poucas as cidades que exigem a manutenção das marquises e que realizam inspeções periódicas. A prefeitura do Rio de Janeiro, por exemplo, realiza vistorias nas marquises da cidade e aplica multas e notificações quando necessário. A cidade de Porto Alegre, por sua vez, possui legislação própria em que é exigido um relatório técnico, assinado por profissional registrado no CREA (Conselho Regional de Engenharia e Agronomia), o qual deve ser apresentado a cada três anos na Secretaria Municipal de Obras e Viação. Já na cidade de Santos, no Estado de São Paulo, desde 2002 uma lei municipal preconiza que periodicamente os donos de imóveis, cujos elementos estejam sobre logradouro público, apresentem à prefeitura uma ART (Anotação de Responsabilidade Técnica) emitida por um profissional, engenheiro, responsável pela vistoria [9]. Em São Paulo, foi aprovada a Lei n.º 14.806, que dispõe justamente sobre a obrigatoriedade de vistorias periódicas em marquises e sacadas, conforme objetivado pela ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural). Cabe salientar que essa Lei foi sancionada em 04 de julho de 2008, e publicada no Diário Oficial daquele município em 05 de julho de 2008.

Na cidade de Pelotas, em maio de 1999, foi promulgada a Lei n.º 4.369 a qual estabelece critérios para a conservação da estabilidade de marquises. Embora antiga, a lei continua de grande valia, pois determina uma série de medidas que

visam precipuamente a preservação dessas estruturas. Por meio dela, os responsáveis pelos prédios que possuem marquises projetadas sobre áreas de acesso público deverão apresentar a Secretaria Municipal de Gestão da Cidade e Mobilidade um Laudo Técnico de estabilidade estrutural dessas estruturas, juntamente com a correspondente Anotação de Responsabilidade Técnica (ART) no Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul. A Lei determina, ainda, em seu artigo 3.º, que são de inteira responsabilidade do proprietário ou do síndico desses imóveis certas providências, tais como: encaminhamento do laudo técnico nas condições legalmente previstas; execução das medidas reparadoras ou preventivas; comunicação do cumprimento dessas medidas; bem como a execução das recomendações para conservação e manutenção permanentes. Por fim, a lei preconiza, em seu artigo 4.º, que o não cumprimento das suas disposições implicará na aplicação de multa no valor de 5 (cinco) Unidades de Referência Municipal (UR) e interdição do prédio, a critério da Secretaria responsável.

3. METODOLOGIA

Este trabalho foi realizado nas etapas descritas a seguir.

Etapla 1 - Determinação da área de abrangência do estudo, em parceria com a Prefeitura Municipal de Pelotas. Em função da grande circulação de pedestres, a área de abrangência do estudo foi delimitada pelas ruas Dom Pedro II até Voluntários da Pátria e Padre Anchieta até Marechal Deodoro da Fonseca (Figura 4).



Figura 4 - Área de levantamento de dados, região central do município de Pelotas.

Etapla 2 - Criação do questionário (Figura 5 (a)), adaptado de Oliveira [10], e formulário para inspeção das marquises (Figura 5 (b)) cadastradas.

(a)

Patologia das Marquises na Região Central de Pelotas

1. Você é responsável no proprietário do imóvel? Inquilino Proprietário
2. Quando você comprimentou o imóvel, recebeu o manual do proprietário? Sim, Man. de condições Não recebi o manual
3. Se recebeu o manual, ele traz informações sobre como fazer a manutenção do apartamento ou edifício? Sim, do apartamento Não, do apartamento e do edifício
4. Qual a possibilidade de ocorrer um problema que possa trazer danos ao proprietário e utilização do seu edifício devido a uma falha de um dos itens listados abaixo?

	Improvável	Fraco-Probável	Probável	Muito-Probável
Colunas				
Colunas internas				
Colunas externas				
Marquises				
Telhado				
5. Qual a possibilidade de ocorrer um problema que possa ser sério ou causar danos pessoais que afetem o seu edifício devido a uma falha de um dos itens listados abaixo?

	Improvável	Fraco-Probável	Probável	Muito-Probável
Colunas				
Colunas internas				
Colunas externas				
Marquises				
Telhado				
6. Das funções de marquete de seu edifício, qual seria a mais importante (caso não tenha sido)?
 - Proteção contra a chuva e insolação
 - Estética
 - Proteção para o aquecimento solar do apartamento ou edifício
7. Você é responsável que os condôminos sejam incluídos despesas com manutenção preventiva, ou seja, um plano de manutenção periódico e não apenas corretiva quando ocorrerem as condições? Não Sim
8. Você é responsável que os condôminos incluam despesas gerais com inspeções periódicas realizadas por um profissional de área, que levantarem possíveis problemas do edifício? Não Sim
9. Caso existissem de manutenção preventiva e inspeções periódicas fossem adotadas pelo condomínio, você estaria disposto a pagar o valor mensal pago por cada condômino para cobrir as despesas?
 - Até 2%
 - De 2% a 5%
 - De 5% a 10%
 - Não estaria disposto a pagar
 - De 10% a 20%
 - De 20% a 30%
 - Acima de 30%
10. Você sabe que o município de Pelotas tem uma Lei que determina e especifica a manutenção das marquises nos edifícios? Sim Não
11. Você sabe que por lei os proprietários são responsáveis pela manutenção e conservação das marquises, quanto a estrutura e não a pintura do edifício? Sim Não
12. Você considera que uma manutenção periódica no seu edifício, em termos de tempo de duração? Sim, durante o mesmo período de tempo Não, durante um longo tempo

(b)

Formulário de Inspeção de Marquises

Em qual rua do perímetro do estado localiza-se a marquise?

<input type="checkbox"/> Rua Dom Pedro II	<input type="checkbox"/> Rua Palmirino Anchieta
<input type="checkbox"/> Rua General Telles	<input type="checkbox"/> Rua XV de Novembro
<input type="checkbox"/> Rua Trindades	<input type="checkbox"/> Rua José de Nove
<input type="checkbox"/> Rua Lobo de Costa	<input type="checkbox"/> Rua General Osório
<input type="checkbox"/> Rua Marechal Floriano	<input type="checkbox"/> Rua Marechal Deodoro da Fonseca
<input type="checkbox"/> Rua Sete de Setembro	<input type="checkbox"/> Praça Coronel Pedro Osório
<input type="checkbox"/> Rua General Neto	<input type="checkbox"/> Travessa General Soares
<input type="checkbox"/> Rua Voluntários da Pátria	

Passou laudo?

Sim Não

Se passou laudo, de qual ano?

<input type="checkbox"/> 2002	<input type="checkbox"/> 2006	<input type="checkbox"/> 2010	<input type="checkbox"/> 2014
<input type="checkbox"/> 2003	<input type="checkbox"/> 2007	<input type="checkbox"/> 2011	<input type="checkbox"/> 2013
<input type="checkbox"/> 2004	<input type="checkbox"/> 2008	<input type="checkbox"/> 2012	<input type="checkbox"/> 2014
<input type="checkbox"/> 2005	<input type="checkbox"/> 2009		

Quais danos observados?

<input type="checkbox"/> Deformações	<input type="checkbox"/> Tintas/Pinturas
<input type="checkbox"/> Amassado estufa	<input type="checkbox"/> Mofo/Algodão/Limo/Vegetação
<input type="checkbox"/> Infiltração/Manchas na pintura	<input type="checkbox"/> Soluções permanentes
<input type="checkbox"/> Deslocamento do revestimento	<input type="checkbox"/> Vestígios de obra de marquises
<input type="checkbox"/> Deslocamento do concreto	
<input type="checkbox"/> Revestimentos externos impróprios/da estrutura e estabilidade de marquises	

Figura 5 - (a) Questionário; (b) Formulário para inspeção.

Etapa 3 - Obtenção dos laudos existentes na Secretaria Municipal de Gestão da Cidade e Mobilidade da Prefeitura Municipal de Pelotas, realização das vistorias, preenchimento dos formulários, registro fotográfico das 191 marquises e aplicação do questionário, que visou obter informações acerca do estado de conservação das marquises, das medidas de incentivo à sua manutenção, bem como, do conhecimento da legislação aplicável. Foram realizadas as entrevistas com proprietários e inquilinos dos imóveis, e, concomitantemente foi feita uma enquete virtual utilizando-se o mesmo questionário.

Etapa 4 – Análise dos dados para identificação das principais manifestações patológicas existentes e da existência de laudo técnico, permitindo assim o conhecimento sobre a atual situação das marquises, a opinião dos moradores e trabalhadores da região, bem como a situação da aplicação da legislação vigente no Município de Pelotas – RS.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A localização das 191 marquises foi a seguinte: 1 na Rua Dom Pedro II; 1 na Rua General Telles; 13 na Rua Tiradentes; 4 na Rua Lobo da Costa, 2 na Praça Coronel Pedro Osório; 2 na Travessa Ismael Soares; 15 na Rua Marechal Floriano Peixoto; 15 na Rua Sete de Setembro; 11 na Rua General Netto; 13 na Rua Voluntários da Pátria; 15 na Rua Padre Anchieta; 20 na Rua XV de Novembro; 16 na Rua Andrade Neves; 38 na Rua General Osório e 25 na Rua Marechal Deodoro da Fonseca.

Por meio dos laudos fornecidos pelo órgão municipal, constatou-se, com a pesquisa de campo, que apenas 7% dessas marquises estavam regularizadas (Figura 6(a)). Dentre estes imóveis, 1 possui o laudo datado do ano de 2002, 1 de 2007, 3 de 2008, 1 de 2009, 2 de 2010, 1 de 2011, 2 de 2012 e 2 de 2013 (Figura 6(b)). Nota-se, portanto, que apenas 5 imóveis estão em dia com as determinações legais.

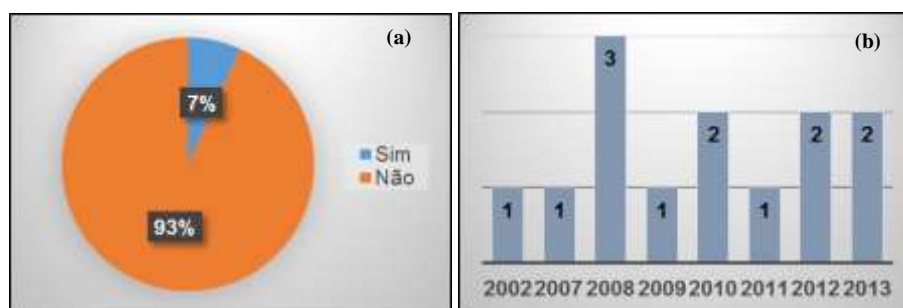


Figura 6 - (a) Marquises que possuem e não possuem laudo; (b) Quantidade de laudos por ano.

Finalizando o formulário de inspeção, foram levantados dados mostrados na Figura 7. Verificou-se que a maioria das marquises possuem problemas com infiltrações e/ou manchas na pintura. Esses danos podem ocorrer tanto por ausência de um sistema de impermeabilização eficaz, bem como pela falta ou mal dimensionamento das instalações de drenagem de águas pluviais. Além disso, é possível, também, que a falta de manutenção desses elementos acabe ocasionando um acúmulo de sujeira e conseqüente obstrução do escoamento de água (Figura 8 e Figura 9).

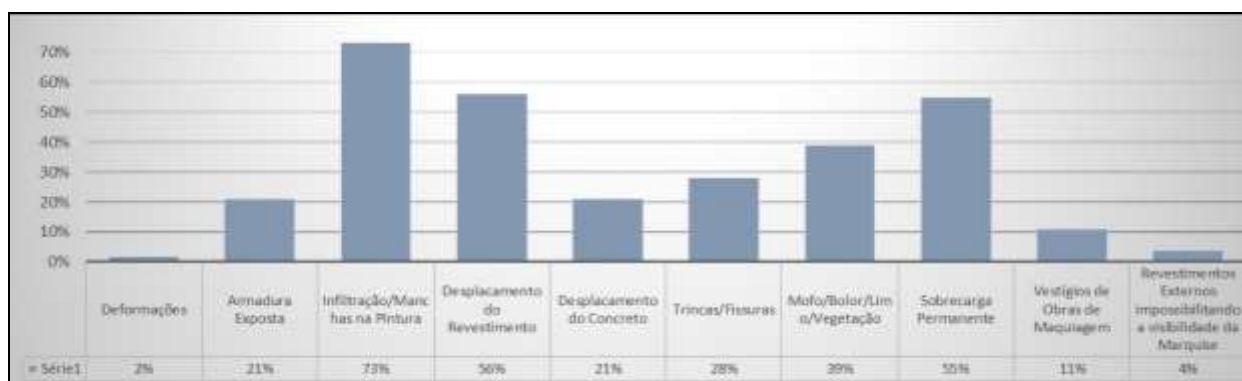


Figura 7 – Ocorrências verificadas nas marquises inspecionadas.

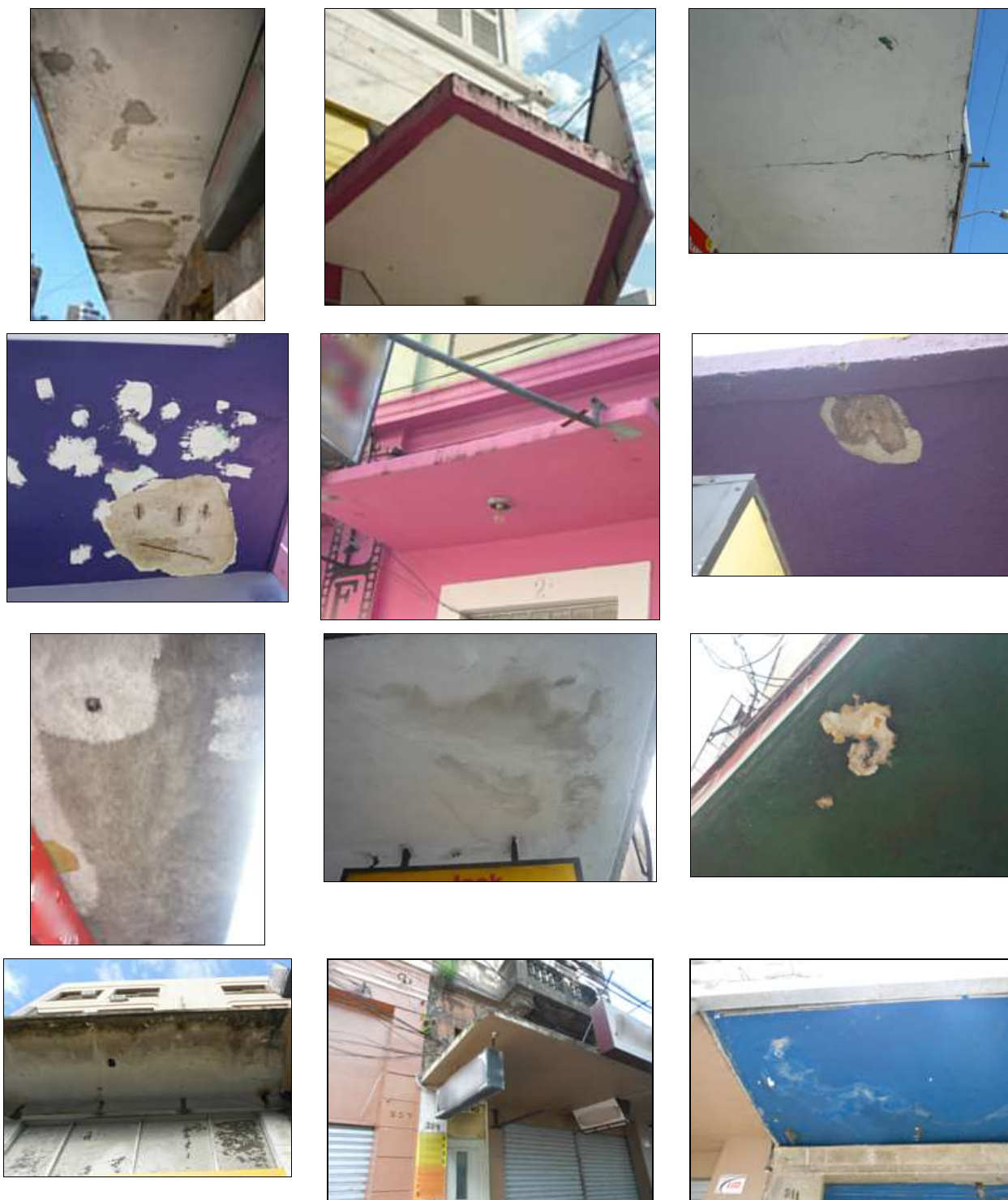


Figura 8 – Registro fotográfico das ocorrências verificadas nas marquises inspeccionadas.

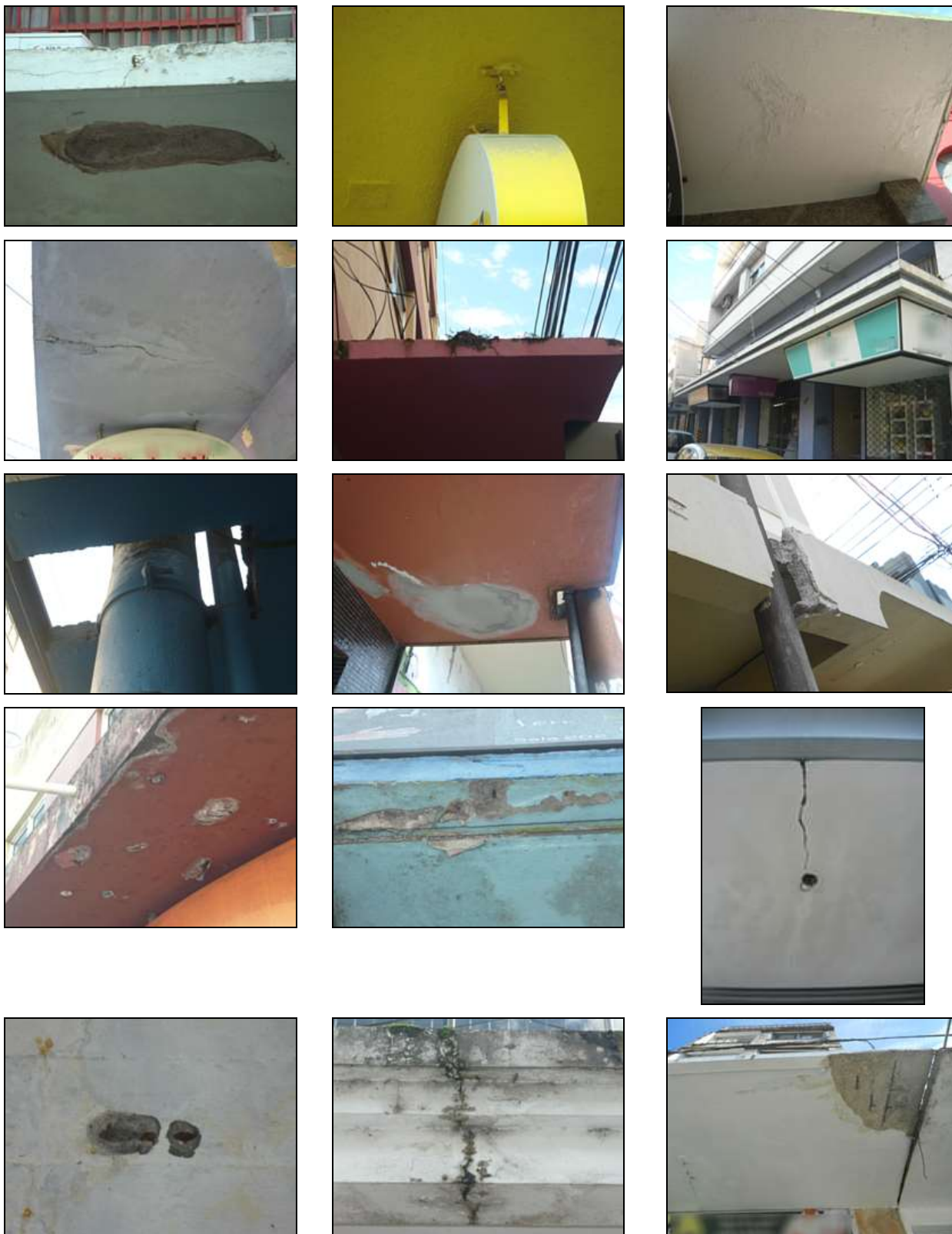


Figura 9 – Registro fotográfico das ocorrências verificadas nas marquises inspeccionadas.

Concluída a etapa de inspeção das marquises, foi aplicado o questionário mostrado na Figura 5. Somando-se a quantidade de enquetes aplicadas (presenciais e virtuais), foram totalizados 69 (sessenta e nove) entrevistados: 65% inquilinos e 35% proprietários.

Dentre os imóveis que exigiam a entrega do manual do proprietário, apenas 9% dos entrevistados o receberam. Percebe-se aqui a falta de conhecimento do que atualmente se denomina “Manual de operação, uso e manutenção das edificações”, nos termos da NBR 14.037 [11]. De fato, a necessidade da entrega desse manual é recente, e como a região em estudo não possui edificações mais novas, os entrevistados, em sua maioria, não haviam recebido o manual ou sequer sabiam da existência dessa obrigatoriedade.

Quanto ao conteúdo do manual do proprietário, dentre aqueles que o receberam, foram levantados os dados mostrados na Figura 10. Observa-se que 76% não sabem do que se tratava o manual que haviam recebido, ficando nítido que há um grande desinteresse por aqueles que deveriam ser interessados pelo conteúdo do material.



Figura 10 – Respostas dos entrevistados quanto ao conteúdo do manual do proprietário.

Quanto à possibilidade de ocorrência de algum problema que traga despesas ou prejudique a utilização do seu edifício ou ainda que ponha em risco ou machuque as pessoas que utilizam o seu edifício os entrevistados consideram mais provável a ocorrência de problemas no sistema elétrico e hidráulico (Figura 11 (a)), provavelmente pelo fato desses dois sistemas requererem uma manutenção mais frequente. Por outro lado, no que tange à estrutura, marquise e telhado, ampla maioria dos entrevistados acredita, que a possibilidade de acarretar despesas com esses elementos seja mínima. Conforme se percebe na Figura 11 (b), a ampla maioria dos entrevistados acredita que é “improvável” ou “pouco provável” a ocorrência de um defeito nesses elementos ocasionar danos ou pôr em risco a saúde das pessoas.

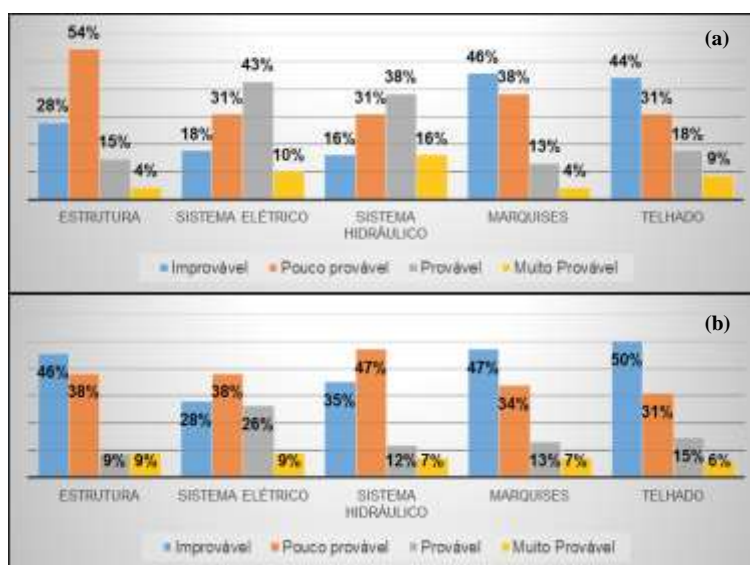


Figura 11 – Respostas dos entrevistados quanto à possibilidade de ocorrer um problema: (a) que traga despesas ou prejudique a utilização do seu edifício; (b) que ponha em risco ou machuque as pessoas que utilizam o seu edifício.

Com relação à função mais importante da marquise de um edifício, 10, 89% dos entrevistados entendem que a principal função seria a de proteção contra a chuva e insolação, 7% consideram que a função primordial das marquises seria a de estética do imóvel e 4% julgam ter outra função.

A Figura 12 mostra que 87% dos entrevistados aprovariam a inclusão de despesas na taxa do condomínio com manutenção preventiva e 91% aprovariam despesas com inspeções periódicas realizadas por um profissional da área.

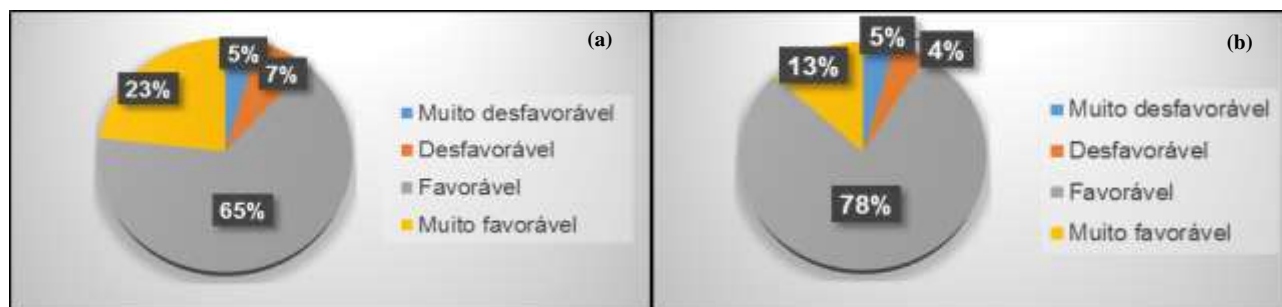


Figura 12 – Respostas dos entrevistados quanto à inclusão de despesas na taxa do condomínio com: (a) Manutenção preventiva; (b) Inspeções periódicas realizadas por um profissional da área.

Se caso medidas de manutenção preventiva e inspeções periódicas fossem adotadas pelo condomínio, as respostas sumarizadas na Figura 13 indicam que aumentos de até 10% no valor da taxa condominial seriam mais aceitáveis para custear estas despesas, e que contrariando as respostas das duas perguntas anteriores, 15% dos entrevistados não aceitariam nenhum aumento do valor da taxa condominial.

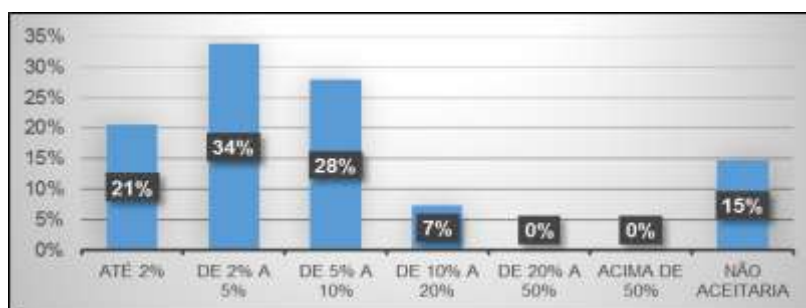


Figura 13 – Respostas dos entrevistados quanto ao aumento do valor da taxa condominial aceitável para custear as despesas com manutenção preventiva e inspeções periódicas.

Quanto ao conhecimento do entrevistado a respeito da Lei n.º 4.369/99 da cidade de Pelotas, a qual estipula critérios para a conservação da estabilidade de marquises, 70% dos entrevistados não sabiam da existência dessa lei e 30% a conheciam. Por outro lado, quando indagados se estavam cientes de que, por Lei, os proprietários são responsáveis pela conservação das marquises e que estão sujeitos a multas e até interdição da edificação caso não cumpram com essa exigência, 58% responderam saber da responsabilidade e 43% informaram não saber. Por fim, quando eram questionados se consideravam que sem manutenções periódicas no seu edifício, o mesmo duraria o mesmo período de tempo, 94% julgaram que a edificação não duraria o mesmo período de tempo, enquanto 6% responderam que seria, sim, possível durar o mesmo período de tempo. Nota-se, portanto, que os entrevistados estão cientes do papel de extrema importância que desempenha a manutenção periódica das edificações, o que tende a indicar um cenário favorável à implementação de um programa de inspeções e manutenção nas edificações.

5. CONCLUSÕES

Verificou-se que a manifestação patológica mais corriqueira nas marquises inspecionadas é a infiltração e/ou manchas na pintura. De fato, não foi possível realizar um estudo minucioso dessas estruturas, por se ter acesso apenas visual à parte superior delas. No entanto, é possível afirmar que essa manifestação patológica ocorre, geralmente, pela ausência de um sistema de impermeabilização eficaz, pela falta ou mal dimensionamento das instalações de drenagem de águas pluviais, ou mesmo pela falta de manutenção do proprietário. Vale destacar, por oportuno, que, por se tratar de uma área de ampla atividade comercial, há grande sobrecarga por meio de placas comerciais fixadas nessas estruturas, muitas vezes de modo irregular ou errôneo. Daí, também, é possível concluir que grande parte das manifestações patológicas, ditas acima, podem ser justificadas pela presença desses elementos comerciais. É que a má alocação dessas placas pode ocasionar o perfuramento do sistema de impermeabilização (se houver), acarretando a percolação da água através desses furos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Além disso, foi verificada a existência de uma Lei Municipal, de n.º 4.369/99, que estabelece critérios para a conservação da estabilidade de marquises. Embora antiga, a lei se mostra de grande valia, pois, determina uma série de medidas que visam, precipuamente, a preservação dessas estruturas. Ocorre que, com a pesquisa de campo, principalmente com os resultados obtidos pelo questionário aplicado e pelos laudos repassados pelo órgão municipal, foi verificado que não há um cumprimento dessa Lei por parte dos responsáveis pelos prédios que possuem as estruturas de marquise. Inclusive, muitos relatavam desconhecer a lei vigente sobre esse assunto. Isso leva a crer, portanto, que não há uma fiscalização por parte dos técnicos da Prefeitura Municipal de Pelotas quanto ao cumprimento ou não da legislação. O amplo desconhecimento dos entrevistados acerca da existência dessa norma, conforme dados apresentados no teor do presente trabalho, pode, perfeitamente, ser justificado pela falta de fiscalização por parte da Prefeitura Municipal. Inclusive, observando as respostas dos entrevistados quanto ao desconhecimento da lei face ao conhecimento da responsabilidade do proprietário pelas condições da marquise de seu edifício, acaba sendo peculiar o fato de ampla maioria responder ter ciência da existência de responsabilidade pessoal quanto aos danos que a má-conservação pode ocasionar, mas, aos mesmo tempo, desconhecer a lei que os obriga a isso.

Por fim, pelo estudo realizado e pela análise das respostas dadas ao questionário aplicado na pesquisa campo, em especial pela aceitação da maioria dos entrevistados pela inclusão de despesas com manutenção preventiva, bem como pela inclusão de despesas com inspeções periódicas realizadas por um profissional da área, é perfeitamente possível concluir que há um cenário favorável para a implementação de políticas de manutenção preventiva nos edifícios da cidade. Com políticas públicas efetivas de fiscalização e prevenção periódicas, seria possível evitar futuros acidentes envolvendo as estruturas de marquise, que, com certeza, pela grande circulação de pedestres na região em estudo, poderiam acarretar em vítimas fatais.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Rizzo, B. E. *Marquises - Uma Abordagem Técnica*. Centro de Estudos e Pesquisa de Desastres do Rio de Janeiro, 2003.
- [2] Rocha, A. M. *Concreto armado, vol.3*. Ed. Nobel, 1987.
- [3] Medeiros, M. H. F.; Grochoski, M. “Marquises: por que algumas caem?”, *Revista Concreto*, 2007, n.º24, vol. 12, p. 63-75.
- [4] Carmo, M. A. *Estudo da deterioração de marquises de concreto armado nas cidades de Uberlândia e Bambuí*. Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2009.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118 - Projeto de Estruturas de concreto - Procedimento*, 2014.
- [6] Souza, V. C.; Ripper, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. Ed. Pini, 1998.
- [7] Pujadas, F. Z. A. “Perigo suspenso: Queda de marquises alerta para o risco de projetos”, *Revista Técnica*, 2006, Suplemento IPT Responde, p.14- 17.
- [8] Jordy, J. C.; Mendes, L. C. *Análise e procedimentos construtivos de estruturas de marquises com propostas de recuperação estrutural*. Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, 2006.
- [9] Braguim, J. R. “Perigo suspenso: Queda de marquises alerta para o risco de projetos”, *Revista Técnica*, 2006, Suplemento IPT Responde, p.14- 17.
- [10] Oliveira, C. *Análise crítica de experiências e discussão de estratégias para implantação de leis de inspeção de elementos de fachadas*. Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande Do Sul, 2013.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 14037 - Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações — Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos*, 2011.



LEVANTAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM UMA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL NA CIDADE DE SANTA MARIA-RS

A. O., RIGÃO

Prof. Me. Eng. Civil
Universidade Federal de Santa Maria
Rio Grande do Sul; Brasil
rigaoa@gmail.com

J. M. D., SOARES

Prof. Dr. Eng. Civil
Universidade Federal de Santa Maria
Rio Grande do Sul; Brasil
jmario337@gmail.com

RESUMO

O estudo de caso foi realizado em parte de uma edificação residencial com idade aproximada de 30 anos na cidade de Santa Maria-RS. Analizou-se as condições dos elementos estruturais da garagem através de uma inspeção visual e levantamento fotográfico onde observou-se presença de corrosão de armaduras, mofo e lixiviação do concreto. Constatou-se que essas patologias estavam relacionadas principalmente à ação da carbonatação no concreto associada ao baixo cobrimento das armaduras, umidade excessiva causada pela deficiência no sistema de impermeabilização das áreas abertas do pavimento térreo e vazamentos de tubulações de esgoto. Como medidas corretivas, foram solicitadas a correção dos vazamentos das tubulações de esgoto, recomposição e correção do sistema de impermeabilização e pisos do pavimento térreo, limpeza enérgica de todos elementos estruturais para retirada de mofo e regiões de concreto mal aderidas, recuperação dos elementos estruturais afetados através do tratamento das armaduras com inibidor de corrosão, bem como compensação das seções de aço perdidas com a colagem de chapas ou barras de aço nessas áreas, grampeamento nos trechos das lajes com presença de fissuras, além de recomposição das seções de vigas com argamassa polimérica estrutural.

Palavras-Chave :Manifestações patológicas, Concreto armado, Edificações.

ABSTRACT

The case study was carried out in part of a residential building with aged approximately 30 years in the city of Santa Maria-RS. It was analysed the conditions of the structural elements of the garage through a visual inspection and photographic survey where there was presence of rebar corrosion, mould and leaching of concrete. It was found that these diseases were related mainly to the action of carbonation in concrete associated with low concrete cover of rebars, excessive moisture caused by a deficiency in the waterproofing system of open areas of the ground floor and leaks from sewage pipes. As corrective measures were required to fix the leaks in sewage pipes, restoration and correction of the waterproofing system and the ground floor, energetic cleansing of all structural elements for removal of mould and regions concrete badly adhered, recovery of the affected structural elements through the treatment of rebar with corrosion inhibitor, as well compensation of the lost steel sections with bonding sheets or steel bars in these areas, stapling in parts of the slabs with the presence of cracks, besides restoration of sections of beams with structural polymer mortar.

Keywords: pathological manifestations, reinforced concrete, Buildings.

1. INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil no Brasil ainda não incorporou a rotina de adotar a manutenção preventiva nas edificações como algo necessário para garantir a funcionalidade e segurança das edificações, uma vez que esse procedimento normalmente requer um investimento inferior se comparado à manutenção corretiva. Nos países desenvolvidos, manter o patrimônio imobiliário em condições é uma questão cultural [1]. No país, é habitual que se realize intervenções nas edificações somente quando essas já apresentam patologias que estejam interferindo na sua



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



segurança e limitando sua utilização. Nos edifícios, as inspeções e manutenções tendem a reduzir acidentes, minimizar a desvalorização do imóvel e proporcionam aos usuários condições adequadas de higiene, segurança e conforto [2].

Saliba Jr.[3] propõe que inspeções em edificações com até 15 anos sejam realizadas a cada 3 anos, já aquelas com idade superior a esta e inferior a 30 anos, a periodicidade deve ser de 2 anos. Para edificações acima de 30 anos de construção, as inspeções necessitam ser anuais. Essa metodologia torna-se adequada, uma vez que a probabilidade de ocorrência de falhas nas edificações tende a ser aumentada conforme o transcorrer do tempo após sua construção.

Sempre que se necessite realizar inspeções e perícias técnicas em uma edificação, é importante que se busque o máximo de informações para subsidiar o estudo, como projeto arquitetônico, estrutural e projetos complementares. Além disso, é possível realizar entrevistas com usuários ou envolvidos que tenham conhecimento de como foi construída e vem sendo utilizada a edificação, pois estes podem informar sobre as ocorrências e procedimentos executivos, de reformas ou modificações não constantes em projetos.

A Norma de Desempenho brasileira NBR 15575:2013 [4] define durabilidade como a capacidade de desempenhar suas funções, ao longo do tempo sob condições de uso e manutenção especificadas no manual de uso, operação e manutenção. A mesma norma destaca que a vida útil é o espaço de tempo o qual o imóvel atende as funções as quais foi projetado de forma satisfatória. Para estruturas o período mínimo para vida útil é de 50 anos, considerando a periodicidade de processos de manutenção.

O concreto como material de construção é instável ao longo do tempo, alterando suas propriedades físicas e químicas em função das características dos seus constituintes e do meio onde está inserido [5]. Os projetistas tem a tendência de concentrar mais interesses nas características relacionadas à resistência do concreto, entretanto devido a uma variedade de fatores, torna-se necessário considerar conceitos relacionados à durabilidade do material [6]. Verifica-se que diversas manifestações patológicas associadas às estruturas de concreto, como a carbonatação, estão relacionadas à deterioração dos constituintes do concreto causados por mecanismos físicos e químicos devido aos agentes existentes no meio onde a estrutura está inserida. Portanto, é de fundamental relevância adotar medidas que possam aumentar sua durabilidade e assegurar a vida útil da estrutura.

A carbonatação ocorre através da reação do gás carbônico atmosférico (CO_2) que, em presença de umidade, forma o ácido carbônico (H_2CO_3). Este reage principalmente com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente na pasta de cimento hidratada do concreto formando carbonato de cálcio (CaCO_3). Em algumas situações, quando se esgota o hidróxido de cálcio para a reação, através de uma reação secundária com a sílica das pozolanas, também é possível a carbonatação dos silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), formando, além de carbonato de cálcio, gel de sílica com poros grandes que facilitam a carbonatação subsequente.

Pesquisadores relatam que a carbonatação ocorre de forma mais efetiva em concretos parcialmente saturados [7] [8], pois a difusão do gás carbônico em meios líquidos é muito lenta. Além disso, a porosidade do concreto é um fator que tem grande influência na velocidade desse processo, pois o carbonato de cálcio promove a colmatação dos poros, reduzindo a difusão do gás carbônico para o interior do concreto. Dessa forma, a velocidade desse processo reduz-se ao longo do tempo.

A carbonatação é um processo que não causa deterioração considerável do concreto como material, porém ao reduzir o pH da pasta na região próxima às armaduras, promove a despassivação destas, favorecendo o processo de corrosão e degradação dos elementos estruturais. O dano causado no concreto pelo processo de corrosão das armaduras manifesta-se principalmente sob a forma de expansão, fissuração e lascamentos da camada de cobrimento do concreto que reveste as armaduras. Além disso, ocorre perda da aderência entre o aço e o concreto e diminuição da seção transversal das armaduras, causada pela redução da área íntegra de aço.

O mecanismo de corrosão é basicamente, um processo eletroquímico [9], conduzindo a formação de óxidos e hidróxidos ferrosos que podem ter um volume até seis vezes maior que o ferro metálico. Esse processo expansivo, promove a fissuração e lascamento do concreto o que expõe mais ainda as armaduras aos agentes agressivos do ambiente.

A forma para inibir o processo de corrosão das armaduras consiste em garantir uma alta alcalinidade na interface entre o concreto e as armaduras e reduzir a entrada de agentes que tenham a capacidade de diminuir o pH desta região. Este processo passa por um maior cobrimento das armaduras, principalmente em estruturas que estão sujeitas a ambientes



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



agressivos, além de reduzir a porosidade da pasta de concreto através de um estudo de traço adequado do concreto utilizado e de cimentos com adições minerais os quais através de reações secundárias podem promover uma maior compacidade à pasta de concreto [8]. Apesar de alguns estudos mostrarem que o uso de adições podem conferir desempenho insatisfatório ao concreto quanto a ação da carbonatação [8].

O ataque por sulfato ao concreto ocorre através do contato do concreto com soluções contendo íons SO_4^{2-} que podem ser provenientes em alguns tipos de solo, águas subterrâneas, efluentes industriais ou domésticos. São diversos os compostos que podem conter esse íon, dentre eles, sulfato de sódio, sulfato de magnésio, sulfato de amônio, sulfato de cálcio e sulfato de potássio[10].

A interação danosa entre esses compostos ácidos e o concreto ocorre basicamente através da reação do hidróxido de cálcio do concreto, formando gipsita e do C-S-H, formando etringita. A reação desses compostos do concreto causa redução de resistência, além de ser uma reação expansiva, causando fissurações, promovendo desagregação do concreto e maior exposição das armaduras o que favorece o processo de corrosão.

Uma maneira para reduzir os efeitos deletérios provocados pelo ataque de sulfatos seria minimizar a porosidade do concreto e reduzir a quantidade de hidróxido de cálcio presente na pasta do cimento hidratado através do uso de cimentos com adições minerais como pozolanas. O adoção de pozolanas é favorável, pois ela reage com o hidróxido de cálcio, reduzindo a quantidade de hidróxido de cálcio disponível para reação com sulfato [11]. Além disso, as reações secundárias, reduzem a porosidade do concreto, minimizando a entrada de compostos sulfurosos.

2. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é de analisar as condições dos elementos estruturais na garagem de uma edificação residencial na cidade de Santa Maria-RS quanto à segurança e conservação dos mesmos, uma vez que verificou-se a ocorrência de corrosão de armaduras, mofo, lixiviação de concreto com formação de depósitos calcários em determinados pontos do teto da referida garagem, bem como sugerir medidas corretivas e preventivas para assegurar a durabilidade e segurança desses elementos.

3. DESCRIÇÃO DO IMÓVEL

O edifício em estudo está localizado na região central da cidade de Santa Maria-RS. Dentre os projetos existentes da edificação, foi obtido acesso ao projeto arquitetônico do imóvel, aprovado em 1984 junto à Prefeitura Municipal. Portanto, o referido edifício tem uma idade em torno de 30 anos.

A edificação é composta de pavimento térreo e três pavimentos tipo, totalizando 33 apartamentos, além do subsolo, onde está localizada a garagem, objeto de estudo. O sistema estrutural utilizado no prédio foi de concreto armado, sendo que as lajes do forro da garagem são do tipo laje maciça armada. Todos os elementos estruturais do subsolo são do tipo concreto aparente com apenas pintura tipo PVA, como forma de proteção dos mesmos. Pela idade do edifício, a norma adotada para o dimensionamento das estruturas em concreto armado foi a NBR 6118:1980 [12] a qual era menos exigente na definição de parâmetros quanto à durabilidade e aceitação das estruturas em concreto armado.

4. ANÁLISES E PROCEDIMENTOS ADOTADOS

Realizou-se uma vistoria no subsolo do edifício, onde foram analisados todos os elementos da supra-estrutura deste local. Foi feita uma inspeção visual em todas as lajes, vigas do teto e pilares da garagem a fim de listar as manifestações patológicas existentes, bem como identificar a origem dessas, para recomendar medidas corretivas.

Para a realização da vistoria, a área da garagem foi dividida em 19 regiões, conforme fosse observada presença de alguma anomalia, foi realizado um levantamento fotográfico das manifestações patológicas, identificadas em croqui a região de ocorrência aproximada das mesmas (Figura 1), bem como anotação das possíveis causas associadas. Devido ao considerável tempo de construção do imóvel e ao fato de não mais localizar o incorporador que realizou o empreendimento, não foi possível obter os projetos dos elementos estruturais do subsolo, bem como os demais projetos complementares do edifício.

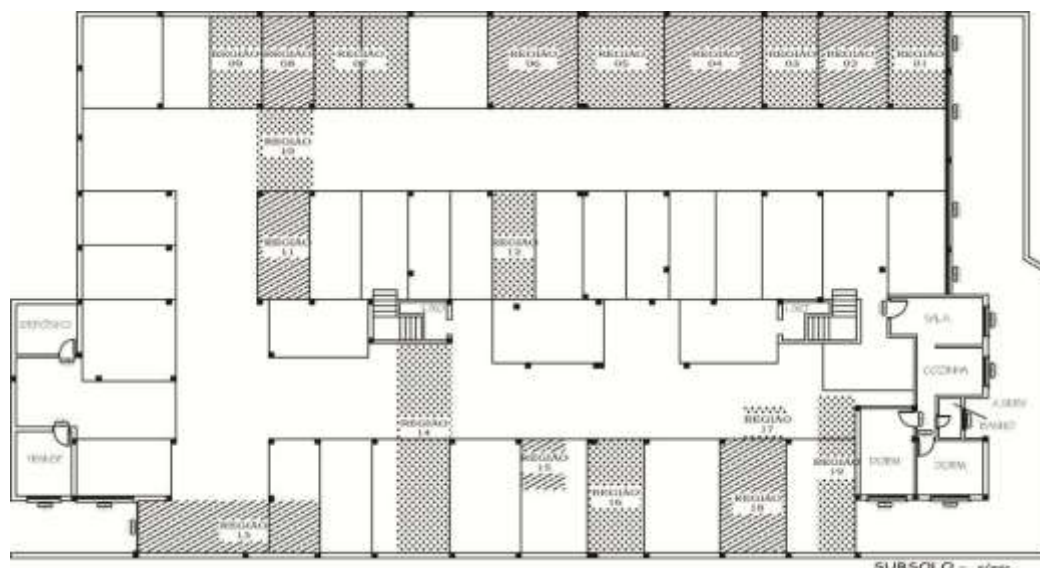


Figura 1: Croqui com a marcação das regiões com presença de manifestações patológicas

Portanto, a elaboração do croqui foi implementada a partir do projeto arquitetônico atualizado através do levantamento realizado no local, com as devidas correções de dimensões e pequenas alterações verificadas não constantes no projeto arquitetônico original. Ao realizar um questionamento com a síndica acerca de possíveis alterações que tenham sido realizadas, esta relatou apenas reformas e modificações nos apartamentos os quais não têm influência direta nas patologias encontradas na garagem do prédio.

4.1 Descrição geral das manifestações patológicas encontradas

A NBR 6118:1980 [12] descrevia no seu item 6.3.3.1 que para o caso de estruturas em concreto aparente no interior de edifícios o cobrimento mínimo das armaduras deveria ser de 20 mm, independente do meio o qual a estrutura estava inserida. Por outro lado, a norma NBR 6118:2014 [13], em vigor, mostra uma maior preocupação com a durabilidade das estruturas. Esta define um cobrimento mínimo de acordo com a classe de agressividade ambiental, sendo que o menor cobrimento aceitável para ambientes com classe de agressividade ambiental II – região urbana - (CAA II) é de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares.

Foi observado, em vistoria, que o cobrimento nas armaduras foi deficitário, principalmente em algumas lajes e vigas, inferior ao limite de 20 mm definido pela NBR 6118:1980 [12]. Esse fato, aliado ao ambiente ser destinado à garagem com pouca circulação de ar e ter elevada concentração de gás carbônico, favorece à ação da carbonatação no concreto, promovendo a oxidação das armadura e deslocamento do concreto (Figura 2).



Figura 2: Corrosão de armadura com presença de deslocamento

Por existir uma pintura PVA em todos os elementos do subsolo, embora tenha baixa resistência a intempéries, é possível afirmar que esta vem auxiliando, de certa forma, na proteção das armaduras, reduzindo a velocidade da entrada dos gases no concreto e outros agentes agressores. Foi verificado ainda que existem diversos locais no teto da garagem onde há gotejamentos, causado pela deficiência do sistema de impermeabilização das áreas descobertas do térreo. Sendo que, devido à constante passagem de água através do concreto, houve um processo de lixiviação com aparecimento de

concreções calcárias de carbonato de cálcio no teto e piso (Figura 3), que além de trazer um aspecto visual desagradável, colaboram para acelerar o processo de deterioração do concreto, através do aumento da porosidade e diminuição da resistência do mesmo naquelas regiões.



Figura 3: Aparecimento de concreções calcárias devido a perda de pasta do concreto

Devido à presença constante de umidade próximas às fissuras do concreto e no ambiente da garagem como um todo, auxiliada pela escassa circulação de ar nessas áreas, verificou-se a proliferação de mofo em diversos locais (Figura 4). Esse e outros organismos associados, liberam ácidos orgânicos que contribuem para a agressividade às armaduras das estruturas e, conseqüentemente, na diminuição da resistência do concreto.



Figura 4: Local com presença de bolores

Nas regiões de existência de tubo de queda de esgoto, observou-se vazamentos que, além de produzir aspecto visual desagradável, promovem a deterioração dos elementos estruturais nas proximidades desses, devido, principalmente, à formação de bolores e ao ataque dos efluentes desses condutores, favorecendo a oxidação das armaduras e deslocamento do concreto (Figura 5).



Figura 5: Vazamento em tubo de queda causando deterioração do concreto e armaduras

Verificou-se ainda, na junta de dilatação estrutural do prédio, a passagem de água devido à inexistência ou fadiga do material selante, causando degradação do concreto das vigas adjacentes a essa região. Além disso, as juntas de dilatação possuíam deposição de matéria orgânica oriunda principalmente de restos de fôrmas da época da construção, que junto com a constante umidade promoveu substrato adequado para desenvolvimento de musgos e líquens. Foi constatado áreas de corrosão de armaduras em alguns locais na face inferior das vigas, havendo exposição de armaduras longitudinais e transversais (Figura 6). Pelo fato de existir pouco espaço entre os elementos na junta de dilatação, não foi possível verificar o estado de conservação das faces das vigas voltadas para essa região.



Figura 6: Presença de umidade na junta de dilatação com deterioração do concreto e oxidação das armaduras da viga

4.2 Procedimento a adotar

Antes de se executar os trabalhos de recuperação nas estruturas degradadas, foi proposto a recomposição do sistema de impermeabilização das áreas abertas do térreo que traziam vazamentos para o subsolo. Além da correção dos vazamentos causados pelos tubos de queda e recuperação da junta de dilatação estrutural do prédio.

Para a recuperação do sistema de impermeabilização foi sugerida a retirada do revestimento cerâmico e camada de impermeabilização degradada. Realizado o nivelamento do piso, deixando caimento das lajes em direção aos ralos com inclinação de pelo menos 1%, antes de colocação de um novo substrato impermeável. Devido ao gradiente térmico diário nessas áreas, sugeriu-se a adoção de sistema de impermeabilização flexível do tipo manta asfáltica assentado sobre uma camada de argamassa com adição de aditivo impermeabilizante como proteção antes da execução de novo revestimento cerâmico.

A espessura do novo revestimento (manta/argamassa/cerâmica), aconselha-se ser a menor possível, como forma de reduzir ao máximo a sobrecarga sobre as lajes do subsolo. Como rotina de preparação das superfícies para o serviço de recuperação, todas as lajes e vigas devem ser lavadas com equipamento de alta pressão e escovação enérgica para retirada de sujidades, mofos e resíduos mal aderidos.

Nas regiões de lajes com presença de fissuras, essas devem apicoadas em formato de "V" na profundidade de 15 mm e retirada as concreções calcáreas que ainda estejam aderidas. As armaduras que apresentarem processo de corrosão devem ser escovadas para retirar as camadas de óxidos de ferro, receber pintura com inibidor de corrosão e preenchidas com resina epóxi. Como forma de recuperar a monolitidade das lajes, as fissuras devem ser costuradas com o uso de grampos (Figura 7).

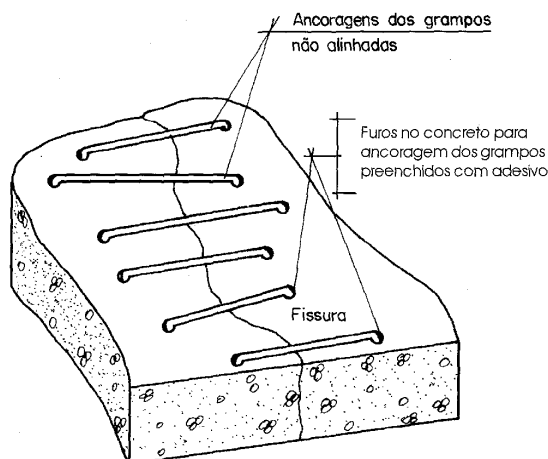


Figura 7: Utilização de grampos na laje [5]

O grampeamento das fissuras das lajes deve ser executado utilizando barras de aço 6,3 mm CA-50 em formato de U com dimensão aproximada de 30 centímetros, sendo ancorada pelo menos 70 mm na laje através de resina epóxi. Sugeriu-se ainda a utilização de adesivo em toda a superfície de contato entre os grampos e lajes para melhor solidarização do conjunto. Salienta-se que os grampos devem ser dispostos de forma não alinhada para evitar uma linha preferencial de tensões de tração, evitando a formação de nova fissura na extremidade dos grampos.

No caso de vigas que apresentavam deslocamento de concreto e corrosão de armaduras, a solução recomendada foi a retirada da porção de concreto mal aderida, lixamento ou escovação das armaduras deterioradas, retirando a camada de óxido, além de realização de pintura com inibidor de corrosão.

A partir da seção íntegra remanescente de aço, foi estimada a área perdida pela corrosão das armaduras. Em regiões com pouca área de aço longitudinal perdida ou corrosão localizada, foi adotada a utilização de barras longitudinais ancoradas em regiões íntegras de concreto, seguindo o mesmo procedimento para grampeamento das lajes. Já locais com maior perda de área de aço, adotou-se a compensação da área de aço perdida utilizando chapas de aço ASTM A-36 de dimensões equivalente a compensação de aço necessária e comprimento suficiente para ancoragem nas regiões íntegras das vigas. A ancoragem proposta para essas barras e chapas foi através de resina epóxi e após proteção com inibidor de corrosão.

Para recuperação de armaduras dos estribos em vigas, a proposta consistiu em realizar a compensação da área de aço perdida através de estribos abertos, conforme metodologia apresentada por Souza [5], dispostos entre os estribos já existentes ancorados na laje pelo menos 10 centímetros com uso de adesivo epóxi (Figura 8).

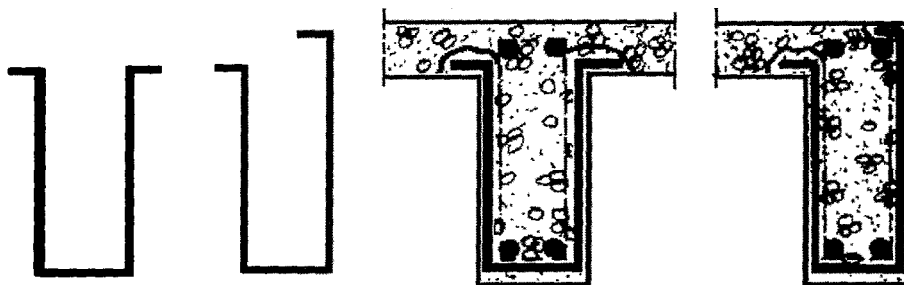


Figura 8: Execução de estribos abertos [5].

A recomposição das seções, após a etapa de retirada dos trechos de concreto degradado e compensação das áreas perdidas de aço nas vigas e lajes, será feita com a utilização de argamassa estrutural polimérica com pelo menos 10 mm de espessura ou graute industrializado, dependendo da espessura a ser recomposta. É sabido que o custo desses tipos de materiais é superior à argamassa estrutural convencional. Entretanto, possuem componentes nas dosagens que minimizam a retração e porosidade, conferindo melhor durabilidade em trabalhos de recuperação estrutural.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONCLUSÕES

Realizou-se um mapeamento das manifestações patológicas existentes em todos elementos estruturais da garagem da edificação em estudo. Verificou-se áreas com infiltrações e vazamentos advindos do térreo e tubulações de esgoto, presença de mofo e lixiviação do concreto com formações de concreções calcáreas, além de deslocamentos de concreto com visível oxidação de armaduras e comprometimento da seção resistente e baixa cobertura das armaduras.

A causa das patologias observadas estavam principalmente associadas à falta de manutenção preventiva do prédio, além de ataque por carbonatação devido ao ambiente e ácidos orgânicos liberados por organismos presentes principalmente no mofo, agravados em alguns pontos pelo baixo cobrimento das armaduras.

Os procedimentos imediatos sugeridos para correção das patologias apontadas foram a recuperação das lajes do térreo, refazendo a impermeabilização das mesmas e reparo das juntas de dilatação estruturais, além do conserto dos vazamentos nos tubos de queda para cessar as infiltrações e gotejamentos que ocorriam na garagem.

A recuperação dos elementos estruturais através da retirada dos trechos de concreto degradado, compensação da área de armadura perdida e recomposição das seções perdidas através de argamassa estrutural polimérica ou graute industrializado reconstituirá a segurança e durabilidade da estrutura.

6. BIBLIOGRAFIAS

- [1] Neves D. R. R.; Branco, L. A. M. N., “Estratégia de inspeção predial”, Construindo, Belo Horizonte, Jul/Dez 2009, v.1, n°2, pp. 12-19.
- [2] Prado, R. M. T. “Inspeção predial”, Monografia (Especialização em Engenharia de Avaliações), Faculdade de Engenharia de Minas Gerais, FEAMIG, Belo Horizonte, 2007, 14 p.
- [3] Saliba Jr. C. C., “Inspeção predial”, Revista Obras OnLine, Belo Horizonte, Fev. 2007, ano 3, n°36, pp. 16-17.
- [4] NBR 15575 - *Edificações habitacionais - Desempenho Parte 1: Requisitos Gerais* - Rio de Janeiro, 2013, 71 p.
- [5] Souza, V. C. M. S.; Ripper, T. “Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto”, ed. PINI, São Paulo, 1998, 255 p..
- [6] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. “Concreto: estrutura, propriedades e materiais”, São Paulo: PINI, 1997, 573 p.
- [7] Souza, K. N. de. “Estudo experimental e probabilístico da vida útil de estruturas de concreto armado situados em ambiente marinho: Influência do grau de saturação do concreto sobre a difusividade de cloretos”, Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), Universidade de Rio Grande, FURG, Rio Grande, 2005, 190 p.
- [8] Vagheti, M. A. O. “Estudo da corrosão do aço, induzida por carbonatação, em concretos com adições minerais”, Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2005, 264p.
- [9] Figueiredo, E. J. P.; Meira, G. R., “Corrosión de armadura de estructuras de hormigón”, Boletín Técnico, *ALCONPAT int.*, México, Mar. 2013, 30 p.
- [10] Santos, M. R. G. dos “Deterioração das estruturas de concreto armado - Estudo de caso”, Monografia (Especialização em Construção Civil), Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, 2012, 109p.
- [11] Neville, A. M. “Propriedades do concreto”, 5. ed., Porto Alegre: Bookman, 2016, 888 p.
- [12] NBR 6118 - *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento* - Rio de Janeiro, 1980, 53 p.
- [13] NBR 6118 - *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento* - Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [14] Cirino, M. A. G. *et al*, “Avaliações de manifestações patológicas do departamento de morfologia da faculdade de medicina da UFC”, CINPAR 2015 (Congresso Internacional sobre Patologia e Recuperação de Estruturas), São Leopoldo, 2015, 12 p.



LEVANTAMENTO DE PATOLOGIA CAUSADA POR UMIDADE EM UMA EDIFICAÇÃO NA CIDADE DE PALMAS - TO

L. ANDRADE

Graduando
Faculdade Católica do Tocantins
Tocantins; Brasil
lidi_af@hotmail.com

F. FERNANDES

Professor Universitário
Faculdade Católica do Tocantins
Tocantins; Brasil
fernando.fernandes@catolica-to.edu.br

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo analisar manifestações patológicas causadas pela umidade em uma edificação na cidade de Palmas - TO, que é um dos maiores problemas enfrentados durante a vida útil da edificação, e tendo em vista que a patologia é prejudicial à edificação, foram apontadas algumas possibilidades para a diminuição da mesma. Realizou-se pesquisa bibliográfica e registro de imagens feitas in loco, onde ocorre a patologia. Após a pesquisa foi possível levantar os locais de ocorrência, as manifestações patológicas decorrentes da umidade nestes locais, classificá-las e dar as devidas soluções. A patologia causada pela umidade é de difícil controle, pois requer a localização dos pontos onde estão ocorrendo possíveis vazamentos nas tubulações hidrossanitárias, identificação de fissuras e locais que podem estar contribuindo para infiltração da água na edificação. O melhor controle é prevenir, que ocorre ainda em projeto, com um bom dimensionamento das tubulações, utilização de material de qualidade e mão de obra especializada.

Palavras-chave: Patologia, Umidade, Edificação.

ABSTRACT

This work aims to analyze pathological manifestations caused by moisture in a building in the city of Palmas - TO, which is one of the biggest problems faced during the life of the building, and considering that the disease is harmful to the building, they were pointed some possibilities to decrease the same. We conducted a literature search and registration of images taken on the spot, where the disease occurs. After research it was possible to the places of occurrence, pathological manifestations due to moisture in these places, rank them and provide appropriate solutions. The pathology caused by moisture is difficult to control because it requires the location of the points where they are taking place possible leaks in pipes water/sanitary, identification of cracks and sites that can be contributing to water infiltration in the building. The best control is prevention, which occurs in design, with a good design of pipes, use of quality materials and skilled labor.

Keywords: Pathology, humidity, Building.

1 INTRODUÇÃO

O termo patologia, conforme Silva (2006) divide-se claramente em duas ciências destinadas a prevenir soluções de problemas em edificações:

- a) Patologia das Construções: Que estuda origens, causas, mecanismos de ocorrência bem como manifestações e consequências quando uma edificação não demonstra mais desempenho estabelecido.
- b) Terapia das Construções: Estudos que tratam da correção dos problemas detectados.

KLEIN (1999) define umidade, no âmbito da engenharia como a “qualidade ou estado úmido ou ligeiramente molhado”.

Para PEREZ (1985), a umidade nas construções representa um dos problemas mais difíceis de serem corrigidos dentro da construção civil.

Uma das maneiras de evitar a ocorrência de patologia causada pela umidade é um bom dimensionamento das instalações hidráulico-sanitárias e também utilização de material de boa qualidade. Ou seja, a prevenção desse tipo de patologia ainda ocorre em projeto.

Segundo VERÇOZA (1991) a umidade não é apenas uma causa de patologia, ela age também como um meio necessário para que grande parte da patologia em construções ocorra. Ela é fator essencial para o aparecimento de eflorescências, ferrugens, mofo, bolores, perda de pinturas, de rebocos e até a causa de acidentes estruturais. Ainda identificou as origens das umidades nas construções, que podem ser trazidas durante a construção; trazidas por capilaridade; trazidas por chuva; resultantes de vazamentos em redes hidráulicas; condensação.

1.1 Objetivo Geral

Identificar manifestações patológicas causadas pela umidade em uma edificação na cidade de Palmas-TO.

1.1.2 Objetivos Específicos

- I. Realizar pesquisa “in loco”;
- II. Registro de imagens dos locais com manifestações patológicas;
- III. Estudo Bibliográfico;
- IV. Propor alternativas para correção.

2 IDENTIFICAÇÃO DAS PATOLOGIAS

2.1 Destacamento de Revestimento

Esse tipo de patologia pode ser causado por diversos fatores, inclusive variação higrotérmica. Na edificação em estudo, onde existia revestimento cerâmico, apareceram manchas e bolores (figura 1 (a)). A variação de umidade na fachada ainda afetou a parte interna, com destacamento da pintura (figura 1 (b)).

Para Perez (1988) é importante conhecer o micro clima no qual a edificação está inserida. Devido ao modo e à intensidade que a chuva atua em cada uma das fachadas, estas devem ser projetadas de modo diferentes, sendo as mais afetadas pela ação da chuva com maior estanqueidade.

De acordo com Fontenelle (2004) os destacamentos são caracterizados pela perda de aderência das placas cerâmicas do substrato, ou da argamassa colante, quando as tensões surgidas no revestimento cerâmico ultrapassam a capacidade de aderência das ligações entre a placa cerâmica e argamassa colante e/ou emboço.



Foto: Lidiane Andrade

Figura 1 (a)- Formação de bolor na fachada e Figura 1 (b)- Destacamento de revestimento interno.

2.1.1 Alternativas para Correção

- Retirar todo o revestimento cerâmico, podendo-se chegar até ao emboço;
- Impermeabilizar a fachada com material impermeabilizante para fechar os poros impedindo a circulação da água, como: resinas de silicones, resinas de siloxanos e pinturas acrílicas;
- Reaplicar o revestimento cerâmico.

2.2 Vazamentos de Instalações Hidráulicas

A edificação por ter mais de vinte anos, possui vários pontos de infiltração provenientes de instalações hidráulicas. Foram identificados inúmeros pontos de manchas de água no forro (figura 2 (a)), bolsões de acúmulo de água (figura 2(b)) e destacamento de revestimento, (figura 2 (c)).



Foto: Lidiane Andrade

Figura 2 (a)- mancha d'água; Figura 2 (b)- bolsão de acúmulo de água e Figura 2 (c)- Destacamento de revestimento.
a)

2.2.1 Alternativas para Correção

- Para corrigir esse tipo de problema é preciso primeiramente identificar os pontos das instalações hidrossanitárias que estão ocorrendo vazamentos;
- Identificar o motivo do problema e estudar métodos para solucioná-lo;
- Reparar o local com a patologia. Esse tipo de reparo é muito trabalhoso e de difícil manutenção, pois se a instalação for interna será preciso cortar os pontos atingidos para recuperar.

2.3 Fissuras

De acordo com a revista Técnica 36 (1998), as fissuras podem ser consequências de diversos problemas, podendo ser diferenciadas entre as causadas por movimentações higroscópicas, movimentações térmicas, as causadas pela atuação de sobrecargas, por recalques das fundações e as causadas por retração de produtos à base de cimento.

As figuras abaixo demonstram várias fissuras na edificação em estudo. Algumas com manchas de água (figura 3 (a) e figura 3 (b)), que indicam infiltração no forro, percorrendo toda a fissura vertical na parede. Algumas fissuras foram preenchidas com argamassa (figura 3 (b)).

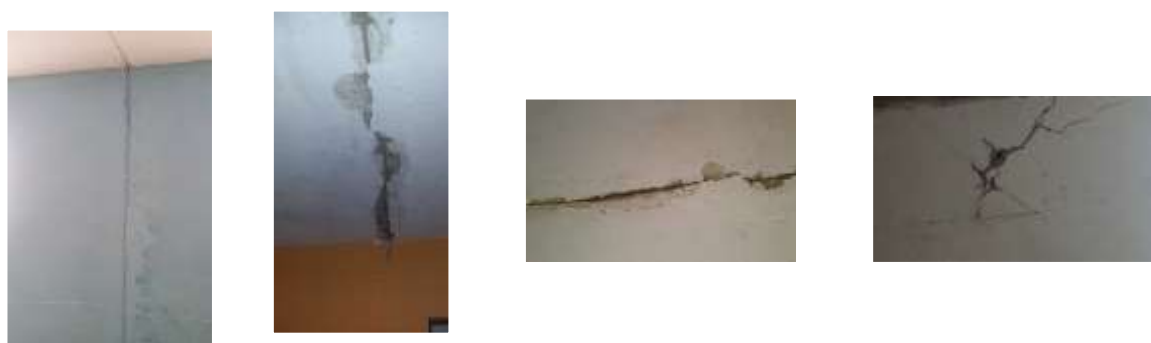


Foto: Lidiane Andrade

Figura 3 (a)- Fissura no forro e parede; Figura 3 (b)- Preenchimento de fissuras; Figura 3 (c)- Fissura no forro e Figura 4 (d)- Fissura radial na parede.

Segundo Júnior (1997) do ponto de vista da recuperação é sempre recomendável considerar as fissuras como ativas, pois mesmo corrigindo as causas que lhes deram origem, pequenas mudanças em sua abertura continuam a ocorrer em função das variações térmicas e higroscópicas da alvenaria e do próprio revestimento.

2.3.1 Alternativas para Correção

Thomaz (1989) recomenda:

- O uso da tela metálica, para auxiliar a argamassa. Apesar das origens das fissuras serem diversas, geralmente elas são recuperadas do mesmo modo, que inclui a abertura das mesmas;
- Verificação de vazamentos em tubulações hidráulicas próximo ao local. A abertura deve ser limpa com material que estanqueie o revestimento em volta da mesma, deve-se esperar a secagem total da região;
- Aplicar argamassa flexível, recuperando o local e prevenindo problemas semelhantes.

2.4 Monitoramento de Fissuras

A edificação em estudo possui várias fissuras. Foram escolhidas duas. A primeira com abertura de 3 mm (três milímetros) e a segunda com 1 mm (um milímetro). O local foi sinalizado e preenchido com massa de gesso. O monitoramento foi realizado durante cinco dias.

No quinto dia de verificação observou-se que a primeira fissura abriu "1x3 mm", já a segunda fissura não houve alteração. Através desse monitoramento observou-se quais as fissuras estão ativas ou passivas. Recomenda-se considerar as fissuras passivas como ativas, sempre monitorando alterações.

2.5 Surgimentos de Eflorescências e Bolores

Segundo UEMOTO (1988), o termo eflorescência tem como significado a formação de depósito salino na superfície de alvenarias, isto sendo resultado da exposição de intempéries. Afirma ainda que, quimicamente, eflorescência é constituída por sais de metais alcalinos (sódio e potássio) e alcalino-terrosos (cálcio e magnésio), solúveis ou parcialmente solúveis em água. Diante disso, pela água da chuva ou do solo, o elemento irá estar saturado e os sais serão dissolvidos. Depois a solução migra para a superfície e, por evaporação, a água sai, deixando, na base do elemento, um depósito salino (figura 5(a) e figura 5(b)).



Foto: Lidiane Andrade

Figura 5 (a) e Figura 5 (b)- Bolores e Eflorescências.

2.5.1 Alternativas para Correção

Conforme UEMOTO (1988), caso a eflorescência ocorra em alvenaria externa de edificação recém-terminada, ela geralmente irá desaparecer sozinha.

Isto porque ainda estão ocorrendo reações e também devido ao fato desta patologia possuir solubilidade em água, sumindo após a ação de chuvas. O que se deve fazer na maioria dos casos é:

- Usar uma escova de aço para limpar o local, lavando com bastante água abundante. O tratamento de bolores, em casos mais graves, para se retirar o mofo das paredes:
- Devem-se verificar vazamentos ou infiltrações.
- Se não houver infiltrações é preciso retirar apenas a camada de pintura e passar produto impermeabilizante;
- Em lugares com surgência de mofos é preciso lavar o local e tratá-lo com produtos desinfetantes, impedindo a proliferação desses fungos.

2.6 Umidade nas Áreas Molhadas

As umidades em áreas molhadas surgem quando a água penetra no revestimento e infiltra na estrutura. Isso devido a respingos de água e também vazamentos de tubulações hidrossanitárias (figura 6).



Foto: Lidiane Andrade

Figura 6- Umidade em área molhada – Banheiro (W.C)

2.6.1 Alternativas para correção

- Identificação dos vazamentos e reparação. Ainda em projeto deve-se planejar a implantação de materiais impermeabilizantes, como mantas, por exemplo, antes do revestimento cerâmico.

2.7 Calhas e telhados

Conforme VERÇOZA (1991) são bastante comuns os vazamentos em calhas, condutores, algerozes e outros aparelhos que são utilizados com a finalidade de se coletar a água vinda de chuvas. Estes vazamentos são manifestados através de manchas nos forros ou paredões que lhe ficam abaixo, assim como por goteiras. Nos telhados de telhas de fibrocimento são frequentes os vazamentos por fissuras nas peças (figura 7). Aconselha-se então a trocar a telha danificada. Outro problema são os parafusos mal colocados e/ou má vedação dos furos de passagem, uma falha de projeto/execução deste tipo implica na substituição da peça.



Foto: Lidiane Andrade

Figura 7- Cobertura (telhas de fibrocimento) e sistema de calhas



2.7.1 Alternativas para correção

No caso da edificação em estudo verifica-se que o telhado está quase que passando da calha e também falta o tubo de captação da água proveniente do material drenante (figura 7). Existem pedaços de madeira que obstruem a passagem resultando em um acúmulo de água. A mesma tende a procurar caminhos, infiltrando no próprio telhado e material de vedação (paredes) e forro.

Para solucionar esse caso será preciso:

- Retirar telhas trincadas e quebradas. Parafusar, retirar materiais que obstruem a passagem de água, colocar tubo de captação de água na calha. Verificar se a seção da calha suporta a vazão.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A patologia causada pela umidade é de difícil controle, pois requer a localização dos pontos onde estão ocorrendo possíveis vazamentos nas tubulações hidrossanitárias, identificação de fissuras e locais que podem estar contribuindo para infiltração da água na edificação. O melhor controle é prevenir, que ocorre ainda em projeto, com um bom dimensionamento das tubulações, utilização de material de qualidade e mão de obra especializada.

As fissuras tornam-se caminhos para a água infiltrada percorrer, deteriorando os materiais que compõe a estrutura da edificação.

A umidade nos materiais construtivos origina e abre caminhos para outro tipo de patologia na edificação. É preciso prevenir e aplicar ações corretivas evitando assim desconforto para as pessoas que convivem ou transitam no local.

4 REFERÊNCIAS

- [1] SILVA, Fabrício Nunes da. “*Caracterização das manifestações patológicas presentes em fachadas de edificações multipavimentadas da cidade de Ijuí/RS*”. 2006. 122 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil)-Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2006.
- [2] KLEIN, D. L. “*Apostila do Curso de Patologia das Construções*”. Porto Alegre, 1999 - 10º Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias.
- [3] PEREZ, A. R. “*Umidade nas Edificações: recomendações para a prevenção de penetração de água pelas fachadas*”. Tecnologia de Edificações, São Paulo. Pini, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Coletânea de trabalhos da Div. de Edificações do IPT. 1988. p.571-78.
- [4] VERÇOZA, E. J. “*Patologia das Edificações*”. Porto Alegre, Editora Sagra, 1991. 172p.
- [5] FONTENELLE, A. M. et al. “*Revestimento cerâmico em fachadas - estudo das causas das patologias*”. Comunidade da Construção – Fortaleza, 2004.
- [6] REVISTA TÉCNICA. “*As causas de fissuras, parte I*”. pág. 44. - Ed. Pini - Edição nº 36. 1998.
- [7] JÚNIOR, A. C. L. “*Sistemas de recuperação de fissuras da alvenaria de vedação: avaliação da capacidade de deformação*”. São Paulo, 1997. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [8] THOMAZ, E. “*Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação*”. São Paulo: Pini, EPUSP, IPT, 1989.
- [9] UEMOTO, K. L. “*Patologia: Danos causados por eflorescência*”. Tecnologia de Edificações, São Paulo. Pini, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Coletânea de trabalhos da Div. de Edificações do IPT. 1988. p.561-64.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

LEVANTAMENTO E ANÁLISE QUALITATIVA DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DAS FACHADAS DO PALACETE BOLONHA

D. COSTA

Graduanda de Engenharia Civil
UFPA
Pará, Brasil
danielaa.baia07@gmail.com

L. CORDEIRO

Prof. Dra. FEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
lucianapc@ufpa.br

B. PANTOJA

Graduanda de Engenharia Civil
UFPA
Pará, Brasil
beatrizpantoja20@hotmail.com

M. MEDEIROS

Graduando de Engenharia Civil
UFPA
Pará, Brasil
matheus_96h@hotmail.com

RESUMO

O Palacete Bolonha, construído em 1905, é um dos prédios históricos e turísticos de Belém. O estilo arquitetônico característico deste período era o Ecletismo, provindo de uma combinação de elementos da arquitetura, constatando desta forma, a preocupação exacerbada com a estética. Entretanto, construções desta época possuem certa carência de manutenção e, avaliando especificamente as fachadas do Palacete, as ações do tempo somadas às agressões externas, prejudicam a valorização estética e econômica da edificação. A pesquisa visa o levantamento e análise qualitativa das manifestações patológicas da fachada do Palacete Bolonha. Apresenta-se na metodologia, um estudo de caso com registros fotográficos, e realizaram-se as seguintes etapas: investigação de documentação, inspeções visuais, mapeamento das áreas mais degradadas através das projeções das fachadas, estudo do microclima, identificação dos tipos de patologia, e análise detalhada dos dados. Através dos resultados obtidos, concluiu-se que as fissuras foram as principais manifestações patológicas encontradas e que, o clima da região caracterizado pelas altas temperaturas, grande volume de chuvas, alta incidência solar e umidade, colaboram para a ocorrência de anomalias como manchas e vegetação parasitária. Este trabalho apresenta uma documentação que possa auxiliar em uma possível solução de intervenção, tendo em vista sua importância cultural, turística e histórica para a capital que, em 2016, completa 400 anos.

Palavras-chaves: Belém; prédio histórico; Palacete Bolonha; fachada; patologia.

ABSTRACT

Bologna Palace, built in 1905, is one of the tourist and historical buildings of Belem. The typical architectural style of this period was the Eclecticism, coming from a combination of architectural elements, noting this way, the exaggerated concern with aesthetics. However, buildings of this age have a certain lack of maintenance and, specifically assessing the facades of the Palace, the actions of time added to external aggression, harm the aesthetic and economic value of the building. The research aims to survey and qualitative analysis of the pathological manifestations of the facade of the Palace Bologna. It presents the methodology, a case study with photographic records, and the following steps were performed: documentation of research, visual inspections, mapping of the most degraded areas through the projections of facades, microclimate of the study identifying the types of pathology, and detailed analysis of data. Through the obtained results, it was concluded that the cracks were the main pathological manifestations found and that the region's climate characterized by high temperatures, large rainfall, high solar radiation and humidity, collaborate for the occurrence of anomalies such as spots and parasitic vegetation. This paper presents a documentation that may assist in a possible intervention solution, in view of its important cultural, tourist and historical to the capital that in 2016, completes 400 years.

Key-words: Belém; historic building; Bologna Palace; facade; pathology



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

1. INTRODUÇÃO

A cidade de Belém, situada no norte do Brasil e capital do estado do Pará, foi fundada no século XVII, em 12 de janeiro de 1616. Possui construções historicamente marcantes para a cidade, como a Casa das Onze Janelas, o Forte do Presépio, a Igreja de Santo Alexandre, a Catedral da Sé e o aclamado Ver-o-Peso. Diante destes 400 anos de história, no final do século XIX e início do século XX, a capital belenense fora marcada pelo ciclo da borracha, o qual trouxe para a capital, grandes vínculos e fortes laços como a cultura européia, especialmente a francesa, sendo esta representada, por exemplo, através dos Palacetes [1]. Um dos palacetes fora construído pelo engenheiro Francisco Bolonha, em 1905, levando o seu sobrenome. O Palacete Bolonha está localizado na Av. Governador José Malcher, esquina com a Rua Dr. Moraes, sendo um importante e singular exemplo de estilo eclético da cidade [2].

No pavimento térreo, as paredes externas foram construídas em alvenaria de pedra e rejuntadas com argamassa de cimento, areia e água, enquanto que no segundo pavimento fora utilizada alvenaria convencional com reboco revestido. O conjunto de paredes forma a base de sustentação do edifício, apresentando seu caráter estrutural. Bolonha também utilizou estuque – mistura de gesso calcário e areia – nas paredes externas, onde é empregado em forma de decoração na fachada principal [2].

A degradação de edificações é consequente da redução de desempenho da mesma, onde uma das suas principais exigências é a durabilidade, onde pode ser tomada como o período no qual ela mantém as características e funções que lhe foram atribuídas, atendendo ao desempenho esperado ao longo de sua vida útil [3]. Vida útil de uma edificação pode ser conceituada como o tempo em que conserva inalterada sua efetividade funcional e capacidade de desempenho. A Norma NBR 15575/2008 conceitua vida útil como uma medida temporal da durabilidade de um edifício ou de suas partes. Pode-se afirmar que, a ocorrência de problemas patológicos nas edificações ocasiona uma redução de sua vida útil, a qual está diretamente relacionada com o desempenho de materiais ou componentes de edificações [4].

As ações do tempo na construção atrelada a variações de clima, agentes externos e a escassez de manutenção, reparo e restauração, colaboram para o surgimento de manifestações patológicas, as quais podem se manifestar nas estruturas da edificação, especialmente em fachadas, as quais são umas das áreas mais expostas às ações dos agentes agressivos do meio ambiente, sendo os que mais contribuem para deterioração à umidade, chuva, vento e os contaminantes atmosféricos, prejudicando assim sua valorização estética e econômica [5]. É a região que geralmente necessita de mais reparos. A fachada de uma construção é o cartão postal da mesma, funcionando, por exemplo, para os prédios históricos, como atrativo para os visitantes.

O objetivo deste trabalho visa observar manifestações patológicas nas fachadas do Palacete Bolonha, através de uma inspeção visual detalhada, diagnosticando e qualificando para assim, documentar a atual situação do prédio para colaboração de possíveis soluções de revitalização do Palacete, aumentando o tempo de vida útil e conservação deste patrimônio histórico e cultural da capital paraense.

2. CONTEXTO

O Palacete Bolonha foi construído pelo engenheiro civil Francisco Bolonha, em 1905, em homenagem a sua mulher Alice Tem-Brink. Localizada em uma das áreas mais valorizadas de Belém, na Gov. José Malcher (antiga estrada de São Jerônimo), esquina com a rua Dr. Moraes (passagem Bolonha), a fachada estampa o requinte dos Palacetes europeus, aliada a forte influência francesa na sua arquitetura - eclétismo. O excesso de elementos o cataloga como um dos palacetes mais interessantes do “Ciclo da Borracha” no Pará. A propriedade pertencia a Intendência de Belém, comprada em 1905 por Bolonha, com escritura pública registrada no Primeiro Cartório de Registros de Imóveis de Belém com medidas de 14 m de frente; 71,04 m na lateral esquerda; 87 m na lateral direita e 20,50 m de fundo. Foi tombado em 02.07.1982 pelo Departamento de Patrimônio Artístico e Cultural do Governo do Estado do Pará [2]. A edificação foi submetida a uma restauração no ano de 2000 e em 2004.

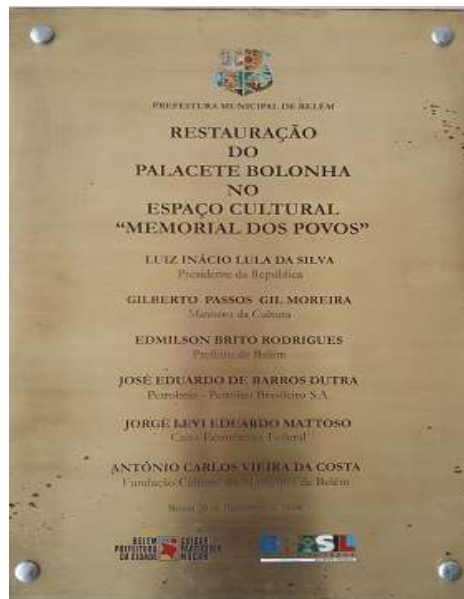
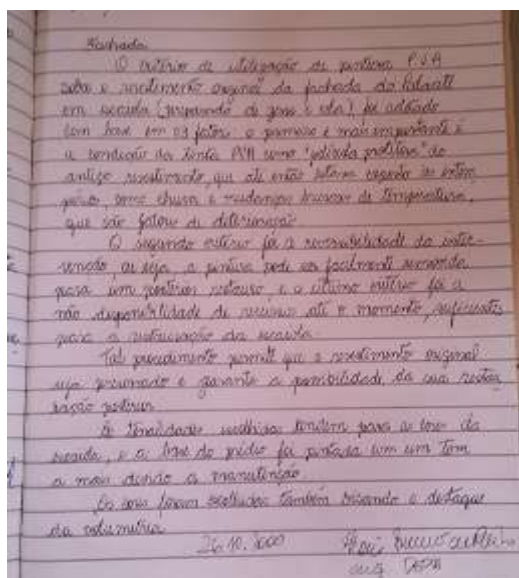


Figura 1: Restaurações ocorridas no ano de 2000 e 2004

De acordo com a planta de Belém elaborada pela The Para Electric Railways and Lighting Co.LTD, a área adquirida pelo Engenheiro era de pântano, o qual sofria influência do igarapés do Reduto com as águas do outrora "Paul d'agua. Nos períodos de verão, a área era alagadiça, enquanto no inverno, um manguezal, de onde proliferavam roedores e insetos, comprometendo a saúde dos moradores locais [2].

Como já citado, o primeiro pavimento foi feito de alvenaria de pedra, com rejunte de argamassa de cimento, água e areia, agregando valor estético e cultural, atrelado a potencial durabilidade e grande inércia térmica [2]. Por fatores que podem variar de locação à manutenção, este estilo pode vir a apresentar anomalias estruturais – fendilhação - e não estruturais – fissuração superficial, descolamento, manchas e vegetação parasitária. As mesmas anomalias também acometem a alvenaria estrutural.

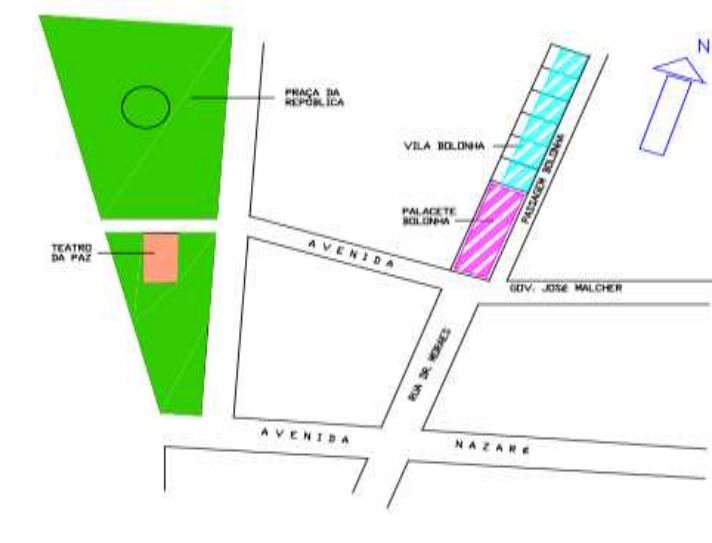


Figura 2: Localização do Bolonha na Av. José Malcher com Dr. Moraes, e indicação do lado Norte do Palacete.

3. METODOLOGIA

Este artigo realizou por meio de fotos, as imagens gerais do Palacete para uma visão ampla das manifestações, e imagens específicas das áreas identificadas, com o intuito de identificar os tipos de sinais patológicos, apresentando sua definição e sua provável causa. Para auxiliar no diagnóstico, foi realizada uma projeção da fachada a fim de mapear as manifestações, atrelada a influência direta do clima na fachada. Através da análise dos dados, foi possível realizar graficamente, um levantamento da incidência das manifestações patológicas.

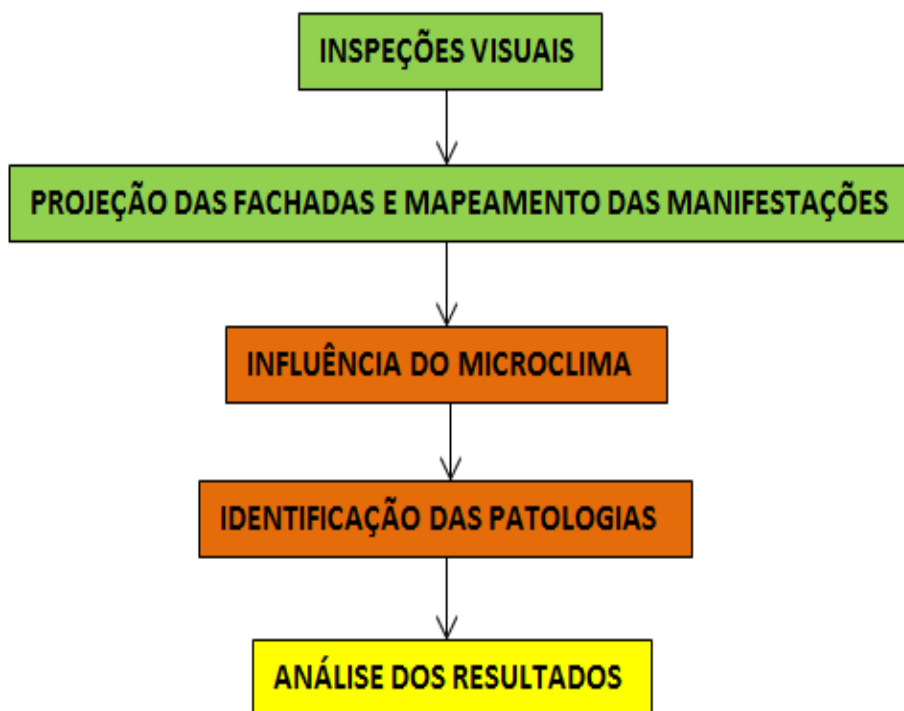


Figura 3: Fluxograma da metodologia

3.1. Inspeções Visuais

Foram realizados registros fotográficos com o intuito de auxiliar na observação detalhada da fachada, para identificar possíveis tipos de anomalias existentes.

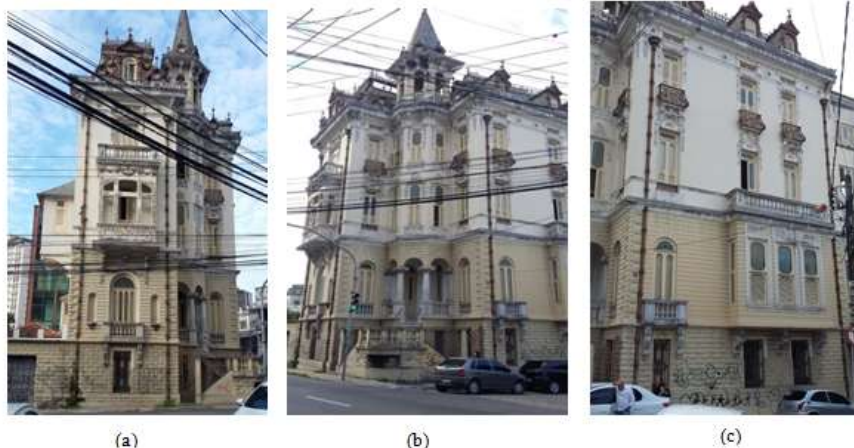


Figura 4: As 03 fachadas do Palacete Bolonha: (a) fachada no sentido Sul; (b) fachada no sentido Sudeste; (c) fachada no sentido Leste.

3.2. Projeção da fachada e mapeamento das manifestações

O mapeamento apresenta as áreas mais afetadas da fachada, promovendo uma visualização ampla dos problemas encontrados.



Figura 5: Esboço das 03 fachadas do Palacete: (a) fachada no sentido Sul; (b) fachada no sentido Sudeste; (c) fachada no sentido Leste.

4. RESULTADOS

4.1. Influência do clima

A ação do clima é um agente de grande impacto na durabilidade e desempenho de uma edificação e, por consequência, o surgimento de manifestações patológicas [6]. As fachadas estão sujeitas as condições de exposições que variam de acordo com as características climatológicas da região, sendo manifestações patológicas mais comuns decorrentes da penetração da água ou devido à formação de manchas de umidade. A chuva é o agente mais comum na propagação de umidade, onde a sua combinação com fatores como a direção e velocidade do vento, intensidade da precipitação e velocidade do ar, criam um fenômeno denominado de chuva dirigida ou incidente, sendo esta que cai inclinadamente, incidindo diretamente nas fachadas em diferentes graus, dependendo da intensidade e direção do vento atuante [5].

Belém é conhecida pelas altas temperaturas, forte convecção, ar instável e alta umidade do ar, onde as altas temperaturas estão associadas ao elevado potencial de radiação solar incidente. Estas características favorecem a formação de nuvens convectivas, dando origem a uma grande incidência de chuvas, principalmente pela parte da tarde [5]. Diante desses fatos e em análise das fachadas Sul, Sudeste e Leste, verificaram-se uma quantidade maior de manifestações na fachada sentido Leste e Sudeste, no entanto, as manifestações mais graves encontram-se nas fachadas sentido Sul e Sudeste, localizadas principalmente na alvenaria de pedra. As fachadas localizadas a Sul e Poente são as mais suscetíveis à incidência solar e as chuvas direcionadas pelo vento, o que reforça uma melhor e adequada concepção de fachadas e do guarnecimento dos vãos [7].

4.2. Gráfico de Incidência das Manifestações Patológicas

Manifestações Patológicas

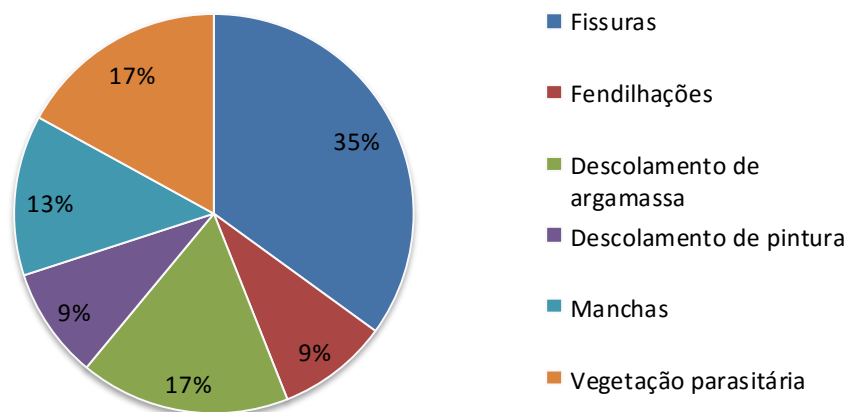


Gráfico 1: Incidência das manifestações patológicas encontradas no Palacete Bolonha.

O gráfico de incidência relatou que, das 23 anomalias encontradas, 35% são de fissuras, 17% de vegetação parasitária e descolamento de argamassa, 13% de manchas e 9% de fendilhações e descolamento de pintura.

4.3. Identificação das manifestações patológicas

4.3.1. Fissuração



(a)



(b)

Figura 6: Fissuras

Fissuras são características de estruturas de concreto e um dos danos mais comuns, no qual causa desconforto nos leigos, proprietários e usuários inclusos no local, para o fato de que algo está errado. Segundo a NBR 6118, fissuras são consideradas agressivas quando suas aberturas na superfície do concreto ultrapassam os valores de: 0,2mm para peças expostas em meio agressivo muito forte (industrial e respingos de maré); 0,3mm para peças em meio agressivo moderado e forte (urbano, marinho e industrial); e 0,4mm para peças em meio agressivo fraco. (rural e submerso) [8]. Podem ser causadas por movimentações térmicas dos elementos estruturais e materiais de construção, variações de umidade, atuação de sobrecargas, alterações higroscópicas e químicas [9]. Dentre as mais variadas causas desta anomalia como sobrecargas, movimentação térmica externa, fundações e retração por secagem, esta pode ter sido causada pela variação dimensional dos elementos construtivos, assim como a alta incidência de temperatura na argamassa de revestimento, sendo a manifestação com maiores incidências.

4.3.2. Fendilhação



(b)

Figura 7: Fendilhações

Fendilhação pode ser definida como uma das anomalias mais frequentes em alvenarias de construções antigas cujo aparecimento é frequente em aberturas de portas e janelas, principalmente em cantos, onde existe maior concentração de tensões. É associada às ações como recalque diferencial das fundações, vibrações resultantes do constante tráfego de veículos pesados e efeitos de remodelações interiores mal concebidas. A progressão desta anomalia depende de vários fatores, sendo influenciada certamente pela constituição e qualidade das próprias alvenarias [10]. Na fachada, o térreo foi todo construído em alvenaria de pedra, e apresenta fendilhações nas bordas do muro, em frente à entrada do Palacete. Suas possíveis causas podem ter influência do tipo de fundação realizada por conta da localização do terreno e/ou por conta do fluxo de veículos pesados na Av. José Malcher, sendo esta uma imprescindível via para transportes coletivos da metrópole.

4.3.3. Descolamento de revestimento de argamassa



(a)



(b)

Figura 8: Descolamento de revestimento de argamassa

O descolamento ocorre quando revestimento não está mais aderido à base, onde a pouca aderência entre o revestimento e a base e, a base e o substrato fazem com que os esforços internos rompam a ligação entre as camadas, desprendendo-as. Por não estar fixada à base, a anomalia se dispõe de forma radial, comprometendo os pontos ainda com qualidade [11].

4.3.4. Descolamento de revestimento de pintura



(a)

Figura 9: Descolamento de revestimento de pintura

O descascamento de pintura pode se manifestar através de perda de aderência da película, pulverulências ou descolamentos com posterior perda de aderência, e escamação da película, sendo causadas, por exemplo, por preparo inadequado do substrato ou ausência de preparação (aplicação de tinta em superfície contaminada por eflorescências ou sobre substrato muito poroso) e aplicação em substrato instável (a umidade pode se depositar entre a película da tinta e a superfície, causando possível descascamento) [12]. Em análise das afirmações, uma provável causa desta manifestação pode ser devido ao grande volume de chuva e umidade da região.

4.3.5. Manchas



(a)



(b)

Figura 10: Manchas.

O aparecimento de manchas associadas a colonizações biológicas geralmente é ocasionado pela umidade [7]. Como citado, as chuvas dirigidas são provenientes de um conjunto de fatores, sendo o vento como o principal e, sem ele, as chuvas cairiam verticalmente e pouco atingiriam as fachadas [5]. As altas temperaturas e elevada umidade da

metrópole, colaboram para a formação das chuvas, as quais reforçam a degradação das componentes das fachadas, atreladas a possíveis infiltrações ocorrentes no Palacete.

4.3.6. Vegetação parasitária



(a)



(b)

Figura 11: Vegetação Parasitária.

A proliferação de organismos é favorecida pela umidade e aporte de sais minerais, onde estes últimos provêm dos materiais de construção. A umidade presente nas paredes através de fissuras, fendas entre outros, dissolve os sais minerais e a matéria orgânica presente nos materiais de construção, enviando-os para a superfície. A umidade evapora-se totalmente ou parcialmente, depositando sob a forma de cristais ou manchas, os sais e a matéria orgânica depositada, onde estas proporcionam um ambiente de cultura propício para a reprodução da vegetação [13]. Desta forma, conclui-se que o fator umidade, em Belém, colabora para a aparição desta anomalia nas fachadas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com a análise dos dados obtidos, conclui-se que o principal sintoma observado foram fissuras, com um percentual de 35%, seguido de vegetação parasitária e descolamento de argamassa. Podemos considerar que a elevada quantidade de fissuras existentes pode prejudicar em longo prazo o Palacete, sendo esta uma das manifestações patológicas mais comuns e graves que acometem edificações. A umidade e as altas temperaturas, características de Belém, são os maiores agravantes, pois os mesmos em combinação com o vento geram as chuvas (dirigidas) que incidem diretamente nas fachadas, colaborando para a formação de manchas, descolamento de revestimento de pintura e vegetação parasitária.

O posicionamento das fachadas do Palacete – Sul, Sudeste e Leste - também foi fator determinante no aparecimento de fissuras, fendilhações e deslocamento de revestimento de pintura, dada a alta incidência nas fachadas e, os tipos de fissuras mais acentuadas (fendilhações), estão localizadas na fachada-Sudeste, confirmando a afirmação de FERREIRA (2010) de que, as fachadas localizadas a Sul e Poente, possuem maior incidência solar, contribuindo para anomalias. Por ser um prédio histórico, sua manutenção deve ser realizada periodicamente, para assim, reaver as anomalias presentes além de preservar sua identidade, colaborando dessa forma para o seu tempo de vida útil e desempenho. Para uma investigação absoluta das anomalias apresentadas, futuros trabalhos com testes específicos podem confirmar os resultados obtidos, sendo este artigo uma documentação, que possa auxiliar para possíveis soluções do objeto de estudo, como a revitalização e preservação das fachadas do Palacete, tendo em vista sua importância cultural, turística e histórica para a capital que, em 2016, completa 400 anos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] DIAS, Caio Smolarek; DIAS, Solange Irene Smolarek. **BELÉM DO PARÁ: HISTÓRIA, URBANISMO E IDENTIDADE**. FAG, Cascavel-PR, 2016.
- [2] LOBATO, Célio Cláudio de Queiroz; ARRUDA, Euler Santos; RAMOS, Aurea Helyette Gomes. **PALACETE BOLONHA-UMA PROMESSA DE AMOR**. UFPA, Belém-PA, 2007.
- [3] OLIVEIRA, Luciana Alves; FONTENELLE, João Heitzmann; FILHO, Claudio Vicente Mitidieri. **DURABILIDADE DE FACHADAS: MÉTODO DE ENSAIO PARA VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À AÇÃO DE CALOR E CHOQUE TÉRMICO**. IPT, Porte Alegre-RS, 2014.
- [4] KLIMPEL, Eliete do Carmo; SANTOS, Patrícia Renée da Cruz. **LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS PRESENTES EM UNIDADES DO CONJUNTO HABITACIONAL MORADIAS MONTEIRO LOBATO**. TCC. Instituto IDD, Curitiba-PR, 2010.
- [5] SANTOS, Iago Lopes do.; PAES, Paula Teixeira. **MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OCORRIDAS EM FACHADAS QUE SOFREM A AÇÃO DE CHUVA DIRIGIDA: ESTUDO DE CASO BAIRRO MARCO**. TCC. Belém-PA, 2015.
- [6] MAGALHÃES, Ernani Freitas de. **FISSURAS EM ALVENARIAS: CONFIGURAÇÕES TÍPICAS E LEVANTAMENTO DE INCIDÊNCIAS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL**. Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande
- [7] FERREIRA, Joana Alexandra de Almeida. **TÉCNICAS DE DIAGNÓSTICO DE PATOLOGIA EM EDIFÍCIOS**. Universidade do Porto, 2010.
- [8] GONÇALVES, Eduardo Albuquerque Buys. **ESTUDO DE PATOLOGIAS E SUAS CAUSAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE OBRAS E EDIFICAÇÕES**. TCC. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ, 2015.
- [9] CASSOTI, Denis Eduardo. **CAUSAS E RECUPERAÇÃO DE FISSURAS EM ALVENARIA**. TCC. Universidade de São Francisco, Itatiba-SP, 2007
- [10] MORAIS, Hugo Pinela de Lacerda. **ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL**. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2011.
- [11] ROMANO, Felipe Nascimento; PEREIRA, Gabriel de Oliveira Alves. **PATOLOGIA DO REVESTIMENTO EXTERNO EM ARGAMASSA EM EDIFÍCIOS**. Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo-SP, 2011.
- [12] ANTUNES, Giselle Reis. **ESTUDO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM REVESTIMENTO DE FACHADA EM BRASÍLIA – SISTEMATIZAÇÃO DA INCIDÊNCIA DE CASOS**. Dissertação de Mestrado. Brasília-DF, 2010.
- [13] TERRA, Ricardo Curi. **LEVANTAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM REVESTIMENTOS DE FACHADAS DAS EDIFICAÇÕES DA CIDADE DE PELOTAS**. Porto Alegre-RS, 2001.



LIGHT STEEL FRAME COMO ALTERNATIVA AO SISTEMA CONVENCIONAL DE CONSTRUÇÃO, VISANDO A REDUÇÃO DE PATOLOGIAS CONSTRUTIVAS

T. VIANA FERREIRA

Acadêmica de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
thallitaviana@gmail.com

C. SOARES CRUZ

Acadêmica de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
soarescarol84@gmail.com

D. COSTA LAGOA

Acadêmico de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
danubio_lagoa@hotmail.com

D. ROCHA PEREIRA

Mestre em Energia e Ambiente
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
daniel.rocha.drp@gmail.com

RESUMO

O sistema de construção convencional, entendido como o sistema que utiliza alvenaria cerâmica ou de blocos de concreto, pode apresentar diversos tipos de manifestações patológicas, como: trincas, manchas, descolamentos, deformações, rupturas, corrosões, oxidações, entre outros. Uma alternativa para a redução desses problemas seria a utilização do sistema Light Steel Frame (LSF), que é uma estrutura autoportante de perfis de aço galvanizado, formados a frio, que, utilizados com placas cimentícias, lã de rocha e outros materiais industrializados, dão sustentação a paredes, piso e cobertura. Também possui componentes de fundação, vedação, isolamento e instalações. O LSF surgiu como uma forma de suprir a demanda por novas habitações que surgiu por conta de catástrofes naturais ocorridas naquela época, e que, os métodos tradicionais sozinhos, não teriam como suprir [1]. Além da redução dessas manifestações, o Light Steel Frame (LSF) pode melhorar o conforto térmico e acústico, aumentar a vida útil da edificação, reduzir resíduos de construção, diminuir o tempo de construção, entre outras vantagens, uma vez que o LSF utiliza uma tecnologia construtiva que permite um planejamento mais eficiente e eficaz de todas as etapas construtivas, assim como o controle da qualidade e quantidade de insumos utilizados na mesma [2]. Essa pesquisa objetiva comparar o método construtivo tradicional com o método em Light Steel Frame (LSF), identificando as manifestações patológicas mais recorrentes no método convencional e apresentando o LSF como uma alternativa para a redução de patologias.

Palavras-chave: estrutura metálica. patologias construtivas. construção civil. Light Steel Frame. LSF

ABSTRACT

The conventional construction system, understood as the system that uses ceramic masonry or concrete blocks, you can display various types of pathological manifestations, such as cracks, stains, detachments, deformations, breaks, corrosion, oxidation, among others. An alternative to reducing these problems would be to use the Light Steel Frame system (LSF), which is a self-supporting structure made of galvanized steel sections, cold formed, which, when used with cementitious boards, rock wool and other industrial materials give support the walls, floor and roof. It also has foundation components, sealing, insulation and facilities. The LSF has emerged as a way to meet the demand for new housing that arose because of natural disasters at that time, and that traditional methods alone, they would not have to meet. Besides the reduction in these manifestations, Light Steel Frame (LSF) can improve the thermal and acoustic comfort, increase the life of the building, reducing construction waste, reducing the construction time, among other benefits, since the LSF uses a construction technology that allows for more efficient and effective planning of all construction stages, as well as quality control and quantity of inputs used in the same. This research aims to compare the traditional building method with the method Light Steel Frame (LSF), identifying the most frequent pathological events in the conventional method and having LSF as an alternative to reducing conditions

Keywords: metal structure. constructive pathologies. construction. Light Steel Frame . LSF



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Existem inúmeros casos de problemas decorrentes de falhas construtivas, que podem ser ocasionadas, tanto por erros de execução de projetos, projetos mal elaborados, materiais com qualidade duvidosa, fatores climatológicos, dentre outros. Patologia pode ser entendida como a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema [3].

Dentre essas partes, no que diz respeito à execução e materiais utilizados, atualmente contamos com edificações sendo realizadas através de métodos construtivos com uma concepção “arcaica”, isto é, que teve sua origem há muitos anos e nunca passou por um processo de evolução que pudesse ser considerado relevante. Trata-se da construção tradicional que podemos observar praticamente todos os dias nas grandes cidades. Prédios com estruturas em concreto armado, paredes em alvenaria de tijolo cerâmico, uso de madeira para fôrmas e outras utilizações [4].

A construção funciona de forma dissociada, com suas fases interagindo sem coordenação entre si. Entre essas fases existem incompreensões, falta de informações, mal-entendidos, tudo colaborando para que ocorra perda de tempo, erros e repetições. Essa situação é incompatível com qualquer processo de industrialização [4].

A imprecisão do método construtivo atual, provoca muitos “improvisos” dentro do canteiro de obras e um dos fatores que colaboram com isso, é o fato do baixo preparo teórico e prático dos agentes que participam do processo, isso leva há uma probabilidade maior de erros na transposição dos dados de projeto para a realidade da obra. Erros de esquadro, locações, níveis, são muito comuns dentro desse contexto. Seguindo essa linha, durante todo o decorrer da construção, algumas medidas serão tomadas para remediar essas falhas, ou seja, mesmo antes da entrega da edificação, já surgem as primeiras patologias, os primeiros improvisos para a adequação ao projeto [5].

Pode-se verificar que no Brasil existe um grande esforço na produção de habitações, contudo, ainda que se produza muito, essas construções são feitas de forma artesanal, com custo muito elevado e principalmente com a qualidade inferior à desejável [5].

As causas da deterioração podem ser as mais diversas, desde o envelhecimento “natural” da estrutura até os acidentes, e até mesmo a irresponsabilidade de alguns profissionais que optam pela utilização de materiais fora das especificações, na maioria das vezes por alegadas razões econômicas [6].

Por conseguinte, não há como se prever os problemas de futuras patologias que possam surgir em uma obra assim, nessa linha, com o intuito de reduzir os desperdícios e possibilidades de erros, surgem novos métodos construtivos que visam otimizar a utilização dos recursos, tanto humanos, quanto materiais, além de padronizarem os insumos, restringem certas possibilidades de erros. Por exemplo, Estruturas Pré-Moldadas que possuem sua precisão controlada em pátio fabril (resistência, cobertura, alinhamento de armadura, fôrmas), Estruturas Metálicas que possuem precisão milimétrica e inúmeros tipos possíveis de utilização, apesar de exigirem uma mão-de-obra mais especializada, o que aumenta o custo do valor da mesma [6].

Dentro do contexto da Estrutura Metálica, temos o Light Steel Frame, que é um sistema construtivo que nasceu na década de 1930 nos Estados Unidos, inspirado no Wood Frame (estrutura de madeira), bastante utilizado na Europa e Japão. Basicamente, é uma estrutura autoportante de perfis de aço galvanizado, formados a frio, que, utilizados com placas cimentícias e lâ de rocha, dão sustentação a paredes, piso e cobertura. Também possui componentes de fundação, vedação, isolamento e instalações. O LSF surgiu como uma forma de suprir a demanda por novas habitações que surgiu por conta de catástrofes naturais ocorridas naquela época, e que, os métodos tradicionais sozinhos, não teriam como suprir [7].

O método é composto por um conjunto de elementos, onde todos são produtos industrializados, com controle rigoroso em suas produções, e, portanto, com uma possibilidade menor de falhas em sua composição, além da possibilidade de serem reaproveitados. A união desses elementos formam os painéis de Light Steel Frame. Esses elementos possuem especificações, que inclusive, são previstas em normas elaboradas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, portanto, a chance de falhas de produção é bem reduzida, restando somente possíveis falhas durante a execução da construção em si [7].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2. METODOLOGIA

No processo de desenvolvimento deste trabalho, temos uma pesquisa descritiva na qual descreve as características de determinados assuntos ou fenômenos. Uma de suas peculiaridades está na utilização de técnicas padronizadas de coleta de dados. A abordagem realizada foi quantitativa que deve ser representativa de um determinado universo de modo que seus dados possam ser generalizados e projetados para aquele universo. Seu objetivo é mensurar e permitir o teste de hipóteses, já que os resultados são concretos e menos passíveis de erros de interpretação [8].

O levantamento bibliográfico ocorreu no período de agosto a dezembro de 2015. A coleta de dados foi realizada principalmente mediante à estudos e interpretação de trabalhos relacionados ao assunto, que foram convertidos em conhecimentos básicos para à escrita desse projeto.

A revisão literária teve como fonte de pesquisa dissertações de mestradados, monografias acadêmicas de universidades estaduais e federais do Brasil, artigos apresentados em congressos sobre o tema que estudaram a aplicação dos agregados reciclados do entulho para a produção de pavimento. As periodicidades das publicações correspondem de 1988 a 2015 e para a procura dessas publicações foram definidas as seguintes palavras chaves (LSF, Light Steel Frame, Manifestação Patológica, Método construtivo, Sistema convencional de construção, Construção civil), com isso, foi possível identificar as principais manifestações patológicas das construções convencionais e comparar com o método LSF.

A partir dos conhecimentos adquiridos por meio da leitura dos trabalhos pesquisados, encontrou se casos relevantes que devem ser mostrados nesse projeto. Para a escolha das publicações foram usados critérios de inclusão: textos completos em português, delimitados a partir da temática estudada.

As informações obtidas, e os estudos realizados proporcionaram o comparativo econômico do método convencional, para o método utilizando na pesquisa.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse contexto, em virtude do maior percentual de ocorrência, destacaremos como foco de nossa análise como principais manifestações patológicas em edificações as fissuras ou trincas, umidade, recalques, cupim em madeiras, conforme ilustrado na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1: Ocorrência de manifestações patológicas nas edificações [5]

Tipo de ocorrência	Incidência (%)
Manchas de umidade e bolor em paredes, infiltrações.	70
Trincas e fissuras decorrentes de movimentação estrutural.	47
Trincas e fissuras decorrentes de recalque de fundações.	26
Afundamento de piso (pisos ociosos)	9
Flexão da estrutura do telhado.	7
Fixação deficiente das telhas.	7
Cupim em madeiras	2

3.1 Fissuras ou trincas

As fissuras ou trincas surgem nas paredes de uma edificações por diversos fatores, como: recalques, vergas e/ou contravergas mal executadas, vigas mal dimensionadas ou ausência deste elemento, diferenças químicas de materiais que rompem a ligação dos elementos, sobrecargas nas lajes ou em outros elementos estruturais. O surgimento desse problema, pode ser um indicativo de problemas maiores, o que por conseguinte tende a deixar em alerta os usuários ou moradores das edificações em que tal fato ocorre [9].

O problema das fissuras pode ser considerado um dos mais relevantes, devido a três aspectos fundamentais, o aviso de um eventual estado perigoso para a estrutura, o comprometimento do desempenho da obra em serviço (estanqueidade à água, durabilidade, isolamento acústica etc.), e o constrangimento psicológico que a fissuração do edifício exerce sobre seus usuários [9].

Normalmente com a movimentação dos elementos no decorrer do tempo de vida da edificação, essas fissuras vão surgindo no cantos das paredes, geralmente em ângulos de 45 graus, conforme exemplificado na Figura 1, entretanto, podem ser também verticais ou horizontais [10].

As lesões verificadas em obras, sob efeito das movimentações diferenciadas, assumem diversas configurações e diferentes intensidades, as mais comuns constituem-se em destacamentos entre os panos de alvenaria e estrutura, fissuras inclinadas em paredes devidas a movimentações diferenciadas entre pilares expostos e pilares protegidos (particularmente no caso de edifícios muito altos), fissuras verticais regularmente espaçadas em muros longos e fissuras horizontais em alvenarias portantes devidas a movimentações térmicas da laje de cobertura [10].



Figura 1: Verificação de fissura em uma parede [11].

No sistema Light Steel Frame como são utilizados Placas Cimentícias (áreas externas) ou Gesso Acartonado (áreas internas), esse problema é minimizado, pois além de os materiais não sofrerem nenhuma solicitação da estrutura, por serem apenas fechamentos, no momento de sua instalação, é deixada uma folga para a devida e natural dilatação das placas, sendo essa folga ocultada por argamassa projetada, o que dá uma liberdade de movimento para as mesmas, além disso, as ligações entre os elementos do sistema, não são rígidas, liberando os painéis de trincas e fissuras [12].

Um ponto a se destacar é a alta resistência antissísmica do light steel framing, que ocorre porque a ligação entre seus perfis não é rígida. Além disso, a placa de OSB, que resiste bem ao cisalhamento, ajuda a aumentar o número de ligações por parafusos, reforçando as conexões, impedindo a movimentação do conjunto e evitando trincas ou rachaduras [12].

3.2 Corrosão

Um cuidado muito importante em si tratando de Concreto Armado, é o cobrimento necessário para o elemento, que varia de acordo com o fck e o ambiente a que ela estará exposta. Por exemplo, em uma determinada ocasião, o cobrimento mínimo necessário para que a armadura do elemento esteja protegida de intempéries, pode ser de 30mm (conforme tabela 7.2 da NBR 6118/2014) [13], isso se deve, pois com o decorrer da vida útil do sistema, alguns elementos químicos em contato com o concreto, penetram no mesmo e entram em contato com a armadura, essa alteração da microestrutura do concreto, expõe os vergalhões ao ambiente, ocasionando uma oxidação dos mesmos (Figura 2), o prejudica nas propriedades mecânicas do mesmo, comprometendo a estabilidade da estrutura [1].



Figura 2: Verificação de corrosão causada por ataques de ions de cloreto [14]

No sistema Light Steel Frame, os perfis metálicos que são utilizados são galvanizados e recebem mais uma proteção de Zinco, que varia de acordo com o local onde será utilizado (ambiente mais ou menos agressivo), além disso, as próprias camadas posteriores, chapa OSB, Manta Impermeabilizante, Placas Cimentícias e Gesso Acartonado, envolvem os perfis, dando a eles a proteção necessária [1].

Os perfis típicos para o uso em Light Steel Framing são obtidos por perfilagem a partir de bobinas de aço revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente ou por eletrodeposição, conhecido como aço galvanizado [1].

Entretanto, caso ocorra alguma anomalia fora do normal, o problema pode ser resolvido localmente, retirando-se o revestimento da área afetada, até substituindo-se os perfis que possam ter entrado em contato com o ambiente corrosivo e ter sofrido a oxidação, apesar de que, por contar com as devidas proteções, demonstradas na Figura 3, a chance de ocorrência é bastante reduzida.

Tipo de revestimento	Perfis estruturais		Perfis não-estruturais	
	Massa mínima do revestimento g/m ² (1)	Designação do revestimento conforme normas	Massa mínima do revestimento g/m ² (1)	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	180	Z180 (NBR 7008)	100	Z 100 (NBR 7008)
Zincado por eletrodeposição	180	90/90 (NBR 14964)	100	50/50 (NBR 14964)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (NM 86)	100	AZ100 (NM 86)

(1) A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo) e sua determinação deve ser conforme a NM 278

Figura 3: Revestimento mínimo dos perfis estruturais e não-estruturais [15]

3.3 Umidade

Em um primeiro momento falando-se em umidade a partir do solo, temos que a mesma afeta a colagem dos pisos utilizados na construção convencional, o que causa o desprendimento do conjunto, que em muitos casos não pode ser reaproveitado [10].

A umidade nas edificações representa um dos problemas mais difíceis de serem resolvidos dentro das ciências da construção civil.[...] Os problemas de umidade quando aparecem em uma edificação, geralmente acarretam grande desconforto e degradam a construção rapidamente, sendo as soluções, via de regra, dispendiosas [10].

Falando-se em umidade em paredes, no sistema tradicional, a alvenaria, juntamente com seus acabamentos (chapisco, emboço e reboco), absorvem parte da água decorrente de chuvas e a transfere para a parte interna da edificação.

No sistema Light Steel Frame, a fundação feita em Radier, utilizada também em outros métodos, recebe aditivos para ajudarem no tratamento de impermeabilização, além disso, em todo o perímetro por onde haverá painéis, ou seja, onde passarão as guias, é colocado uma manta impermeabilizante para evitar a transferência de umidade e de impactos para os painéis estruturais.

Como as paredes são do tipo sanduíche, formadas por camadas, temos o interior das mesmas livre, ou seja, o interior é oco, ou revestido com lã de pet, vidro ou rocha, mas prioritariamente oco, além disso, por cima das chapas OSB, que servem de diafragma rígido, é colocada uma manta impermeabilizante (Tyvek), que faz um transpasse para dentro da estrutura, vedando todos os possíveis pontos de passagem de umidade, e também, as placas cimentícias utilizadas no fechamento externo, recebem um tratamento impermeabilizante, que colaboram ainda mais para manter a umidade do lado de fora da edificação [1].

Independente do acabamento final, as placas de OSB devem ser protegidas externamente da umidade e da água, através de uma manta ou membrana de polietileno de alta densidade (Figura 4), que reveste toda a área externa das placas, garantindo a estanqueidade das paredes, porém permitindo a passagem da umidade da parte interna dos painéis para o exterior, evitando a condensação dentro dos mesmos [1].



Figura 4: Impermeabilização das placas de OSB da fachada da foto anterior com membrana de polietileno [1]

3.4 Recalque

Dependendo do tipo de solo e fundação utilizados nas construções, pode haver o movimento da mesma no sentido vertical, ou seja, um afundamento da estrutura, que pode ser ou em determinado ponto, ou em toda estrutura (recalque diferencial e recalque total, respectivamente). Isso ocorre devido ao peso da edificação, má compactação do solo, fundação inadequada, falta de estudo de sondagens, dentre diversos outros fatores, conforme Figura 5.



Figura 5: Prédios do Minha Casa, Minha Vida, ameaça cair [16]

Em se falando de Light Steel Frame, o peso da estrutura com medidas iguais em se tratando de pé-direito, áreas, perímetros, com os mesmo compartimentos, esquadrias, ambientes, escadas, entre outros, é reduzido em até 70% do valor da construção convencional, ou seja, falando hipoteticamente em um edificação de 10 toneladas, o peso da mesma em LSF é de aproximadamente 3 toneladas com todos os elementos, inclusive de acabamento, o que possibilita que a maioria das estruturas desse tipo de construção, sejam realizadas em fundações do tipo Radier [7].

Por ser muito leve, a estrutura de LSF e os componentes de fechamento exigem bem menos da fundação do que outras construções. No entanto, como a estrutura distribui a carga uniformemente ao longo dos painéis estruturais, a fundação deverá ser contínua suportando os painéis em toda a sua extensão. A escolha do tipo de fundação vai depender além da topografia, do tipo de solo, do nível do lençol freático e da profundidade de solo firme. Essas informações são obtidas através da sondagem do terreno [1].

Como o Radier funciona como um tabuleiro que equilibra os movimentos da estrutura, e o peso da mesma é bastante reduzido, a chance de recalques diminui consideravelmente, conforme pode-se observar na Tabela 2.

Tabela 2: Peso próprio dos sistemas de fechamento [1]

Material de fechamento	Peso próprio (kN/m ²)
Tijolo maciço (60mm) com reboco (15mm) nas duas faces	1,55
Tijolo cerâmico furado (90mm) com reboco (15mm) nas duas faces	1,55
Tijolo cerâmico furado (150mm) com reboco (15mm) nas duas faces	2,50
Bloco de concreto celular (110mm) com reboco (15mm) nas duas faces	1,30
Bloco de concreto (110mm) com reboco (15mm) nas duas faces	2,40
LSF com uma placa de gesso (12,5mm) e uma placa cimentícia (10,0mm)	0,33
LSF com uma placa de gesso (12,5mm) em cada face	0,28
LSF com duas placas de gesso (12,5mm) em cada face	0,52
LSF com uma placa cimentícia (10,0mm) em cada face	0,38
LSF com duas placas cimentícias (10,0mm) em cada face	0,72

3.5 Insetos e odores ruins

Entre outras coisa, o entulho gerado pelo método tradicional de construção, atrai insetos, ratos, além de outros animais, o que torna aquele ambiente insalubre, além disso, a madeira e outros elementos que retém a umidade também são atrativos para os insetos como cupins e baratas [17], conforme Figura 6.



Figura 6: Ataque de cupim em estrutura de cobertura [18]

Nas coberturas residenciais, as soluções mais comuns são as tesouras ou treliças que cobrem grandes vãos sem precisar de apoios intermediários. No Brasil, tesouras de aço já vem substituindo gradativamente as tesouras de madeira, principalmente em processos de retrofit, graças a grande resistência estrutural do aço, leveza das peças, por ser imune a insetos e incombustível [17].

No Light Steel Frame, com o uso da estrutura metálica, que pode estar presente, inclusive na estrutura do telhado, por se tratar de um material inerte, o mesmo está livre destes problemas, gerando assim, um ambiente bem mais saudável, tanto durante a construção, quanto na ocupação [1].

As chapas OSB são tratadas contra insetos como cupins, e possuem uma relativa resistência a umidade, devido as substâncias utilizadas na confecção das chapas e as bordas seladas (borda verde) [1].

3.6 Vazamentos

No método tradicional, as tubulações por onde passarão as instalações hidráulicas, sanitárias e elétricas, são realizadas depois de executada a alvenaria. Logo após, o levantamento da alvenaria, são feitos rasgos nas paredes (Figura 7), por onde passarão os tubos.



Figura 7: Rasgos para passagens de tubulações de instalações [19]

Devido às restrições impostas pelos rasgos, são utilizadas muitas conexões nas tubulações de água e esgoto, o que gera pontos de possíveis vazamentos, além de perda de pressão hidráulica. Mesmo tomando os devidos cuidados, realizando-se o mínimo de conexões possíveis, teste de estanqueidade do sistema, revisões do mesmo, é possível, que após o fechamento dos rasgos feitos na alvenaria, surja algum de tipo de vazamento. Essa ocorrência, transfere umidade à

parede, piso, lajes, entre outros, podemos formar bolhas na pintura, mudar suas propriedades físicas, entre outros problemas. O problema é resolvido quebrando a parede nos pontos próximos da ocorrência, persistindo-se até encontrarmos sua origem [7].

No sistema Light Steel Frame, os painéis ficam abertos para a passagem da tubulação das instalações hidráulicas, sanitárias e elétricas (além de outras possíveis), além disso, por conta do vazio existente entre os montantes, é possível racionalizar a passagem das tubulações, reduzindo-se o número de conexões, há também a possibilidade de utilização de tubos flexíveis (sistema PEX), onde as conexões são reduzidas a quase zero, diminuindo ainda mais a chance de vazamentos e perdas de carga [7].

Nas situações em que há demanda por manutenção das instalações existentes ou acréscimo de novas, o sistema Light Steel Framing elimina a necessidade de rasgar todo o caminhamento para passagem da nova tubulação ou localização de eventual dano na existente. Os passos para manutenção, resumidamente, são os seguintes: corte da placa de gesso no local danificado, utilizando um serrote de mão, abrindo uma janela para o interior da parede; reparo da instalação danificada com plena visibilidade de seus componentes; posicionamento da placa de gesso removida ou outra nova com as mesmas dimensões, caso a anterior tenha se danificado; fixação dessa placa com auxílio de perfil metálico auxiliar e parafusos; e tratamento das juntas ao redor da janela com massas e fitas adequadas. Todas essas etapas são feitas de forma fácil, com pouco resíduo, transtorno e sujeira [1], conforme Figuras 8 e 9.

Entretanto, digamos que tenha ocorrido vazamentos em uma construção em LSF. Primeiramente, investiga-se o ponto de origem, logo após corta-se a placa ou as placas de gesso acartonado da região afetada, sana-se o problema e instala-se novas placas de gesso acartonado no local.



Figuras 8 e 9: Passagem de tubulação em montantes com proteção [19]

4. CONCLUSÃO

Podemos vislumbrar através das informações expostas acima, que o sistema construtivo em Light Steel Frame, possui grandes vantagens em relação ao combate de patologias nas edificações, e que, apesar de não estar completamente livre de problemas, as soluções para tais, são razoavelmente simples.

No LSF, as edificações geralmente são entregues aos proprietários com projetos que são uma espécie de manuais de utilização dos mesmos. Exemplificando, nos manuais podem conter possíveis problemas decorrentes de um tipo de patologia, e a sua solução passo a passo de uma forma simples, e por estar padronizado, sua resolução também pode estar padronizada. É possível demonstrar nos manuais os tipos de tubos utilizados, assim como, a localização dos mesmos, juntamente com suas conexões, o que facilita a manutenção futura do sistema.

No sistema construtivo tradicional, ainda predominante no Brasil, os problemas podem ter origem em inúmeras possibilidades, desde a baixa qualidade dos materiais até os métodos arcaicos usados em sua produção, sem controle de qualidade, de formato, entre outros motivos, o que por si só, já dificulta o controle e o planejamento da obra. Além disso, o método possui uma mão-de-obra que em muitos casos, pode ser considerada de baixa qualidade, o que gera, além dos desperdícios em canteiro de obra, uma má qualidade nos elementos construtivos realizados, sendo assim, a possibilidade de aparecimento de patologias cresce exponencialmente nesse tipo de construção.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Alguns dos grandes entraves na adoção do sistema Light Steel Frame, é a falta de conhecimento sobre o mesmo, ao passo que a divulgação do LSF que geraria uma quebra de paradigmas em relação à construção civil, pois este sistema exige uma mão de obra mais qualificada, o que por si só, gera um custo inicial maior ao construtor, mas em contrapartida, um produto de melhor qualidade e economia na entrega do produto final.

Temos que observar também que com um planejamento bem feito em LSF, o custo final do projeto, geralmente é exatamente o que foi estimado inicialmente, garantindo uma obra livre de gastos imprevistos, e na construção tradicional, isso não é possível, pois até mesmo as condições climáticas, afetam o bom andamento da obra e atrasa seu cronograma, e a fabricação de elementos construtivos “in loco” é de difícil mensuração.

Entendemos dessa forma, que o sistema Light Steel Frame é um sistema viável tanto tecnicamente, quanto economicamente, além de reduzir a possibilidade de problemas construtivos durante e após a entrega da edificação.

5. REFERÊNCIAS

- [1] SANTIAGO, Alexandre Kokke. Et al. “*Steel framing: arquitetura*”. – Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.
- [2] CRASTO, R. C. M. *Arquitetura e Tecnologia em Sistemas Construtivos Industrializados- Light Steel Framing*. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2005.
- [3] HELENE, Paulo. “*Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*”. 2. Ed. São Paulo, 1992.
- [4] MICHALKA JR., C.; RIBEIRO, M. “*A contribuição dos processos industriais de construção para a racionalização da construção civil*”. Brasil - Florianópolis, SC. 2003. p. 59. In: I Congresso Brasileiro sobre Habitação Social – Ciência e Tecnologia Florianópolis, 27 a 29 de agosto 2003.
- [5] IPT. “*Tecnologias de edificações*” / Projeto de Divulgação Tecnológica Lix da Cunha. São Paulo. Editora Pini. 1988.
- [6] SOUZA, V. C. M; RIPPER. T. “*Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*”. São Paulo: Pini, 1998.
- [7] POMARO, Heloisa. “*Micura Light Steel Framing: tecnologia, industrialização e sustentabilidade*.” São Paulo: C4, 2015.
- [8] CERVO, Amado Luiz; BERVIAN, Pedro Alcino. “*Metodologia científica*.” 5. ed. São Paulo: Prentice Hall, 2002. 242 p
- [9] THOMAZ, E. “*Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação*.” 1. Ed. São Paulo: PINI, 1989.
- [10] KLEIN, D.L.; CAMPAGNOLO, J.L.; FILHO, L.C.P.S. “*Curso de patologia das construções*”. Porto Alegre: Ibape, 1999.
- [11] Click construção. “*Cuidados com sua casa rachadura na parede o que fazer trinca ou fissura na parede*.” 2015. Disponível em: <http://clickconstrucao.com.br/wp-content/uploads/2015/03/cuidados-com-sua-casa-rachadura-na-parede-o-que-fazer-trinca-ou-fissura-na-parede-sorocaba-pedreiro-constru%C3%A7%C3%A3o-reforma.jpg>
- [12] MICROCOSMO Urbano. “*Revista Arquitetura e Aço- CBCA*”, São Paulo, Ed. 23, set. 2010.
- [13] ABNT NBR 6118:2014- “*Projetos de estruturas de concreto*” — Procedimento
- [14] Cimento Itambe. “*Ataques por íons de cloreto custa 800 milhões por ano ao Brasil*.” Disponível em: <http://www.cimentoitambe.com.br/ataques-por-ions-de-cloreto-custa-r-800-milhoes-por-ano-ao-brasil/>. Acesso em: 11/02/2016.
- [15] ABNT NBR 15253:2014- “*Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações*” — Requisitos gerais
- [16] CARNAVAL, Marcelo. Prédios do Minha Casa, Minha Vida no Rio ameaçam cair e terão que ser demolidos. Agência O Globo. Revista Epoca. 2013. Disponível em: <http://revistaepoca.globo.com/Sociedade/noticia/2013/03/predios-do-minha-casa-minha-vida-no-rio-ameacam-cair-e-terao-que-ser-demolidos.html>. Acesso me: 12/02/16.
- [17] SCHARFF, Robert. “*Residential steel framing handbook*”. New York: McGraw Hill, 1996.
- [18] NA CHAPA QUENTE NOTÍCIAS. “*Ataque de cupim em estrutura de cobertura*”. Disponível em: <http://www.nachapaquente.com.br/2015/08/itabuna-unidade-de-saude-fatima-i-sera.html>. Acesso em: 12/02/2016
- [19] TERNI, A. W.; SANTIAGO, A. K.; PIANHERI, J. “*Como construir steel framing: fundações*”. Revista Técnica n. 135, São Paulo: PINI, 2008.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES ESCOLARES

M. OLIVEIRA

Mestranda em Engenharia Civil
Unicamp
São Paulo; Brasil
emiliajr@gmail.com

G. CAMARINI

Profª Associada, DAC, FEC
Unicamp
São Paulo; Brasil
gcamarini@gmail.com

RESUMO

Estudos recentes têm mostrado uma crescente preocupação com a concepção, a execução e o uso das edificações escolares. No Estado de São Paulo, a Fundação para o Desenvolvimento Escolar (FDE) é o órgão responsável por gerenciar todo o processo para a implantação de novas escolas. Em 2003 a FDE incorporou expressivas alterações nos projetos de construção de edifícios escolares, adotando a utilização de estruturas pré-fabricadas com o intuito de viabilizar o cumprimento do tempo de construção e obter edificações com mais qualidade. Este trabalho realizou o levantamento e análise das manifestações patológicas em duas escolas estaduais na cidade de Campinas, no intuito de observar essas manifestações em tecnologias construtivas distintas. Uma escola foi concebida com elementos de concreto pré-fabricados e outra com elementos de concreto moldados in loco, avaliando se a adoção do novo modelo estrutural pré-fabricado satisfaz as questões de qualidade construtiva propostas. Inicialmente foram realizadas visitas às instituições com o aporte de registros fotográficos de todos os ambientes dos edifícios seguida da análise visual das anomalias encontradas e a frequência com que as manifestações se apresentaram. Catalogadas em um relatório contendo o tipo de manifestação patológica, analisaram-se as possíveis causas e a origem (falha de projeto, de execução ou de uso). Dos resultados, foi possível identificar que as patologias apresentadas nessas edificações são semelhantes como fissuras em paredes contínuas, fissuras nas interfaces alvenaria/esquadria, fissuras na superfície dos elementos de concreto e infiltrações. A escola de concepção pré-fabricada apresentou uma quantidade significativa de patologias em relação à escola de construção convencional, mesmo tendo dez anos a menos de construção. Manutenções preventivas são necessárias para as escolas manter a durabilidade das construções.

Palavras-chave: manifestações patológicas, edificações escolares, manutenção.

ABSTRACT

Recent studies have shown a growing concern with the design, implementation and use of school buildings. In the State of São Paulo, the Fundação para o Desenvolvimento da Educação (FDE) is responsible for managing all the process for building new schools. In 2003, the FDE incorporated significant changes to projects of school buildings, using prefabricated structures in order to facilitate the fulfillment of construction time and to produce better quality buildings. This work has done a survey and the analysis of pathological manifestations in two schools in Campinas in order to evaluate whether the adoption of the new precast structural model satisfies the quality issues constructive proposals. A school was designed with precast concrete elements and another with conventional concrete structure to observe the pathological manifestations in different construction technologies. First, on-site visits to several schools were carried out to make photographic records of all environments in the buildings, the visual analysis of the anomalies found, and their frequencies. They have been recorded in a report containing the kind of the pathological manifestation, the possible causes and the source (design, execution or in use). The results show that it was possible to identify that the pathologies in both buildings are very similar as cracks in walls, cracks in the masonry/windows interfaces, cracks on the surface of the concrete elements and infiltrations. The precast building shows a significant quantity of problems related to conventional building, even being 10 years younger than the conventional construction. Maintenance is necessary to buildings durability.

Keywords: pathological manifestations, school buildings, maintenance.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Quando se trata de edificações escolares, deve-se levar em consideração o conforto nos mais variados aspectos para que os usuários tenham o necessário bem-estar para estimular o aprendizado, proporcionado pelas condições do ambiente do edifício no qual serão desenvolvidas as questões educacionais [1].

No estado de São Paulo, o projeto arquitetônico de escolas para ensino da rede estadual é padronizado pela Fundação para o Desenvolvimento da Educação (FDE). A FDE foi criada em 23 de junho de 1987 pela Secretaria de Educação para garantir o bom funcionamento, o crescimento e o aprimoramento da rede pública estadual de ensino, implementando políticas educacionais e diretrizes para o desenvolvimento de projetos de escolas, desde a concepção, execução até a sua entrega final [2].

Os primeiros edifícios do século 19 até o início dos anos 2000, as edificações escolares eram em concreto aparente, moldados no próprio canteiro de obras, as alvenarias em tijolos cerâmicos e arquitetura simples. Blocos de concreto passaram a ser utilizados na década de 1990, como mais uma opção para a alvenaria de vedação [1].

Em meados de 2003, a FDE inseriu modificações em seus projetos para construção de novas escolas: a ideia era ter a escola aberta à comunidade, com a utilização dos espaços nos fins de semana. Houve a incorporação de quadras poliesportivas cobertas, além da inserção das salas de informática, a nova forma de gestão de projetos/obras e a adoção da pré-fabricação da estrutura dos edifícios. No Brasil, há um entendimento que o uso de pré-fabricados tem a finalidade de reduzir os prazos das obras e obter edificações de melhor qualidade. Apesar disso, deseja-se que as edificações escolares sejam construídas com eficiência, método construtivo de qualidade, havendo igualdade de custos com obras convencionais, e com projetos arquitetônicos com melhores atributos [3].

A patologia “[...]” pode ser entendida como parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis [...]” [4]. Quando um problema ocorre no edifício, este se manifesta na forma de um sintoma devido a um desempenho insatisfatório da estrutura ou dos componentes da construção.

Com toda tecnologia desenvolvida e existente no momento, testes e instrumentos possibilitam identificar adequadamente essas manifestações patológicas, descobrindo suas causas e também ações de correção para solução do problema. Porém, deve-se levar em consideração que tais medidas corretivas acrescentam um custo considerável, podendo ultrapassar 40% em relação à quantidade gasta na execução da mesma [5].

As manifestações patológicas nas edificações escolares interferem nas condições do ambiente, tais como temperatura, insolação, ventilação e acústica; que, conseqüentemente, interfere na saúde e no desenvolvimento do aprendizado dos usuários. Dependendo do grau de comprometimento, os aspectos estéticos da edificação também afetam o desempenho escolar, podendo até interferir no ensino-aprendizagem. [6].

Este trabalho observou as manifestações patológicas em tecnologias construtivas distintas de duas edificações escolares, e se o modelo estrutural pré-fabricado, proposto pela FDE, satisfaz as questões de qualidade construtiva.

2. METODOLOGIA

A pesquisa foi realizada na cidade de Campinas, que não possui um clima definido estando numa zona de transição, sendo úmido e seco, apresentando variações ao longo do ano [7]. De acordo com o Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas à Agricultura (CEPAGRI) a cidade possui clima tropical de altitude com temperatura média anual de 22,4°C e umidade relativa do ar de 47% (média dos anos de 1988 a 2008) [8]. É importante destacar que os fatores climáticos estão associados à questão da durabilidade das edificações e influenciam no surgimento das manifestações patológicas.

A pesquisa foi realizada em duas escolas que se caracterizaram por técnicas construtivas distintas denominadas escola A e escola B.

A escola A está a 12 anos em atividade e possui 4 pavimentos: um pavimento térreo e mais 3 pavimentos (primeiro, segundo e terceiro andar). No térreo constam o pátio, a cantina, os sanitários (alunos e funcionários), refeitório, cozinha, secretaria, diretoria e o grêmio estudantil. O primeiro andar abriga as salas de aula (8 unidades), almoxarifado, depósito,

coordenação e sala dos professores. No segundo pavimento há 4 salas de aula, sala de leitura, sala de reforço, depósito, sala de uso múltiplo e sala de informática. No último andar foi construída a quadra poliesportiva com fechamento em telhas de alumínio. Nesta escola foi utilizada estrutura de concreto pré-fabricado, aparente, sem aplicação de revestimentos. As alvenarias de vedação foram construídas com blocos de concreto e as fachadas receberam apenas pintura. As alvenarias dos sanitários e da cozinha receberam revestimentos cerâmicos.

A escola B possui 22 anos e tem dois pavimentos: térreo e primeiro andar. O térreo é composto por 3 salas de aulas, 5 sanitários (alunos e funcionários, sendo um acessível), 2 sanitários inutilizados servindo de depósito, cozinha, copa, coordenação, secretaria, direção, recepção, depósito, sala dos professores, pátio recreativo e quadra poliesportiva (anexa ao prédio e com fechamento em telhas de alumínio). No segundo pavimento há 8 salas de aulas. Nesta escola as estruturas de concreto foram executadas de modo convencional (moldados in loco), revestidas com pintura. As alvenarias de vedação são compostas por tijolos maciços e nas fachadas são aparentes. As alvenarias dos sanitários, cozinha e copa receberam revestimentos cerâmicos.

A princípio foi realizado um levantamento bibliográfico sobre os tipos de manifestações patológicas em construções convencionais e em pré-fabricadas. Posteriormente ocorreram vistorias onde foram realizados os levantamentos das condições dos prédios das escolas A e B (Figura 1) e, por fim, a listagem das manifestações patológicas encontradas.



Escola A



Escola B

Figura 1: Fachadas das escolas A e B

Elaborou-se um relatório para cada escola, que contém as manifestações patológicas e suas variações, as prováveis causas e as origens (falha de projeto, de execução ou de uso). O relatório descreve as manifestações patológicas mais frequentes e suas variações, a quantidade de vezes que foi visualizada na edificação escolar, a imagem demonstrativa e as possíveis causas para que as manifestações ocorressem. Empregou-se a frequência de ocorrência (%) como referencial da análise das manifestações patológicas.

As manifestações observadas, com suas possíveis causas, foram:

- fissuras em alvenarias: orientada e na interface alvenaria/esquadria;
- fissuras nas estruturas de concreto: na superfície da peça;
- nichos de concretagem: nos elementos pré-fabricados;
- descolamento do revestimento cerâmico da alvenaria.

Foram analisados os 44 ambientes na escola A e 32 na escola B. Definiram-se como fontes principais das manifestações patológicas as alvenarias e estruturas de concreto.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Observou-se que todos os ambientes apresentaram algum tipo de problema. As Tabelas 2 e 3 descrevem as observações realizadas e o diagnóstico das escolas A e B, respectivamente.

DIAGNÓSTICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS					
Nome: <i>Escola A</i>		Ano de Construção: <i>2004</i>		Endereço: <i>Campinas</i>	
Nº de Ambientes: <i>44</i>		Nº de Pavimentos: <i>4</i>		Tipo Construtivo: () Convencional (X) Pré-Fabricado	
Manifestação Patológica	Variações	Ocorrências	Frequência (%)	Imagem	Causas possíveis
Fissuras (Alvenarias)	Orientada	34	41,5		Sobrecargas Variações de temperatura Retração Expansão Recalque de fundação Reações químicas
	Interface alvenaria/esquadria	10	12,2		Quebras de tijolos para adequação da esquadria Preenchimento de argamassa em excesso para adequação da esquadria
Fissuras (Estruturas de Concreto)	Superfície da peça	17	20,7		Retração Expansão Cura térmica
Nichos de Concretagem	Elementos de concreto	14	17,4		Falha no adensamento
Descolamento de Revestimento Cerâmico	Alvenaria	7	8,5		Grau de solicitação do revestimento
					Falta de esmagamento dos cordões de argamassa
TOTAL		82	100%		

Tabela 1: Relatório do diagnóstico realizado na escola A





DIAGNÓSTICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS					
Nome: <i>Escola B</i>		Ano de Construção: <i>1994</i>		Endereço: <i>Campinas</i>	
Nº de Ambientes: <i>32</i>		Nº de Pavimentos: <i>2</i>		Tipo Construtivo: (X) Convencional () Pré-Fabricado	
Manifestação Patológica	Variações	Ocorrências	Frequência (%)	Imagem	Causas possíveis
Fissuras (Alvenarias)	Orientada	5	9,8		Sobrecargas Variações de temperatura Retração Expansão Recalque de fundação Reações químicas
	Interface alvenaria/esquadria	19	37,3		Quebras de tijolos para adequação da esquadria Preenchimento de argamassa em excesso para adequação da esquadria
Fissuras (Estruturas de Concreto)	Superfície da peça	15	29,4		Retração Expansão Cura térmica
Nichos de Concretagem	Elementos de concreto	12	23,5		Falha no adensamento
Descolamento de Revestimento Cerâmico	Alvenaria	0	0		
TOTAL		51	100%		

Tabela 2: Relatório do diagnóstico realizado na escola B

A Figura 2 ilustra os resultados obtidos nas duas escolas avaliadas.

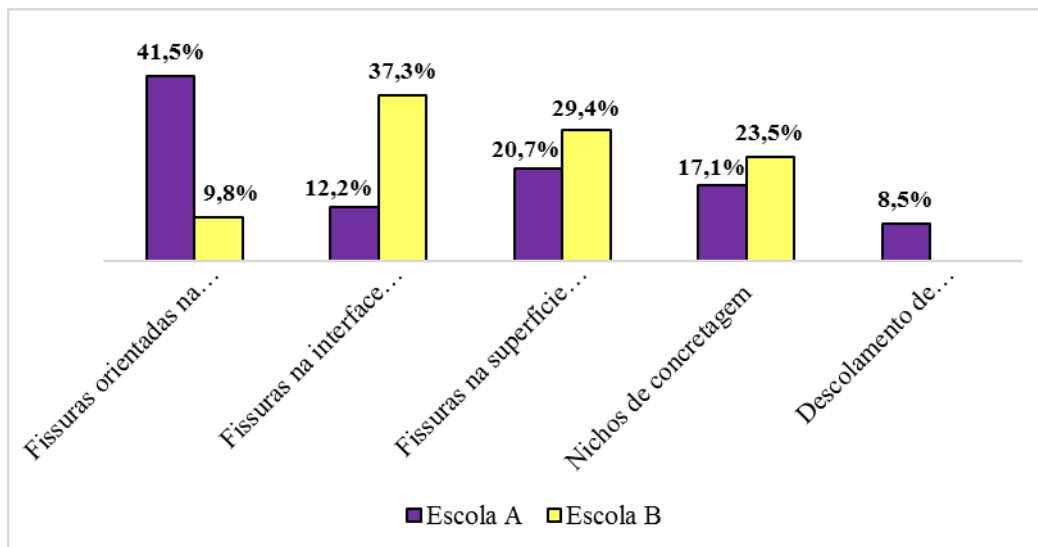


Figura 2: Frequência das manifestações patológicas nas escolas A e B

As manifestações patológicas de maior incidência foram nas alvenarias. Na escola A observou-se que os casos de fissuras orientadas na vertical ocorreram nas paredes internas da edificação, sendo em sua maioria nas salas de aula, de atividades e na secretaria, chegando a uma frequência de 41,5%, que pode ter sido causada por sobrecargas das estruturas de concreto nos blocos [9]. Na escola B evidenciaram-se problemas de fissuras orientadas em poucas alvenarias analisadas (9,8%), tanto na área interna como na externa da edificação.

As fissuras na interface alvenaria/esquadria (12,2%) foram vistas em diversas alvenarias, principalmente nas salas de aula, de atividades e na secretaria, que podem ter como causa principal o preenchimento de argamassa em excesso para o assentamento da esquadria causando fissuras pela diferenciação nas propriedades dos materiais envolvidos [10].

Nas estruturas de concreto foram identificados problemas de fissuras na superfície das peças mais precisamente nas vigas e lajes, de ambas as escolas. Esta manifestação patológica apresentou mais evidência na escola B (29,4%), nas vigas das fachadas, onde há maior exposição dos elementos às solicitações térmicas naturais diferenciadas [11]. Quando tratamos de fissuras em concreto pré-fabricado (20,7%) da escola A, temos que tais problemas surjam pela retração do concreto pelas falhas no processo de cura [4].

Os casos de nichos de concretagem foram observados na escola A (17,1%) entre vigas e lajes; entretanto na escola B foram verificados nichos em pilares e vigas, totalizando 23,5% das peças analisadas. Há dois motivos que levam a ocorrência desse tipo de manifestação: a falha na execução do adensamento do concreto (por formarem pequenas bolhas de ar, deixando o concreto vulnerável à entrada de agentes agressivos) e o momento de desmoldar a peça, que em alguns casos é feito sem cautela [4].

Os descolamentos de revestimento cerâmicos apresentaram 8,5% e foi possível verificar que ocorreu entre o revestimento e a argamassa de assentamento e também exibiram-se soltas em grupo. Podem ter como motivo a falha no assentamento, pelo tempo em aberto da argamassa de fixação estar vencido [12].

Muitos dos danos apresentados poderiam ser minimizados se fosse realizado um melhor controle de qualidade na etapa de execução, uma melhor adequação dos projetos e até mesmo a prática de manutenções periódicas. Pela idade de construção das escolas A (12 anos) e B (22 anos), vê-se que o sistema construtivo pré-fabricado, por ser mais recente e com maior tecnologia, deveria apresentar menor quantidade de problemas. Há de se observar que a realização de manutenção preventiva poderia minimizar e até mesmo eliminar algumas das manifestações patológicas observadas, o que foi observado na escola B, com a realização de pinturas das alvenarias e estrutura de concreto na parte interna, além de reformas nos sanitários.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisando de maneira geral, as escolas A e B apresentaram algum tipo de manifestação patológica. As alvenarias demonstraram casos alarmantes de fissuras, principalmente na escola A (fissuras orientadas) e na escola B (interface alvenaria/esquadria), que podem ser solucionadas executando melhor acabamento neste processo e respeitando a adequação dos projetos no momento da execução. Os descolamentos de revestimentos cerâmicos podem ser evitados havendo maior controle na execução dos assentamentos, estando atentos aos tempos em aberto da argamassa. O controle de qualidade destas atividades minimiza o surgimento de manifestações patológicas.

Manutenções preventivas são necessárias para que a edificação mantenha as condições de habitabilidade bem como sua vida útil.

A FDE adotou o método pré-fabricado visando melhor qualidade construtiva das escolas, contudo a pesquisa apresentou dados que não confirmam tais argumentos, haja vista que algumas manifestações patológicas apresentaram maiores frequências na escola A em relação a escola B. Além disso, existe uma diferença de 10 anos de idade entre as escolas e a quantidade de problemas encontrados na escola A deveria ser significativamente menor.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Deliberador, M. S. O processo de projeto da arquitetura escolar no Estado de São Paulo: caracterização e oportunidades. 2010. 379 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP. Campinas, São Paulo, 2010.
- [2] Beltrame, M. B.; Moura, G. R. S. Edificações escolares: infraestrutura necessária ao processo e aprendizagem escolar. Revista Travessias. Vol. 3, Nº 2. Paraná, 2009
- [3] Ferreira, F.; Mello, M. G. Fundação para o desenvolvimento escolar – estruturas pré-fabricadas. Arquitetura Escolar Paulista. São Paulo. FDE, 2006.
- [4] Helene, P. Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto. 1ª ed. São Paulo. Editora Reabilitar. 2003.
- [5] Meira, G. R.; Padaratz, I. J. Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa. In Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 15, 2014, Maceió. Anais... Maceió: ENTAC, 2014.
- [6] Bender, L. FUNDAÇÃO PARA O DESENVOLVIMENTO DA EDUCAÇÃO: práticas mais sustentáveis na construção civil. Revista de Arquitetura da IMED. V. 2, Nº 2, p. 208-2014. Pelotas, 2013.
- [7] Chvatal, K. M. S. *et al*, Estudo do clima de Campinas: a dificuldade de caracterização e proposição de recomendações e projeto para climas compostos. In Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 8, 200, Salvador. Anais... Salvador: ENTAC, 2000.
- [8] <http://www.cepagri.unicamp.br/outras-informacoes/clima-de-campinas.html> Acessado em 20/01/2016 às 14:46h
- [9] Duarte, R. B. Fissuras em alvenarias: causas principais, medidas preventivas e técnicas de recuperação. Porto Alegre: CIENTEC, 1998. (Boletim Técnico, 25)
- [10] Thomaz, E. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: Pini, 1989.
- [11] Building Research Establishment. Estimation of thermal and moisture movements and stresses. Garston, 1979. (Digest 227, part 1).
- [12] Campante, E. F. Sabbatini, F. H. Durabilidade de revestimentos cerâmicos de fachada. In Congresso Iberoamericano de Patologia de las Construcciones, V, Conpart, Montevideo, 1999. Anais... Montevideo. p- 183-191.



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURA DE CONCRETO EM AMBIENTE MARINHO

C. S. REIS

Estudante Edificações
IFBA
Bahia; Brasil
carolinesreiss@gmail.com

D. M. de J. CARDOSO

Estudante Edificações
IFBA
Bahia; Brasil
dannymaira@hotmail.com

V. S. CAVALCANTE

Estudante Edificações
IFBA
Bahia; Brasil
viviane_sc@outlook.com

A. S. FORTES

Professor, D.Sc. Edificações
IFBA
Bahia; Brasil
fortesas@terra.com.br

RESUMO

A garantia da durabilidade das estruturas de concreto armado localizadas em ambiente marinho está diretamente relacionada aos cuidados que devem ser seguidos durante as fases de projeto e execução das mesmas. Os critérios a serem adotados nessas fases em regiões consideradas de alta agressividade, caso do ambiente marinho, são significativamente diferentes dos cuidados em construções inseridas em ambientes de agressividade moderada ou fraca. A norma brasileira, NBR6118:2014, recomenda algumas condutas a serem seguidas visando à durabilidade das estruturas, especialmente no que se refere ao cobrimento da armadura e classe de concreto. No entanto, observou-se durante a realização do presente trabalho que edificações nessas condições de agressividade têm sido submetidas à recuperação estrutural com cerca de cinco anos após a execução. Neste artigo procura-se identificar e analisar as manifestações mais recorrentes nas estruturas de concreto localizadas em ambientes marinhos, buscando as respostas para estarem sendo submetidas a intervenções de recuperação estrutural de forma prematura. O trabalho foi desenvolvido por meio de vistorias em diversas construções em ambiente marinho e os resultados demonstram a necessidade de implantação de critérios diferenciados e rigorosos para garantir a durabilidade das mesmas na fase de projeto e execução.

Palavras-chave: Manifestações patológicas, ambiente marinho, patologias.

ABSTRACT

The guarantee of durability of reinforced concrete structures located in marine environment is directly related to the care that must be followed during the design phase and implemented. The criteria to be adopted in these phases in areas considered highly aggressive, if the marine environment, are significantly different from those in care placed in buildings of moderate or weak aggressive environments. The Brazilian standard, NBR6118, recommends some measures to be followed for the durability of the structures. However, it was observed during the course of this work in these buildings aggressive conditions have been subjected to structural recovery with about five years executed. This article seeks to identify and analyze the most frequent manifestations in concrete structures located in marine environments, seeking answers to are being subjected to structural recovery interventions prematurely. The study was conducted through surveys in several buildings in the marine environment and the results demonstrate the need for implanting differentiated and rigorous criteria to ensure the durability of the same in the design phase and execution.

Keywords: Pathological manifestations, marine environment, pathologies.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto é o grande responsável por conferir resistência e durabilidade às estruturas de concreto armado, [1]. Ainda segundo o autor, a resistência e a durabilidade de uma estrutura dependem indiscutivelmente da qualidade do concreto empregado em sua construção e dos cuidados durante as fases de projeto e planejamento, assim como, os procedimentos de manutenção que serão adotados durante a vida útil da estrutura.

O desenvolvimento da área de patologias das construções possibilitou um melhor entendimento sobre a importância das fases de projeto e execução das edificações e a identificação dos principais elementos causadores de irregularidades construtivas. Existe um consenso na literatura indicando que as origens das manifestações patológicas estão relacionadas às fases de execução, projeto, materiais e utilização e manutenção. Diversos trabalhos têm sido desenvolvidos com o intuito de avaliar a origem das manifestações patológicas, os mais recentes apontam que os erros ocorrem nas fases de projeto e execução praticamente com a mesma intensidade.

Segundo a norma brasileira [2] a agressividade do meio relaciona-se diretamente com ações físicas e químicas sobre as estruturas de concreto. A norma reconhece ainda o ambiente marinho como um meio com forte agressividade às estruturas de concreto.

A água do mar é o principal agente agressor ao concreto no ambiente marinho [3]. A ação do meio marinho com o microclima no qual a região da estrutura se encontra, pode, cada um dos microclimas característicos do ambiente atuar de forma específica, com reações características [4]. Para os autores, os agentes agressivos presentes no ambiente marinho provocam tanto a corrosão das armaduras quanto a corrosão do concreto (matriz de cimento). Isso, principalmente, em função de sua grande quantidade de elementos químicos, como cloretos (cerca de 55,29%), sódio (30,74%), sulfatos (7,75%), entre outros.

A agressividade de ambientes marinhos em estruturas de concreto pode ser dividida a partir de dois aspectos distintos: um relativo à corrosão do concreto pela ação de sais agressivos enquanto o outro diz respeito ao processo de degradação da armadura devido à presença de íons cloretos e umidade do ambiente [4]. Entretanto, ainda conforme os autores, não são os componentes da água do mar os únicos responsáveis pelo surgimento de manifestações patológicas no concreto. De acordo com as zonas (Figura 1) agentes de diferentes naturezas atuarão na degradação da estrutura.



Figura 1 – Zona de ação do ambiente marinho

Fonte: LIMA G, Maryangela, MAZER, Wellington, BRITO C, Priscila et al. (2006) - Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho – importância dos estudos envolvendo microclima.

1.1 - Zona Submersa

Os principais organismos agressores às estruturas submersas são de caráter biológico. Os organismos crustadores possuem relação tanto direta quanto indireta na geração de danos [5]. Direta, pois para os autores sua fixação na peça de concreto gera certo desgaste na estrutura, e indireta, pois esses organismos atuam na produção de resíduos metabólicos, enzimas ou ácidos.

Já os organismos incrustadores, como moluscos, algas, entre outros, também possuem efeito ambíguo sobre a estrutura. Atuam de forma negativa pois provocam desgaste superficial ou aumento de peso das estruturas [5]; positivamente por funcionarem como anteparo para as ondas, reduzindo assim ação direta destas. As algas, ainda possuem a potencialidade de formador compostos sulfurosos, ácido carbônico e dióxido de carbono, ainda que também possam proteger a estrutura ao selar suas superfícies, acarretando em uma consequente manutenção de sua durabilidade [4].

1.2 - Zona de variação de marés

A movimentação da água, ocasionada pela variação das correntes e consequentemente volume de ondas e da maré, como efeito direto na degradação das estruturas de concreto [5]. Isso porque, os autores apontam a variação da concentração dos compostos químicos e na composição do material carregado em suspensão, os quais poderão ter ação direta na erosão ou ataque químico às estruturas.

1.3 - Zona de respingos

A corrosão das armaduras em ambiente marinho se dá basicamente pela ação do íon Cloreto. A penetração desses íons se dá principalmente através de mecanismos de difusão que dependem da presença de água. No entanto, em concretos permanentemente saturados não se tem o desenvolvimento da corrosão (não em velocidades significativas), pois também se faz necessária à presença de oxigênio dissolvido na solução presente nos poros para que a correção aconteça. Os íons sulfatos são capazes de atacar os metais imersos no concreto, no entanto esse ataque demora muito a acontecer uma vez que o sulfato tem que principalmente atacar a matriz de concreto para poder atingir as armaduras.

1.4 - Zona de atmosfera marinha

Carrega também grande importância no processo de degradação do concreto, o vento, pois atua no transporte de íons, e já na forma de partículas sólidas e/ou através de gotas de solução salina nos ciclos de molhagem/secagem e de forma indireta na formação de ondas correntes. Além de agente de transporte de aerossol marinho, o vento age como catalisador nos ciclos de molhagem e secagem das estruturas favorecendo a precipitação e formação de sais.

Como exemplo de estrutura de concreto instalada permanentemente em ambientes marinhos tem-se o píer. Os píeres são estruturas feitas em parte sobre as águas do mar e em parte sobre terra, sob o efeito dos respingos da maré. Essas estruturas precisam ser construídas em função do seu ambiente, considerando a elevada agressividade do meio, para que possam ter capacidade de resistir às influências do meio e manter a vida útil prevista em projeto. Essa durabilidade, prevista em projeto, depende fundamentalmente da qualidade do concreto de cobertura sobre as armaduras, responsável pela sua proteção química e física.

Aspectos como a escolha do cimento, são muitos mais sensíveis em estruturas dessa natureza do que em obras convencionais. Ressalta-se, por exemplo, como uma medida possível para a redução da degradação da estrutura em ambientes marinhos, a utilização de um cimento com teor baixo de C_3A de forma a retardar a degradação por sulfatos. Outro aspecto de fundamental importância, quando se trata de uma construção em ambiente marinho, ou qualquer outra em ambiente notoriamente agressivo, é a garantia de um revestimento mínimo, sendo sua uniformidade tão importante quanto o fato de se ter esse revestimento garantido. A durabilidade de uma estrutura em ambiente agressivo, como é o caso do meio marinho é ainda mais sensível aos parâmetros adotados em projeto e à sua perfeita execução do em obras convencionais, em ambientes de agressividade moderada ou baixa, como veremos durante o presente trabalho.

2. ESTUDOS DE CASOS

O presente trabalho está baseado na vistoria de seis píeres, localizados na região metropolitana de Salvador-BA, designados neste trabalho como píer A, B, C, D, E e F. Quatro ficam no bairro da Vitória, na entrada da Baía de Todos os Santos, e dois no porto de aratu, já na parte interna da Baía, conforme ilustra a Figura 2. Foram realizadas diversas vistorias em cada pier, recorrendo a ensaios de resistência à compressão do concreto, esclerometria, ensaios de carbonatação utilizando-se fenolftaleína, auscultação, exames visuais, medições etc. As vistorias ocorreram sempre com a maré-baixa para que se pudesse ter acesso a maior parte dos elementos estruturais. A coleta de dados foi feita por meio de registros fotográficos, audiovisuais e elaboração de croquis feitos no local.



Figura 2 - Baía de Todos os Santos – posição das estruturas em estudo (fonte: Google maps).

As manifestações patológicas encontradas durante a vistoria das estruturas dos píeres estão apresentadas a seguir.

2.1 – - Lixiviação

A lixiviação do concreto é precursora de outras manifestações patológicas de maior gravidade, como a corrosão das armaduras e a carbonatação. A lixiviação é a remoção dos elementos constituintes do concreto, remoção da pasta endurecida e dos agregados miúdos, expondo os agregados graúdos. Implica no que acontece com o concreto na presença de percolação da água sobre o elemento estrutural, carregando consigo componentes importantes, como é o caso do hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), importante para manter o pH do concreto alto o suficiente para proteger as armaduras. Quando esse fenômeno acontece o concreto aumenta os vazios, reduz a resistência e o pH diminui despassivando a armadura, ou seja, o concreto expõe a armadura deixando-a ativa para reações com agentes externos que tem sua entrada ou saída favorecida pela porosidade maximizada pela lixiviação [6].



Figura 3 – Lixiviação do concreto no Píer A (esquerda) e no Píer D (direita).

2.2. Corrosão da armadura

A corrosão das armaduras das estruturas de concreto presentes em ambientes marinhos se dá pela ação dos íons cloreto - componente da água do mar.

Este fenômeno ocorre por pites, um tipo desta patologia que se manifesta em pequenos e distintos pontos de corrosão na superfície da armadura em questão. Em casos avançados de corrosão ocorre a ruptura da armadura.

Os componentes essenciais para que ocorra corrosão, são os seguintes [7]:

- Eletrólito que irá conduzir os íons, gerando uma corrente de natureza iônica e, também, para dissolver o oxigênio. O eletrólito, no concreto é constituído, basicamente, por íons em solução, pois salvo raras exceções (altas temperaturas) haverá água presente nos seus poros.
- Diferença de potencial: entre dois pontos quaisquer da armadura, seja pela diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto ou aço, impurezas no metal, heterogeneidades inerentes ao concreto, pela carbonatação ou pela presença de íons. Formam-se assim duas regiões distintas, ou seja, uma região catódica e outra anódica. Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas acarretam o surgimento de corrente elétrica. Dependendo da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio, poderá ou não ocorrer corrosão,
- Oxigênio, que regulará todas as reações de corrosão, dissolvido na água presente nos poros do concreto.

Como anteriormente mencionado, para que tal reação ocorra é necessária a presença de oxigênio e água, o que explica a quase inexistência do fenômeno corrosão das armaduras em concretos constantemente submersos. No caso do concreto armado, o ânodo e o cátodo são formados nas barras de aço, as quais formam a ligação metálica entre ambos, e o eletrólito meio aquoso presente nos poros do concreto [8].

O concreto, em condições normais, fornece às armaduras um alto grau de proteção contra corrosão [9]. Devido ao pH do extrato aquoso presente nos poros do concreto ocorre a passivação do metal por meio da formação de uma película protetora, insolúvel, chamada de camada de passivação. O pH da água contida no interior do concreto gira em torno de 12,5 a 13,5 dependendo das adições utilizadas, condição suficiente para conduzir o metal a uma situação de equilíbrio, protetora. Esta condição protege a armadura tanto quimicamente (devido ao pH) e fisicamente isolando a armadura do meio externo, devido à presença da camada de cobrimento.

Ao entrar em contato com a superfície da estrutura, os íons cloretos penetram e ocorre a despassivação da armadura do concreto, reduzindo a estabilidade da camada passivadora e, em presença dos fatores relacionados anteriormente, iniciam-se o processo de corrosão.



Figura 4 – Corrosão da armadura do Píer A (canto superior esquerdo), B (canto superior direito), C (canto inferior esquerdo) e D (canto inferior direito).

2.3. Carbonatação

Carbonatação é um fenômeno físico-químico onde, a partir da reação de gases ácidos, presentes no ambiente, caso do gás carbônico (CO_2) com os produtos alcalinos do concreto, provenientes da reação de hidratação do cimento, ocorrendo a formação de produtos com pH de precipitação inferior a 9 [10].

A formação e a estabilidade da película passivadora na superfície do aço é dependente do nível do pH na solução que circunda o aço. Com a penetração das moléculas de dióxido de carbono no concreto, ocorrem reações que fazem decrescer a alcalinidade na solução dos poros, conduzindo o pH para níveis próximos de 8 [11].



Figura 5- Carbonatação do concreto no Píer A (esquerda) e Píer D (direita).

2.4. Fungos

Os fungos, como qualquer outro organismo, precisam como ingrediente vital a incidência de água. Eles sobrevivem a um ambiente mais drásticos que as bactérias, variando o pH de 4,5 a 13,0 e ao se instalarem, inicialmente formam um micélio, uma espécie de manto de sustentação feito por agrupamento de hifas dos fungos. A partir delas o organismo irá penetrar nos poros do substrato e nas fissuras, retirando os nutrientes para a manutenção da vida, desencadeando fissuras e diminuindo a resistência superficial do concreto [12].



Figura 6 – Presença de fungos na superfície do concreto do Píer A.

A Tabela 1, mostra o efeito de micro-organismos em diversos materiais de construção:

Ação	Efeito	Material	Micro-organismo
Presença Física	Descoloração e retenção de água	Todos	Todos
Presença Física	Multiplicação de organismos heterotróficos	Qualquer superfície limpa	Algas e bactérias fotossintetizantes
Excreção de enzimas hidrolíticas	Quebra de componentes e degradação de aditivos de cadeia curta	Madeiras, polímeros, superfícies pintadas, concretos e argamassas	Fungos, bactérias e fungos filamentosos
Crescimento de filamentos	Desagregação do material	Rochas, concreto, argamassa e madeiras	Fungos, actinomicetos, algas e cianobactérias
Produção de ácido	Corrosão	Rochas, concretos, argamassas	Fungos e bactérias
Remoção de íons	Perda de resistência e dissolução	Rochas, concretos, argamassas	Todos
Sequestro (quelação) de constituintes iônicos	Perda de resistência e dissolução	Rochas, concretos, argamassas	Produtores de ácidos orgânicos como fungos.
Remoção de H ⁺ pelas células	Corrosão alcalina	Rochas	Algas e cianobactérias
Liberção de polióis (glicérol e polissacarídeos)	Disruptura de silicatos laminares	Rochas silíceas	Todos

(Fonte: Gaylarde, 2003)

Tabela 1- Efeito de micro-organismos em diversos materiais de construção.

Fonte: Revista Técnica: Edição 157, p. 52-57

2.5. Incrustamento de algas e crustáceos

Ao se fixarem com peças de concreto armado, as algas e crustáceos desempenham papel ambíguo em relação à durabilidade dessas estruturas. Tem-se como ação benevolente a criação de uma espécie de camada protetora em volta das peças, diminuindo a velocidade de incidência de fenômenos físicos como ondas e a invasão de organismos biológicos ao interior das mesmas. Em contrapartida, há a produção de matéria orgânica, compostos sulfurosos, dióxido de carbono, resíduos metabólicos, enzimas e ácidos, causando em primeira instância o aumento do peso e desgaste das estruturas.



Figura 7 – crustáceos nos elementos estruturais do Píer A, B e C, respectivamente.

2.6 – Fissura

As fissuras apresentam-se como um importante indicador sintomatológico na avaliação das condições estruturais de determinada construção. Isso porque, em geral, indicam alguma anomalia comprometedora a impermeabilidade, integridade, segurança, resistência, e durabilidade da edificação [13].

Suas causas podem estar relacionadas a diversos fatores, que normalmente estão atuando ao mesmo tempo [14]. A posição, forma, abertura, profundidade e análise das faces são importantes elementos para a determinação de suas causas. Os principais mecanismos de formação das fissuras são [14]:

- ✓ Variação térmica;
- ✓ Variações no teor de umidade dos materiais;
- ✓ Atuação de sobrecargas;
- ✓ Deformação excessiva das estruturas de concreto armado;
- ✓ Recalques diferenciais das fundações.

A norma brasileira caracteriza como anomalia as fissuras cuja abertura é de valor superior a 0,4 mm. Como simples ocorrência nas estruturas são consideradas as de abertura igual ou inferior a 0,4 mm. Não há dúvida, entretanto, que independentemente do tamanho uma fissura aberta é um caminho fácil para penetração de agentes agressivos [15].



Figura 8 – Fissuras nos elementos estruturais do Píer A (canto superior esquerdo), B (canto superior direito), C (canto inferior esquerdo) e D (canto inferior direito).

As manifestações patológicas encontradas nas estruturas em estudo estão apresentadas na Tabela 2.

	Manifestações patológicas	Corrosão de armadura	Lixiviação do concreto	Incrustamento de limo e crustáceos	Carbonatação	Fissuras	Fungos
1	Píer A	X	X	X	X	X	X
2	Píer B	X		X		X	
3	Píer C	X		X		X	
4	Píer D	X			X	X	
5	Píer E	X		X	X	X	
6	Píer F	X			X	X	

Tabela 2- Manifestações patológicas observadas em cada píer.

O gráfico apresentado na Figura 9 também mostra os mesmos dados em percentuais relacionados ao total de estruturas em estudo.

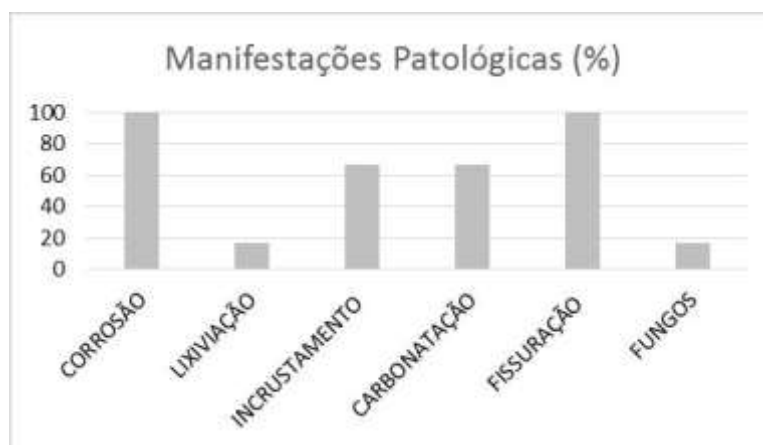


Figura 9 – Manifestações patológicas encontradas nas estruturas.

Vale salientar que apesar da variação de idade das estruturas em estudo, de dez a vinte e cinco anos, o problema de deterioração foi observado pelos proprietários com cerca de cinco anos após a construção. Todos já haviam tido algum tipo de recuperação estrutural. Dessa forma, o custo da recuperação estrutural justifica a adoção de medidas preventivas, que elevam o custo da construção, mas aumentam substancialmente a durabilidade da estrutura.

3. REGIMENTO NORMATIVO E ASPECTOS DE PROJETO

Muitos fatores, do próprio local, interferem na durabilidade e vida útil de projeto (VUP). A primeira é definida, como sendo a “capacidade de a estrutura resistir às influencias ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante” [2]; a segunda é denotada como “sendo a durabilidade prevista para um dado produto inferida a partir de dados históricos de desempenho do produto ou de ensaios de envelhecimento acelerado”, prevendo para estruturas um VUP mínimo de 50 anos [16]. Todas as estruturas apresentadas neste trabalho não alcançam esse requisito, recorrendo-se aos procedimentos de recuperação estrutural com uma idade muito inferior ao normativo para a estrutura se deteriorar e envelhecer.

Todavia, desde a primeira norma brasileira (1931), a qual equaliza diretrizes para a garantia de durabilidade, se é utilizado o método de “experiências anteriores”, isto é, “dados históricos de desempenho do produto”, para inferir a vida útil no projeto, considerado uma metodologia ultrapassada e obsoleta, por se referenciar a conceitos praticados há mais de cem anos, não consegue sustentar alguns casos. Enquanto outros países se utilizam métodos mais confiáveis como: ensaios acelerados; enfoque determinista; enfoque probabilista [17].

É importante que as normas brasileiras sugiram métodos mais eficazes para o monitoramento das estruturas e garantia da sua vida útil de projeto.

Os poucos elementos de projeto que foram encontrados, das seis estruturas vistoriadas, observaram-se que não existiram preocupações com a elevada agressividade do meio. Alguns procedimentos a serem informados nos projetos são de extrema importância para a durabilidade da estrutura em ambiente marinho, conforme se segue:

- Informar o tipo de cimento a ser empregado e seu consumo por metro cúbico;
- Relação água-aglomerante máxima a ser empregada na dosagem do concreto;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Tipos de adições (sílica ativa, SBR etc);
- Utilização de fibras;
- Plano de concretagem;
- Tipo de cura a ser adotada;
- Utilização de proteção catódica, geralmente com ânodo de sacrifício;
- Garantia de cobrimento uniforme com mais de 40mm de espessura;
- Rigoroso controle de qualidade dos materiais, com ensaios de resistência à compressão e tração do concreto e ensaios para obtenção do módulo de elasticidade do concreto;
- Avaliar a possibilidade de utilização de aço CA25, devido a sua menor possibilidade de corrosão;
- Pinturas de proteção superficial do concreto, com a idade de sua manutenção;
- Emprego de elementos para monitoramento da estrutura, tanto de esforços como de durabilidade e plano de manutenção de forma clara e concisa.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme foi apresentado considera-se fundamental ressaltar que as estruturas em ambiente marinho precisam de cuidados adicionais nas fases de projeto e execução devido à elevada agressividade do meio, evitando-se que a degradação da estrutura ocorra em sua primeira década, como foi o caso das estruturas apresentadas neste trabalho. Os cuidados devem partir desde a dosagem do concreto, assim como no desenvolvimento do controle da qualidade dos materiais. Os projetos devem ser melhorados, apresentando detalhes construtivos que facilitem a sua execução, apresentando também de forma clara os elementos necessários para garantia da durabilidade da estrutura, como utilização de fibras, aditivos e adições, espessura da camada de cobrimento, forma de aplicação do concreto, emprego de anodo de sacrifício, utilização de pinturas de proteção, plano de manutenção, entre outros aspectos. A execução das estruturas em ambiente marinho deve seguir critérios rigorosos de controle dos procedimentos construtivos para evitar a deterioração prematura da estrutura.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Centro Federal de Educação Ciência e Tecnologia da Bahia – IFBA em especial ao seu Departamento de Construção Civil, por possibilitar a produção deste trabalho. Também agradecem à Comissão Organizadora do CBPAT2016 pela oportunidade de apresentação do presente trabalho.

6. REFERÊNCIAS

- [1] CÁNOVAS, Manuel Fernández. Patologia e Terapia do Concreto Armado. São Paulo. 1998.
- [2] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projetos de estruturas de concreto: procedimentos. ABNT. Rio de Janeiro, 2015.
- [3] MEHTA, P. K. ; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo, Pini, 1994.
- [4] G. DE LIMA, Maryangela. MORELLI, Fabiano. Caracterização da agressividade do ambiente marinho às estruturas de concreto. São José dos Campos. São Paulo, 2004.
- [5] LIMA G, Maryangela, MAZER, Wellington, BRITO C, Priscila et al. Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho – importância dos estudos envolvendo microclima. São Paulo. 2006.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [6] REIS, Lília Silveira Nogueira. Sobre a Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado. Belo Horizonte, 2001.
- [7] HELENE, P. Corrosão de armaduras no concreto. São Paulo, PINI, 1986. 47p.
- [8] CYTED – Programa Iberoamericano de Ciência e Tecnologia para o Desenvolvimento. Rede Temática XV. Durabilidade da Armadura – DURAR, 1997
- [9] LIMA, M.G. Capítulo 24 – Ação do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto. 2006 Livro:
- [10] CONCRETO – Ensaio, pesquisa e Realizações – volume 1.
- [11] KULAKOWSKI, Marlova Piva. Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa. Porto Alegre, 2002.
- [12] BENTUR, A.; DIAMOND S.; BERKE N. S. Corrosion of Steel in Concrete - Understanding, investigation and repair. J. P. Broomfield. Londres: E & FN Spon, 1997.
- [13] KIEL, Greyce. Diversidade Bacteriana em Biofilmes de Superfícies Externas de Prédios Históricos na Cidade de Porto Alegre. Porto Alegre, 2005.
- [14] AMBROSIO, Thiago da Silva. Patologia, tratamento e reforço de estruturas de concreto no metrô de São Paulo. São Paulo, 2004.
- [15] FORTES, A. S. Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Fibras de Carbono. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, 2000.
- [16] FILHO, Antonio Carmona, CARMONA, Thomas Garcia. Fissuração nas estruturas de concreto. 2012.
- [17] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1: Edificações Habitacionais — Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. ABNT. Rio de Janeiro, 2013.
- [18] HELENE, Paulo. ANDRADE, Jairo José de Oliveira. MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de. Capítulo 22
- [19] Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. Concreto: Ciência e Tecnologia. Geraldo Cechella Isaia (Editor). 2011 IBRACON. Todos direitos reservados.



**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM
ÊNFASE EM ERROS DE CONSTRUÇÃO**

JEFFERSON MAIA. LIMA
Engenheiro Civil
Faculdade Ideal FACI DEVRY
Pará; Brasil
jlima20@faculdadeideal.edu.br

CRISTIANE A. S. SILVA
Engenheira Civil
Faculdade Ideal FACI DEVRY
Pará; Brasil
cristiane.pleno@gmail.com

JOSÉ RAIMUNDO SERRA. PACHA
Engenheiro Civil
Faculdade Ideal FACI DEVRY
Pará; Brasil
jpacha@faculdadeideal.edu.br

SABINO A. DE AGUIAR NETO
Engenheiro Civil
Faculdade Ideal FACI DEVRY
Pará; Brasil
saguiarneto@hotmail.com

RESUMO

Este trabalho consiste em apresentar as manifestações patológicas incidentes em estruturas de concreto armado oriundas principalmente da etapa de execução das obras. A partir de vistorias nas edificações e, baseando-se em seus respectivos dados coletados em escritórios de engenharia da Região Metropolitana de Belém com expertise no assunto, efetuou-se um levantamento das principais patologias ocorridas nos elementos da superestrutura e suas causas relacionadas às falhas construtivas. Observaram-se patologias relacionadas sobretudo à corrosão das armaduras, além de lixiviação e destacamento do concreto, entre outras. É legítimo que, em todos os casos avaliados, as manifestações estão ligadas aos erros ocasionados durante a execução das peças de concreto armado. Destacam-se como causas preponderantes das patologias visualizadas: treinamento insuficiente da mão-de-obra (operários e mestres de obra), inclusive falta de domínio por parte dos responsáveis técnicos (engenheiros e técnicos) gerando falhas de planejamento e controle na preparação das armaduras, fôrmas e concretagem; carência na dosagem experimental provocando ineficiência no controle dos parâmetros envolvidos produzindo concretos com alto grau de permeabilidade; impermeabilização inadequada das estruturas.

Palavras-chave: patologias das estruturas, estruturas de concreto armado, corrosão.

ABSTRACT

This work to show the pathological manifestations incidents in reinforced concrete structures derived mainly from the execution of the work stage. From inspection of the buildings and, based on their respective information collected in engineering offices in the metropolitan Belém Region with experience in the subject, we did a survey of the main pathologies occurring in the elements of the superstructure and their causes related to construction failures. Visualize pathologies related in particular corrosion of reinforcement beyond of the leaching or detachment of the concrete, among others. It is right that, in all cases evaluated, the appearance are linked to errors caused for the execution of pieces of reinforced concrete. It stands out as most important causes of displaying pathology: insufficient training of manpower (workers and work of master), including lack of knowledge by the technicians responsible (engineers and technicians) developing planning failures and control the preparation of the ribbing, formwork and concreting; shortage in the experimental dose causing inefficiency in controlling the parameters involved producing concrete with high permeability; Inadequate sealing of structures.

Keywords: pathologies of the structures, reinforced concrete structures, corrosion.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material multicomponente composto de cimento, água e agregados inertes (normalmente areia e seixo ou brita), em partículas de diversos tamanhos. A água e o cimento, quando misturados, formam uma pasta que com o tempo endurece adquirindo resistência mecânica através da aderência às partículas de agregados. Forma-se assim um material monolítico com características de pedra. Por essa considerável simplicidade, a utilização do concreto como elemento construtivo vem acompanhando significativamente a evolução da sociedade, podendo ser ilustrado seu emprego na construção de obras como as pirâmides do Egito e o Panteão de Roma. Entretanto, a partir do estudo de escritos do arquiteto romano Vitruvius (50 A.C.) tem ocorrido poucos avanços significativos do conhecimento da química do cimento ou das estruturas de concretos até o século XVIII, quando, então, se começam a estudar grupos de cimentos constituídos basicamente de silicatos e aluminatos de cálcio, e diferentes tecnologias de manufatura [1].

Na atualidade o concreto é considerado o material mais utilizado na construção civil, pois pode ser inserido em qualquer parte das construções, seja em fundações, infraestruturas, superestruturas, pavimentos, paredes, revestimentos, coberturas, muros, entre outros [2]. Estruturalmente, o concreto se caracteriza por apresentar boa resistência à compressão, embora apresente reduzida resistência à tração. Devido a esta última característica, o concreto é normalmente associado a armaduras de aço cuja densidade depende das alternativas que visem o equilíbrio na distribuição de tensões, evitando-se zonas de concentração e/ou superposição de esforços, ao mesmo tempo em que o concreto protege essa mesma armadura contra o fenômeno da corrosão.

Quando projetado e executado de acordo com os princípios da boa engenharia, o concreto apresenta, além da resistência, as vantagens da facilidade de execução, durabilidade e economia [2]. Porém, apesar dos avanços na tecnologia dos materiais que compõe os concretos, e nas técnicas construtivas, muitas anomalias surgem nas estruturas por diversas causas, muitas das vezes desconhecidas ou, até mesmo conhecidas, mas que no momento adequado, durante o planejamento, execução ou manutenção das estruturas, não foram tomadas atitudes simples que evitassem tais patologias.

Muito se tem discutido sobre as origens das manifestações patológicas e os processos de deterioração das estruturas de concreto armado. Assim o objetivo principal do presente trabalho é a divulgação de fatos reais de patologias ocorridas em obras que apresentaram deficiência no processo de execução com o intuito de contribuir com o meio técnico e acadêmico no que concerne à interpretação e entendimento das falhas mais comuns encontradas nas estruturas de concreto, aumentando a possibilidade de se prevenir futuras anomalias.

2. PATOLOGIAS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.1 Gênese

Salvo os casos correspondentes à ocorrência de catástrofes naturais, os problemas patológicos têm suas origens motivadas por falhas que ocorrem durante a realização de uma ou mais das atividades inerentes ao processo genérico a que se denomina de construção civil. Este processo pode ser dividido nas etapas de concepção (planejamento e projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro), execução e utilização (operação e manutenção) [3] [4]. Souza e Ripper [3] enfatizam que o surgimento de problemas patológicos em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades.

Várias são as falhas possíveis de ocorrer durante a etapa de concepção da estrutura. Elas podem se originar durante o estudo preliminar (lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto de execução. Dentre os exemplos mais comuns temos: deficiência no cálculo da estrutura ou avaliação da resistência do solo; falta de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, bem como com os demais projetos civis; detalhamento insuficiente ou errado; detalhes construtivos inexequíveis.

Iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão diversas como falta de condições locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão-de-obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Acabadas as etapas de concepção e de execução, e mesmo quando tais etapas tenham sido de qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de um programa de manutenção adequado. Os procedimentos inadequados durante a utilização podem ser divididos em ações previsíveis (carregamento excessivo, devido à ausência de informações no projeto, por exemplo) e ações imprevisíveis ou acidentais (alteração das condições de exposição da estrutura, incêndios, abalos provocados por obras vizinhas, choques acidentais etc.) [5]. De forma simples, os problemas patológicos ocasionados por uso inadequado podem ser evitados informando-se aos usuários sobre as possibilidades e as limitações da obra mediante um manual de utilização [3].

No entanto, essas manifestações só se tornam visíveis após o início da execução propriamente dita, a última etapa da fase de produção, normalmente ocorrendo na etapa de uso [4]. Alguns trabalhos comentam que a maior porcentagem das manifestações patológicas está ligada à etapa de concepção [4] [6]. Por outro lado, para Cánovas [7] a patologia na execução pode ser consequência da patologia de projeto, havendo uma estreita relação entre elas. Isso não quer dizer que a patologia de projeto sendo nula, a de execução também o será. Nem sempre com projetos de qualidade desaparecerão os erros de execução. Estes sempre existirão, embora seja verdade que podem ser reduzidos ao mínimo caso a execução seja realizada seguindo um bom projeto e com uma fiscalização intensa [7].

A demonstração mais expressiva dessas afirmações encontra-se nas Tabelas 1 e 2 que retratam que as maiores incidências de danos são atribuídas à etapa de execução, tanto no Estado do Pará, na Amazônia, como no Brasil em geral [5]. A Tabela 1 relaciona a origem da patologia com os estados da região Norte. A Tabela 2, mais complexa detalha as causas (projeto, materiais, execução, utilização e naturais) por tipo de obra (residencial, comercial, industrial e hidráulica), com destaque para os números relacionados às patologias de execução no Brasil.

Tabela 1 – Distribuição das origens, por estado, das manifestações patológicas constatadas

Origem dos Danos	Amapá	Amazonas	Maranhão	Pará	Rondônia	Roraima	Amazônia
	%	%	%	%	%	%	%
Planejamento/Projeto	100,00	20,41	30,43	30,31	50,00	100,00	29,96
Materiais	-	16,33	-	4,68	-	-	5,39
Execução	-	42,85	36,96	38,84	50,00	-	38,79
Usos Previsíveis	-	4,08	21,74	20,11	-	-	18,32
Usos Imprevisíveis	-	16,33	10,87	6,06	-	-	7,54
Total	0,43	10,56	9,92	78,23	0,43	0,43	100,00

Tabela 2 – Origem das manifestações patológicas em diversos países

País	Número de Casos	Causas					Tipo de obra			
		P	M	E	U	N	R	C	I	H
Inglaterra	510	49	11	29	10	1				
Alemanha	1570	40	15	29	9	7				
Romênia	432	38	23	20	11	8				
Bélgica	3000	49	12	24	8	7				
Dinamarca	601	37	25	22	9	7				
Iugoslávia	117	34	22	24	12	8				
França	10000	37	5	51	7		68	18	14	
Espanha	586	41	13	31	11	3	57	20	12	
Brasil	527	18	7	52	13		24	19	26	12

As falhas de execução das estruturas podem ser de todo tipo, podendo estar vinculadas às fôrmas (confeção, instalação e remoção), armaduras (corte, dobra e montagem) e o concreto (dosagem, mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura). Todas estas tarefas estão relacionadas, principalmente, ao emprego de mão-de-obra desqualificada ou falta de supervisão técnica [5].

2.2 Manifestações patológicas

Independentemente da origem dos problemas patológicos, salvo raras exceções, as manifestações nas estruturas de concreto apresentam-se com diferentes sinais externos, a partir da qual se pode deduzir qual a natureza, os mecanismos dos fenômenos envolvidos, assim como pode-se estimar suas prováveis consequências [4]. Nas estruturas de concreto,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



de forma geral, as doenças se manifestam por um conjunto de sintomas muito variados tais como mudanças na coloração, expansões, esfoliações, fissuras, trincas etc [7]. Apresentam-se, a seguir, os mais importantes processos físicos de deterioração das estruturas.

2.2.1 Lixiviação do concreto

A lixiviação consiste na dissolução e arraste do hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ existente na massa de cimento Portland endurecido (liberado na hidratação) onde, através da deposição desta solução, podem ser formadas as conhecidas estalactites e estalagmites na superfície dos concretos [3].

Entre as causas que mais contribuem para o surgimento da lixiviação estão a alta permeabilidade do concreto e a circulação e renovação de água por fontes diversas. Além disso, as juntas de concretagem mal executadas, ninhos de concretagem e fissuras na superfície do concreto podem colaborar de forma preponderante.

2.2.2 Ninhos de concretagem

Os ninhos de concretagem são conhecidos como grandes vazios na massa de concreto endurecido, geralmente ocasionando falta de uniformidade por conta dos agregados limpos sem o devido envolvimento pela argamassa. O não preenchimento completo das fôrmas pelo concreto tem como causas comuns as deficiências no processo de concretagem (dosagem, preparação, lançamento, adensamento).

2.2.3 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras nas estruturas de concreto é um fenômeno de natureza eletroquímica que se dá em meio aquoso, que pode ser acelerado pela presença de agentes externos (ambiente) ou internos ao concreto [8].

Primeiramente, em estado normal, as armaduras de aço presentes nas estruturas de concreto encontram-se no interior de um meio altamente alcalino. A alcalinidade do concreto é devida principalmente ao $\text{Ca}(\text{OH})_2$ que se forma durante a hidratação dos silicatos presentes do cimento Portland e aos álcalis (gerando NaOH e KOH) originários do cimento. Para Andrade [9], através da presença destas substâncias o pH na fase aquosa contida nos poros do concreto situa-se em valores entre 12,6 e 14,0. A estes valores de pH e em presença de uma certa quantidade de oxigênio, o aço das armaduras encontra-se passivado, isto é, recoberto de uma capa de óxidos transparentes, compacta e contínua que o mantém protegido por períodos indefinidos, mesmo em presença de umidade elevada no concreto.

Nesse momento, a função do revestimento de concreto é primordial. Para tanto, a espessura correta do revestimento deve possibilitar uma proteção adequada às armaduras do ataque de agentes agressivos externos, enquanto que, a característica qualidade desse mesmo revestimento, garantido por um concreto de boa compactação e homogêneo, deve atuar na manutenção e proteção da película protetora das armaduras [8]. Logo, pode-se afirmar que enquanto a armadura estiver protegida fisicamente (revestimento de concreto) e quimicamente (alcalinidade da fase líquida) não haverá corrosão, posto que a película impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, dificultando a dissolução do ferro [10].

Diversos são os fatores que causam o início do processo de corrosão. Pode-se destacar a permeabilidade do concreto à água e gases, o nível de carbonatação em que o concreto foi atingido, umidade relativa do ar e a presença de agentes agressivos tanto na atmosfera quanto no concreto [8].

Entretanto, para que seja iniciada a corrosão é indispensável a presença de oxigênio (ar), umidade (a água forma uma película de eletrólito sobre a superfície do aço) e o aumento da heterogeneidade da estrutura (diferença de potencial gerada pela alteração da umidade, tensões no concreto ou no aço; variação na espessura do revestimento; falhas construtivas como ninhos de concretagem) [7][8].

2.2.3 Lascamento do concreto

O lascamento é o termo conhecido como destacamento de placas de concreto ocasionado pelas tensões de expansão dos produtos de corrosão (três a dez vezes o volume original da armadura) na direção radial das barras. Geralmente estas expansões provocam um quadro de fissuramento do concreto na direção paralela à barra corroída e, conseqüentemente, ocasiona a perda de aderência entre o aço e o concreto, deixando as armaduras expostas [7] [10].



3. METODOLOGIA DE PESQUISA

Este trabalho procura apresentar as principais manifestações patológicas com ênfase em erros de execução encontradas em estruturas de concreto armado de algumas edificações situadas no município de Belém. Adotaram-se exemplos de estruturas que foram vistoriadas por empresas e profissionais com expertise no assunto, atuantes no Estado do Pará. Ressalta-se que essas vistorias, por ter cunho de serviços de recuperação das estruturas e, não de perícias por motivos diversos, nem sempre foram levantados aspectos sobre todos os processos de execução das estruturas, análises de cargas nos elementos portantes, e tampouco, questionários e entrevistas com os responsáveis técnicos, usuários e transeuntes das edificações. Portanto, este documento trata somente da constatação, registro de patologias e comentários de possíveis causas. As etapas principais da metodologia adotada para o alcance dos diagnósticos foram a inspeção nas edificações seguida de levantamento bibliográfico.

3.1 Inspeção preliminar

A partir da realização de visitas in loco registraram-se fotos que pudessem demonstrar, de forma clara, as anomalias encontradas nas estruturas. Nestas visitas, anotaram-se os aspectos que pudessem servir de parâmetros para o momento do diagnóstico das patologias, principalmente, no que tange aos aspectos físicos (espessuras de cobertura e revestimentos, dimensões das peças, espessura e trajetórias de fissuras e trincas, etc) e ambientais (áreas molhadas, insolação, umidade, ventilação, contaminação química e biológica).

3.2 Levantamento bibliográfico

Para dar suporte no diagnóstico das patologias visualizadas, utilizou-se de documentos que retratam os fenômenos patológicos em estrutura de concreto armado, inclusive internacionais, com destaque para estudos desenvolvidos na Região Metropolitana de Belém, relacionando o tipo de manifestação com as prováveis causas.

4. APRESENTAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Esse tópico propõe relatar alguns casos de patologias em estruturas de concreto armado que provavelmente venham a ter como origem a deficiência no processo de execução. Os casos foram dispostos neste trabalho em função do mecanismo patológico observado. De forma resumida, a Tabela 3 apresenta as manifestações patológicas registradas e suas respectivas causas.

Tabela 3 – Patologias com causas prováveis em erros de execução

Patologia	Causas
Lixiviação do concreto (Figura 1)	Falhas na impermeabilização
Ninhos de concretagem (Figura 2)	Falhas na concretagem
Corrosão de Armaduras (base de pilar) (Figura 3)	Alta densidade de armadura
Corrosão de Armaduras (vigas) (Figura 4)	Juntas de dilatação com infiltrações
Corrosão de Armaduras (lajes) (Figura 5)	Cobrimento insuficiente
Lascamento do concreto (Figura 6, 7 e 8)	Corrosão das armaduras

4.1 Lixiviação do concreto

A Figura 1, a seguir, demonstra um trecho de laje de um prédio residencial com a presença do fenômeno da lixiviação do concreto (estalactites). Deve-se relatar que na área superior desta laje foi construída uma floreira, a qual, por natureza, recebe grandes quantidades de água para a manutenção das flores e plantas do jardim, além das águas pluviais da região. Evidentemente que a impermeabilização apresentava falhas. Neste caso, por intermédio de averiguações, observou-se que as proteções necessárias às infiltrações de água na superfície da laje de concreto foram executadas em alguns trechos somente. Além disso, os dutos de drenagem encontravam-se obstruídos. Essas falhas aliadas a alta permeabilidade do concreto foram preponderantes para o início da patologia registrada.

4.2 Ninhos de concretagem

Na Figura 2 é possível visualizar claramente ninhos de concretagem nas laterais e no topo do pilar. A análise apontou falta de planejamento e controle nas etapas de montagem das fôrmas e concretagem, não sendo executadas as devidas

aberturas para lançamento e adensamento adequado do concreto. Ademais, o descimbramento mal executado também afetou a parte intermediária do pilar ocasionando perda de cobrimento das armaduras.

Além das falhas de execução assinaladas, dois outros fatos não vinculados à patologia chamaram a atenção nesta situação. A primeira, sendo de responsabilidade do proprietário, está relacionada ao nível de abandono da obra, podendo ser visto pela alta concentração de limo na estrutura como um todo. O outro se destaca pela exposição da falta de habilidade técnica na reparação do ocorrido, tentando-se fechar os vazios no cume do pilar de concreto com blocos cerâmicos de vedação. Estes dois testemunhos podem, à curto prazo, levar à propagação de novas manifestações patológicas, tais como a lixiviação do concreto, por exemplo.



Figura 1: Lixiviação em laje de concreto armado



Figura 2: Ninhos de concretagem no encontro do pilar com a viga

4.3 Corrosão de armaduras (base de pilar)

Em se tratando de base de pilar os cuidados devem ser aumentados em razão dos problemas geralmente encontrados e divulgados por diversos autores. São eles: elevada densidade de armadura por conta da ancoragem o que dificulta o processo de adensamento do concreto; lançamento de elevadas alturas provocando a segregação, gerando zonas de agregados sem o devido envolvimento pela argamassa; a concentração de umidade é mais elevada próximo ao piso.

A Figura 3 mostra a base de um pilar com alta densidade de armadura em processo de corrosão. Visualiza-se que a presença de elevada densidade de armaduras na base do pilar acarretou uma espessura de cobrimento insuficiente. Em alguns pontos, o envolvimento das armaduras pelo concreto era ínfimo. Além disso, os estribos encontravam-se rompidos e as armaduras com seção expandidas por conta de corrosão generalizada. Durante a investigação no pilar de concreto não foram encontradas pastilhas ou espaçadores que garantiriam o cobrimento mínimo estipulado em projeto.



Figura 3: Alta densidade de armadura como causa da corrosão das armaduras em base de pilar

4.4 Corrosão de armaduras (vigas)

A base das vigas visualizadas na Figura 4 apresenta processo de corrosão avançado. Entre as principais causas que provocaram o evento destacam-se as infiltrações pela junta de dilatação do concreto provocando umidade elevada nas vigas. Essas infiltrações levam aos ciclos de molhagem e secagem alternados colaborando para o fenômeno de lixiviação e carbonatação culminando na corrosão precoce nas peças.

Aliado à este episódio, percebe-se a alta concentração de armaduras na base das vigas, inclusive sem a presença de distanciadores, dificultando o cobrimento adequado às mesmas. Além disso, o cobrimento na base das vigas apresentadas pode ser considerado de menor qualidade (falta de argamassa) em virtude de que as peças delgadas, com alta densidade de armaduras, tendem a apresentar superfícies com vazios em razão do não envolvimento completo pelos concretos. Esses fatos levaram à propagação da corrosão das armaduras em toda a extensão das vigas.



Figura 4: Infiltração pela junta de dilatação como causa da corrosão das armaduras

4.5 Corrosão de armaduras (lajes)

A laje demonstrada na Figura 5 apresenta processo de corrosão generalizada. Detectou-se que a laje foi executada sem o mínimo de cobrimento para proteção da armadura. Somado a isto, as armaduras coincidiram com as juntas das fôrmas; provocando corrosão generalizada e expansão da seção das armaduras. Outra falha provável que pode ser descrita é a insuficiência de estanqueidade das fôrmas por conta da fuga de nata de cimento pela abertura nas juntas.



Figura 5: Laje executada sem o mínimo de cobrimento provocando corrosão generalizada

4.6 Lascamento do concreto

Pode-se visualizar nas Figuras 6, 7 e 8 o processo de lascamento do concreto em lajes e vigas. As três imagens representam estruturas que se encontram em garagem veicular de prédio residencial. É sabido que estes locais são úmidos, com baixa ventilação e com a presença de monóxido de carbono em maior volume oriundos do escapamento dos veículos. A união desses fatores e a estrutura de concreto armado apresentando problemas de espessura do concreto de cobrimento foram preponderantes para o desencadeamento da corrosão das armaduras.



Figura 6: Lascamento do concreto devido à expansão dos produtos de corrosão nas armaduras da laje



Figura 7: Lascamento do concreto devido à expansão dos produtos de corrosão nas armaduras da laje e viga



Figura 8: Lascamento do concreto devido à expansão dos produtos de corrosão nas armaduras da laje e viga

5. CONCLUSÕES

Em relação aos relatos de casos reais abordados, tem-se a ideia que devem ser tomadas medidas preventivas referentes às manifestações patológicas quando da execução das estruturas de concreto armado em geral. Baseando-se nos dados das Tabelas 1 e 2, conclui-se que o processo construtivo é falho, e que, ele deve ser totalmente controlado visando à qualidade final do produto para que o mesmo tenha um desempenho satisfatório, ou seja, que venha a resistir as condições de exposição para o qual foi concebido. Na verdade, existe todo um processo executivo errado, o que aponta para falhas no controle de qualidade do mesmo, quando existe.

Considerando as fissuras, a carbonatação, a corrosão das armaduras, como fatores que influenciam diretamente na durabilidade das estruturas, não há dúvidas, que se não forem obedecidos detalhes como a relação a/c , cura do concreto, espessura e qualidade de cobrimento da armadura, necessariamente, em pouco tempo, essa mesma estrutura precisará ser recuperada.

Todos os processos de deterioração das estruturas podem ser de origem física, química ou biológica, sendo estes, decorrentes na maioria das vezes do ambiente em que estão inseridos. Porém, é legítimo que, em todos os casos avaliados, as manifestações estão ligadas aos erros ocasionados durante a execução das peças de concreto armado. Para a ocorrência das patologias visualizadas, deve-se atentar para a contribuição elevada do treinamento insuficiente da mão-de-obra de operários e mestres de obra, inclusive a falta de domínio por parte do corpo técnico. Estes fatores levam à falhas de planejamento e controle na preparação das armaduras, fôrmas e concretagem; carência na dosagem experimental provocando ineficiência no controle dos parâmetros envolvidos produzindo concretos com alto grau de permeabilidade; impermeabilização inadequada das estruturas.

Entende-se que, na impossibilidade de eliminar totalmente as causas das doenças, pode-se reduzir consideravelmente esses fatores, aumentando a durabilidade das estruturas para que elas venham suportar o processo de deterioração e que tenha um período de vida útil mínimo para o qual foi projetada.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas Paulo Brígido Engenharia e Paulo Barroso Engenharia pela disponibilidade de acesso ao material técnico que fundamentou a produção deste estudo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



7. REFERÊNCIAS

- [1] JOHNSON, R.x., “Structural Concrete”, London, Ed. McGraw-Hill, 1968.
- [2] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 1994.
- [3] SOUZA, Vicente C.; RIPPER, Thomaz. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 1998.
- [4] HELENE, Paulo R. L. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1992.
- [5] REVISTA IBRACON. Estruturas de concreto na Amazônia. São Paulo: Ed. Abril, n. 12 p. 19-27 , Abril 1996.
- [6] PACHA, José R. S. Avaliação experimental comparativa da corrosão de armaduras em concretos estruturais. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal Fluminense, Centro Tecnológico, Curso de Mestrado em Engenharia Civil. Niterói, 1997.
- [7] CÁNOVAS, Manuel F. Patologia e terapia do concreto armado; tradução de M. Celeste Marcondes, Beatriz Cannabrava. São Paulo: PINI, 1988.
- [8] HELENE, Paulo R. L. Corrosão em armaduras para concreto armado. São Paulo: PINI: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986.
- [9] ANDRADE, Maria del C. P. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão das armaduras; tradução e adaptação Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo: PINI, 1992.
- [10] CASCUDO, Oswaldo. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas. 1ª ed. Goiânia: Editora UFG, 1997. 237p.



**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO:
ESTUDO DE CASO DAS PONTES NA PA-458**

M. C. M. CORDEIRO

Bolsista PET-Engenharia Civil
UFPA
Pará; Brasil
michellemelocordeiro@gmail.com

F. R. F. SOUSA

Bolsista PET-Engenharia Civil
UFPA
Pará; Brasil
felipe.sousa@itec.ufpa.br

C. M. AZEVEDO

Graduanda de Eng. Civil
UFPA
Pará; Brasil
carolinemenezes1@live.com

F. S. S. NETO

Mestrando do PPGEC/GPMAC/GAEMA
UFPA
Pará; Brasil
neto.salgado91@gmail.com

L. N. P. CORDEIRO

Professora Doutora do ITEC/FEC/GPMAC
UFPA
Pará; Brasil
lupcordeiro@gmail.com

RESUMO

O ataque por cloretos é uma das mais danosas causas de patologias em estruturas de concreto, especialmente aquelas localizadas em zonas costeiras, dado que a névoa salina que se apresenta como um elemento veicular operante e ativo de ataque por transportar cloretos, fundamentalmente, em peças de concreto aparente. Em decorrência disto a manutenção preventiva torna-se fundamental na detecção e combate às patologias provenientes de ambientes com presença de sais. Sendo assim foi realizado este estudo em estruturas de concreto armado situadas na rodovia Pa-458 a qual liga a cidade de Bragança-Pa ao balneário de Ajuruteua, este localizado no litoral atlântico nordeste do estado do Pará. O objetivo geral foi analisar as manifestações patológicas das pontes de concreto armado, localizadas sobre os canais oceânicos, ao longo da rodovia. Há pontes que foram recentemente construídas (entre 2012 e 2014) o que torna possível observar as patologias decorrentes do ambiente salino em curto prazo. Foi realizada ampla inspeção visual com acervo fotográfico; e utilizando-se dos ensaios não destrutivos de carbonatação e esclerometria. Os resultados encontrados foram discutidos e analisados de acordo com referências em normas, permitiram estabelecer uma comparação das patologias presentes nestas novas pontes com as encontradas em outras, mais antigas, localizadas na mesma rodovia.

Palavras chaves: pontes, concreto armado, carbonatação.

ABSTRACT

The chloride attack is one of the most damaging causes of pathologies in concrete structures, especially those located in coastal areas, as the salt spray that presents itself as an operating carrier member and attack assets for transporting chloride, mainly in parts of exposed concrete. As a result of this preventive maintenance becomes essential in detecting and combating diseases from environments with the presence of salts. Thus the study was conducted in reinforced concrete structures in the highway Pa-458 which connects the city of Bragança-Pa to Ajuruteua beach resort, this located in the Atlantic coast north of Pará state. The general objective was to analyze the pathological manifestations the bridges of reinforced concrete, located on the ocean channels along the highway. There have recently been constructed bridges (between 2012 and 2014) which makes it possible to observe the conditions arising from the saline environment in the short term. wide visual inspection was carried out with photographic collection; and using non-destructive testing of carbonation and rebound hammer. The results were discussed and analyzed according to references in standards, allowed a comparison of these diseases in these new bridges with those found in other, older, located on the same highway.

Key words: bridges, reinforced concrete, carbonation.

1. INTRODUÇÃO

Desde da antiguidade o homem necessita ultrapassar barreiras imposta pela natureza para ir em busca de alimentos e abrigo. Assim, surgiram as primeiras pontes feitas com tronco de árvores ou de pedras com suportes simples, feitas de maneira intuitiva. Hoje, as pontes têm um significado muito grande, não apenas para o transporte de pessoas e veículos, mas principalmente para o desenvolvimento, com transporte de cargas e serviços. São utilizadas para integrar regiões distante de maneira térrea e de modo rápido. O estado do Pará, apresenta muitas pontes devido sua malha hidroviária ser muito densa. São geralmente de porte pequeno ou médio e que apresentam uma série de patologias prejudicando a sua vida útil.

“Patologia pode ser entendida como a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema. À Terapia cabe estudar a correção e a solução desses problemas patológicos” [1]

No Brasil não é comum a presença da cultura de manutenção e inspeções preventivas das pontes, apenas quando está encontrasse em um estado crítico. Fazendo com que o custo de reparo aumente exponencialmente, além de colocar em risco vidas de pessoas, que fazem utilizaçãodessas estruturas. “Estima-se que, em países industrialmente desenvolvidos, cerca de 40% do total de recursos das indústrias da construção estão sendo aplicados em reparo e manutenção de estruturas existentes e apenas 60% em novas instalações.” [2]

Quanto mais tardia a execução de manutenção de uma obra, torna-se os reparos mais caros e trabalhoso, como é demonstrada através da lei de evolução dos custos, conhecida como lei dos 5 ou regra de Sitter, no qual os custos de intervenção crescem em função do tempo e segundo uma progressão geométrica de razão cinco. Segundo Helene (1992), as correções serão mais duráveis, mais efetivas, mais fáceis de executar e muito mais baratas quanto mais cedo forem executadas.

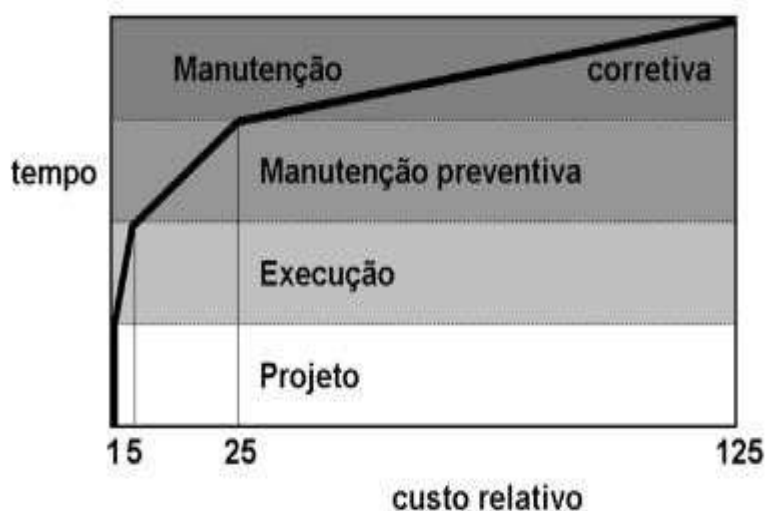


Figura 1: Evolução do custo com o tempo, Regra de Sitter
Fonte: Sitter, 1984 CEB RILEM (apud Helene, 2003, p. 27)

A durabilidade do concreto está diretamente ligada à capacidade de resistir aos processos de deterioração, como as intempéries e ataques de agentes químicos, entre outros. Na verdade, a deterioração do concreto ocorre muitas vezes através de mais de um fator, ou através de fatores internos e externos, ou até mesmo devido erros de execução e de projeto. Os processos de degradação nem sempre são visíveis, e podem alterar sua funcionalidade e até mesmo levá-lo à ruptura. O deterioramento precoce das construções acontecem em vários lugares e por vários motivos, principalmente quando há problemas na utilização de materiais com baixa qualidade ou empregados de maneira errada, falta de manutenção e condições ambientais desfavoráveis.

A agressividade do ambiente marinho deve-se, principalmente, aos sais que se apresentam dissolvidos na água do mar, que são: Cloreto de sódio, Cloreto de magnésio, Sulfato de magnésio, Sulfato de cálcio, Cloreto de cálcio, Cloreto de potássio, Sulfato de potássio e Bicarbonato de cálcio. Para um concreto submetido à ação da água do mar são prejudiciais, em primeiro lugar, os sais de magnésio e de sulfato, sendo que esta ação ocorre em longo prazo. Ambientes onde haja severa agressividade do meio, qualquer deslize, fraqueza ou deficiência, serão logo revelados, independente da qualidade dos materiais e especificações de durabilidade, que ajuda, porém, não é a garantia do bom desempenho.

O estudo trata-se uma investigação patológicas das pontes, tantos nos pilares com nos tabuleiros. As pontes foram recentemente construídas, pois antes eram de estrutura de madeira e seguem um padrão estrutural. Exceto a ponte sobre o furo Grande, que é de estrutura mista e está construída a mais tempo.

Há outros fatores que podem alterar diretamente a sua vida útil e sua durabilidade, como os erros de execução durante a construção, devido a adoção de técnicas construtivas ainda não muito aprimoradas e a utilização de mão-de-obra com baixa qualificação, e o grau de agressividade do ambiente no qual a obra está exposta, que no caso, de acordo com a classificação de agressividade do ambiente presente na NBR 6118/2014, é muito forte, com elevado risco de deterioração da estrutura por se tratar de uma construção em ambiente marinho, com a presença de elevados teores de sais.

Dentro deste contexto, a presente pesquisa irá avaliar o estado em que se encontra e as patologias presente na estrutura através de uma inspeção visual com acervo fotográfico e ensaios não destrutivos de carbonatação e esclerometria realizadas “in loco”. E tem como objetivo destacar as patologias presentes em pontes de concreto armado sobre ambiente salino, localizada na PA-458, no nordeste paraense e que interferem não apenas na sua durabilidade com também no seu Estado Limite de Serviço e na vida útil dessas estruturas. Além de ressaltar a importância dos reparos preventivos. Os resultados serão comparados de acordo com os critérios presente nas normas regulamentadoras.

3. ESTUDO DE CASO

As pontes que serão analisadas estão localizadas no município de Bragança, na estrada (PA-458) que dá acesso à praia de ajuruteua, cidade localizada ao nordeste do Pará, a 210 quilômetros da capital Belém. Dentre as seis pontes que compõem o trajeto, três foram escolhidas, para serem usadas na realização da pesquisa, sendo duas de construção recente (menos de 3 anos) e uma com idade avançada. Em meio ao ambiente salino, com presença de variações de marés, elevadas temperaturas que podem influenciar na penetração de fluidos agressivos e edificadas em meio à manguezais.

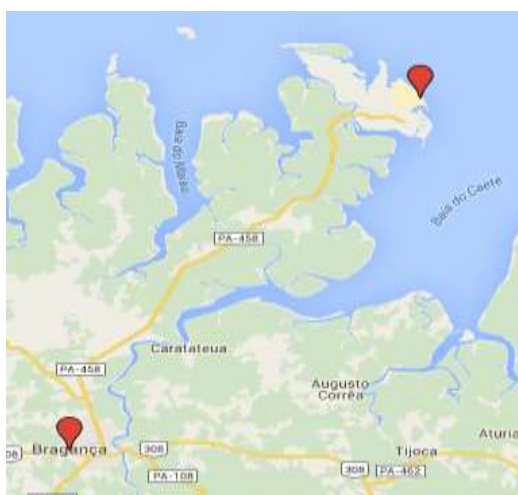


Figura 2: Rodovia PA-458, onde localiza-se as pontes em estudo
Fonte: Google Maps

A ponte sobre o Furo Grande é de porte médio. Possui estrutura mista, com o tabuleiro e pilares em concreto e vãos em aço. Apresenta 100m de extensão por 9m de largura, é sustentada por quatro composições de pilares com cinco vãos retilíneos. De todas as pontes do percurso Bragança-Ajuruteua essa é a mais antiga e conseqüentemente a que apresenta maiores quantidades e mais severas patologias.



Figura 3: Ponte sobre o Furo Grande
Fonte: acervo dos autores

A ponte sobre o Furo do Café é toda em estrutura de concreto armado, possui porte médio, sendo 72m de extensão por 9m de largura. Foi construída recentemente, logo não possui muitas patologias visíveis.



Imagem 4: Ponte sobre o Furo do Café
Fonte: acervo dos autores

A ponte sobre o Furo do Chato tem características semelhantes à do Furo do Café. Sendo de construção recente, não possuindo muitas manifestações patológicas. Classificada de porte médio, com 66m de extensão por 9m de largura.



Imagem 5: Ponte sobre o Furo do Chato

Fonte: acervo dos autores

3. METODOLOGIA

Primeiramente, foi realizada uma análise superficial de todas as seis pontes do trajeto para que fossem escolhidas um espaço amostral representativo da situação em que elas se encontravam, sendo assim foram escolhidas 3 pontes. A ponte sobre o furo grande foi escolhida devido ser a mais antiga dentre as outras cinco e apresentar mais patologias e com um maior grau de severidade. As outras duas foram escolhidas de maneira aleatória, visto que apresentavam características comuns com as outras, como a estrutura, o tipo de ponte e o período em que foram construídas.

Com isso, a pesquisa foi desenvolvida através de avaliação das manifestações patológicas, por meio de registros fotográficos e de anotações. O critério utilizado para a avaliação patológica foi o de análise visual, verificando seus devidos problemas, de acordo com as análises bibliográficas realizadas.

Posteriormente, foram realizados ensaios “in loco” do tipo não destrutivos nos pilares das pontes. Um desses ensaios foi o de carbonatação através de jateamento de uma solução alcoólica de 1% de fenolftaleína, que é um bom indicador de corrosão, a fenolftaleína mantém-se incolor em soluções ácidas e torna-se cor-de-rosa em soluções básicas. A sua cor muda a valores entre pH 8,2 e pH 9,8. Para a sua aplicação foi retirada concreto da superfície, a parte que está em contato com o meio externo, e posteriormente foi borrifado a solução.

Outro ensaio não destrutivo foi o de esclerometria, também conhecido como ensaio esclerométrico, ou ensaio do esclerômetro de reflexão, é baseado na dureza da superfície do concreto, que deve se encontrar plana, limpa e seca. Foram realizados 16 impactos afastados aproximadamente 4 cm uns dos outros, obtendo os índices esclerométricos que foram transformados em resistências de compressão estimada, utilizando o ábaco disponível no aparelho. O ensaio é normatizado pela NBR 7584:2012 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio. Este ensaio deve ser utilizado como medida de uniformidade e qualidade relativa do concreto em uma edificação.

5. RESULTADOS

5.1. Manifestações patológicas identificadas visualmente

Durante a realização da visita técnica, foram observadas manifestações patológicas bastantes significativas em estado avançados, como era esperado devido a agressividade do ambiente, a idade da edificação, ausência de manutenção e vistorias periódicas. Dentre elas: fissuras, trincas, perda de cobrimento, perda de seção da armadura, oxidação da mesoestrutura (viga em perfil I). Além da presença de infiltrações, ataques de agentes biológicos e eflorescência.

As fissuras dão origem as trincas, que por sua vez podem dar origem à corrosão da armadura e aos deslocamentos, ou perda do cobrimento. Podem surgir por gradientes normais de temperatura e umidade, devido à pressão de cristalização de sais nos poros, às cargas extremas ou à ação de temperatura extremas (congelamento e fogo). Segundo a NBR 9575:2003, as aberturas com até 0,5 mm são chamadas de fissuras e, as maiores de 0,5 mm e menores de 1,0 mm são chamadas de trincas.

Levando em consideração o ambiente em que foi realizado a pesquisa, as fissuras encontradas são devido a presença dos sais. Sobretudo em áreas do concreto em que há respingos e estão sobre efeito da maré, ou seja, estão sujeitas a molhagem e a secagem. Com isso, a expansão do concreto pode ocorrer devido a cristalização dos sais nos poros. Esta ação é inteiramente física, não tendo nenhuma ataque químico ao concreto. A água do mar contribui também com a lixiviação do gesso e da etringita que são os mais solúveis em solução de cloretos, contribuindo na porosidade do concreto e consequentemente com a maior deposição de sais.



a)



b)



c)

Imagem 6: Patologias - a) deslocamento, b) trincas e c) fissuras

Fonte: acervo dos autores

A corrosão química do aço é a patologia mais evidente, principalmente como se trata da ponte sobre o Furo Grande. É também encontrada em pequenos trechos localizados, como identificados nas pontes sobre Furo Chato e do Café, em estado inicial, podendo se estender caso não seja tomada nenhuma providência. Esse fenômeno ocorre quando as armaduras ficam expostas, sem cobrimento, ou quando o aço perde a proteção do meio alcalino do concreto, gerando óxido férrico hidratado, conhecido popularmente com ferrugem, resultando em perdas de seção do aço, e/ou a escamação.



a)



b)



c)

Imagem 7: a) início de corrosão no pé do pilar, b) corrosão da mesoestrutura e c) perda de seção do aço

Fonte: acervo dos autores

Além dos problemas apresentados, também foram encontradas infiltrações, que podem ser causadas pela porosidade do concreto ou pela fissuras e trincas por onde a água percola. Essa água é proveniente principalmente da água da chuva, que por algum problema de drenagem não consegue escoar, ficando empoeçada e procurando outros caminhos para

percorrer. Devido esse processo, observa-se a ocorrência de eflorescência na superfície do concreto, em virtude da lixiviação dos sais alcalinos do concreto que são solúveis em água. A eflorescência é caracterizada pela presença de manchas esbranquiçadas que são devidos à deposição de sais na superfície.

A umidade causada pelo meio e pelas infiltrações, dão condições para um ambiente propício para o surgimento de patologias causadas por agente biológico resultando em um mau aspecto da estrutura, com o surgimento de limo, cracas e manchas em geral.



a)



b)



c)

Imagem 8: a) Cracas, b) muscos e infiltração e c) lixiviação e muscos

Fonte: acervo dos autores

5.2. Patologias encontradas através de ensaios não destrutivos

A carbonatação é um fenômeno do tipo físico-químico que ocorre devido a presença de gases ácidos na atmosfera que reagem com os produtos alcalinos do concreto, produzidos na hidratação do cimento. Essa reação resulta na diminuição da alcalinidade, resultando na perda de estabilidade da película passivadora do aço. Esses gases são o gás sulfídrico, o dióxido de enxofre e o gás carbônico. O gás carbônico está normalmente presente no ar e o gás sulfídrico é comumente encontrado em áreas de manguezais (ecossistema onde foram edificadas as pontes). Devido isso, foi realizado o ensaio de carbonatação por meio da solução de fenolftaleína e foi identificado que o concreto já perdeu uma parte da sua alcalinidade, porém em áreas mais internas ainda há a presença da cor rosa, simbolizando a não carbonatação do concreto. Não sendo possível medir a sua profundidade.



a)



b)



c)

Imagem 9: Ensaios de verificação da carbonatação

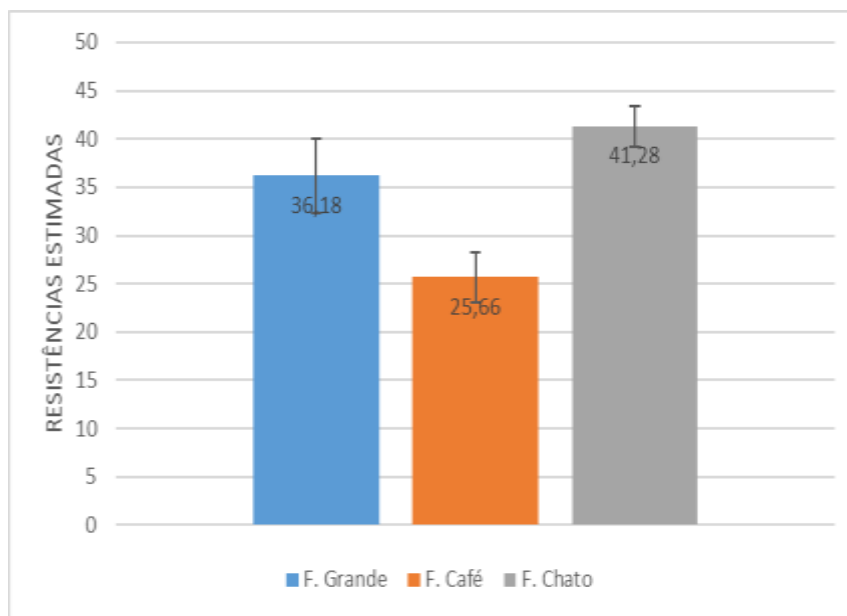
a) Ponte sobre o furo grande, b) sobre o furo do café e c) sobre o furo chato

Fonte: acervo dos autores

A esclerometria é um método utilizado para estimar a resistência do material, usada em locais onde não há a possibilidade de reticada de testemunhos para a verificação real da resistência à compressão. O ensaio foi realizado obtendo os seguintes valores das resistências estimadas para a ponte sobre o Furo Grande, Furo do Café e Furo Chato, respectivamente, de: 36,18, 25,66 e 41,28. A resistência da ponte sobre o Furo do Café destoou bastante em relação as demais, sem apresentar nenhuma justificativa aparentemente visível que a justificasse, a causa pode ter origem na dosagem do concreto ou na excursão do mesmo. Segunda a norma NBR 12655:2006, para casos onde haja

contaminação com cloretos provenientes de respingos ou contato com a água do mar, a mesma estabelece a resistência mínima com sendo de 45 MPa. Claramente, nenhuma das pontes estudadas apresentaram resistência satisfatória.

Gráfico 1: Resistências estimadas das pontes



6. CONCLUSÃO

Diante do exposto, observa-se um certo descaso quando à manutenção preventiva dessas estruturas, que se faz muito necessário devido ao ambiente em que a mesmas estão inseridas, que é um ambiente salino de grande agressividade. Vale relembrar que obras onde não há uma intervenção precoce gera medidas corretivas mais difíceis e de elevados custos.

As manifestações patológicas encontradas têm seus efeitos oriundos de diversas causas. Apresentam problemas que ainda são reversíveis, porém alguns fáceis de serem resolvidos e com baixo custo nas suas intervenções, como: no tratamento de fissuras e trincas que podem ser preenchidas com massa acrílica, problemas de carbonatação, perda de cobrimento e eflorescência que podem ser atenuados com uma camada de cobrimento mais densa com baixa relação água/cimento e/ou com adição de pozolanas, buscando a redução da porosidade e conseqüentemente o impedimento de agentes agressivos, oxidação da mesoestrutura (viga em I) onde deve ser escovada para a retirada do processo corrosivo e a utilização frequente de pinturas anticorrosivas, e a instalação de sistemas de drenagem da água da chuva, para evitar que a mesma empoce e tenda infiltrar pelo concreto.

Outros problemas não são de fáceis intervenções necessitando de um estudo sobre a necessidade da realização de um reforço estrutural, como é o caso da perda de seção das armaduras.

As pontes citadas são o único acesso à praia de Ajuruteua, que é um destino turístico da região Norte. E encontra-se com muitas patologias que prejudicam os seus Estados Limites. Muitas dessas patologias poderiam ser evitadas durante a etapa de projetos, planejamento e execução da obra, pois foram encontrados erros de concretagem que poderiam não terem ocorridos (como mostra a figura a seguir). Os erros de concretagem deixam falhas que ajudam na penetração de agentes agressivos, gerando desde as mais simples até as mais complexas patologias, interferindo na durabilidade da ponte como toda.

7. REFERENCIAS

- [1] [1] HELENE, Paulo Roberto do Lago; FIGUEREDO Enio Pazini. Manual de recuperação de estruturas de concreto. Red Rehabilitar Cyted XV. 2001. p. 18.
- [2] [2] MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 3º ed. São Paulo: PINI, 2008.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655:2003: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7584:2012: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9575:2010: Impermeabilização – Seleção e projeto. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] ALBUQUERQUE, I. R.; RIBEIRO, I. J. C. Manifestações patológicas em pontes de concreto armado, e a importância da manutenção: Estudo de caso em ponte da BR-412. In Congresso Brasileiro do Concreto, 57, 2015, Bonito - MS. Anais. Bonito, 2015.
- [8] HELENE, P. R. L. Manual de reabilitação de Estruturas de Concreto – Reparo, Reforço e Proteção. São Paulo: Red Rehabilitar, editores, 2003.
- [9] BAUTZ, R. S.; MACIOSKI, G.; WEBER, S. L.; MOREIRA, A. R. Análise da qualidade do concreto em pilares de viadutos por meio de ensaios não destrutivos para fins de reabilitação. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, 1, 2014, Foz do Iguaçu - PR. Anais. Foz do Iguaçu, 2014.
- [10] LAPA, J. S. Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto. Monografia apresentada para obtenção de título de especialização em construção civil. Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais, 2008.
- [11] LIMA, L.; MORAIS, G. N.; TINOCO, H. F. F. Agressividade ambiental em estruturas de concreto armado na zona litorânea de Natal/RN. In Congresso Brasileiro de Patologias das construções, 1, 2014, Foz do Iguaçu. Anais. Foz do Iguaçu, 2014.
- [12] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. Tradução Ruy Alberto Cremonini. 5º ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- [13] NEVILLE, A. M.; BROOKS J. J. Tecnologia do concreto. Tradução Ruy Alberto Cremonini. 2º ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- [14] ORNELAS, F. S.; MENDES, A. S.; SILVA, T. D. A.; BORJA, E.V. Estudo de caso: manifestações patológicas encontradas na ponte sobre o rio Tocantins – município de Porto Nacional. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, 1, 2014, Foz do Iguaçu - PR. Anais. Foz do Iguaçu, 2014.
- [15] QUEIROZ, P. H. S.; ANDRADE, B. A. F.; MAFRA, N. S. C.; CORREIA, C. M. P. Estudo das manifestações patológicas nas estruturas de concreto da ponte Rio Calhau em São Luís – MA. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, 1, 2014, Foz do Iguaçu - PR. Anais. Foz do Iguaçu, 2014.



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PONTES E VIADUTOS: UM ESTUDO DE CASO NA PONTE SOBRE O RIO TOCANTINS NO MUNICÍPIO DE PORTO NACIONAL- TOCANTINS

G. DA SILVA GUILHERME

Acadêmico do curso de Engenharia Civil
Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos
Tocantins; Brasil
geovannyguilherme@gmail.com

O. DIAS DA SILVA GUILHERME

Professora, mestre em Geografia
Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Tocantins
Tocantins; Brasil
ordalia.dias@ifto.edu.br

D. DE SOUZA MENDES

Acadêmico do curso de Engenharia Civil
Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos
Tocantins; Brasil
davidmendes2008@hotmail.com

A. CERQUEIRA DE JESUS

Professor mestre em Geotecnia
Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos
Tocantins; Brasil
acerqueira@gmail.com.br

RESUMO

A ponte sobre o rio Tocantins em Porto Nacional – TO foi inaugurada na década de 1970 e sua vida útil foi regredindo além do projetado. A falta de manutenção foi o fator preponderante para essa regressão, o que levou o comprometimento da circulação de veículos pesados sobre ela. Nesse sentido, o presente artigo visa realizar um estudo de caso na ponte sobre o rio Tocantins em Porto Nacional – TO para avaliar as principais manifestações patológicas presentes na mesma. Os procedimentos metodológicos para determinação do grau de deterioração consistiram nas inspeções e ensaios realizados na estrutura, referenciado no método de Castro (1994) em que sugere a divisão da estrutura de concreto armado em famílias de elementos típicos como: fundações, pilares, vigas e lajes e em seguida avalia o grau de deterioração de cada família. Os resultados obtidos através dos ensaios e vistorias indicam que a estrutura encontra-se em um estágio de degradação médio a alto ocasionados por conta de mecanismos das reações álcali-agregado e carbonatação que insere processos patológicos de fissuramento e oxidação do aço que corroboram para a perda da capacidade resistente do concreto.

Palavras-chave: Concreto armado, patologias, grau de deterioração, ponte sobre o rio Tocantins.

ABSTRACT

The bridge over the Tocantins River in Porto Nacional - TO was inaugurated in the 1970s and his life was regressing beyond projected. The lack of maintenance was the preponderante factor for this decline, which led the Commitment, the movement of heavy vehicles on it. In this sense, this article aims to conduct a case study on the bridge over the Tocantins River in Porto Nacional - TO to assess the main pathological manifestations present in it. The methodological procedures for determining the degree of deterioration consisted of the inspections and tests performed in the structures, referencing the methods Castro (1994) that suggests the division of the armed structure families of typical elements such as foundations, columns, beams and slabs and then evaluates the degree of deterioration of each family. The results obtained from the tests and surveys indicate that the structure is in an average degradation stage to high caused by mechanisms account of the alkali-aggregate reaction and carbonation inserting pathological processes of cracking and oxidation of the steel corroborate the loss the bearing capacity of the concrete.

Keywords: reinforced concrete, pathologies, degree of deterioration, bridge over the river Tocantins.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Pontes, viadutos, passagens inferiores, túneis também chamados de Obras de Artes Especiais (OAE's) são de grande importância para o desenvolvimento das diferentes regiões do país, por unir cidades e reduzir distâncias.

Pesquisadores e profissionais técnicos da área de patologia e engenharia afirmam que no Brasil ainda não existe uma cultura de fazer manutenção nas OAE's, o que contribui para que essas tenham sua vida útil reduzida.

De acordo com Lemos (2005), o que acontece na realidade da maioria dos casos é o abandono quase que total dessas estruturas. Isso faz com que atinjam um elevado grau de deterioração e só a partir daí que se pensam na recuperação dessas estruturas o que ocasiona um custo elevado se comparado as manutenções preventivas e pequenos reparos.

Nesse contexto, o presente artigo traz como objetivo principal avaliar o nível de deterioração da Ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional – TO, construída na década de 1970 e passível do procedimento da falta de manutenção.

A pergunta norteadora dessa investigação foi: Qual o nível de deterioração da estrutura de concreto armado da ponte sobre o Rio Tocantins? Hipoteticamente a prévia afirmação de que o crescimento sócio-econômico atual do estado do Tocantins e devido a necessidade de escoar os grãos produzidos na região houve um grande aumento do fluxo de veículos de cargas e passeios que trafegam sobre a ponte do rio Tocantins. E esse tráfego havia contribuído para o acelerado processo de degradação da referida ponte.

Esse estudo justifica-se pela necessidade de um diagnóstico real da ponte sobre o rio Tocantins com a finalidade de apresentação de dados científicos a quem interessar, para captação de recursos para recuperação dessa estrutura. Bem como, o material de investigação será disponibilizado aos demais profissionais da área para possíveis aplicações do método em outras estruturas armadas em diversos lugares do país.

Assim, os procedimentos metodológicos consistiram na deliberação de uma discussão teórica e conceitual com base nas inspeções e ensaios na estrutura, referenciado no método de Castro (1994). Esse método propõe a divisão da estrutura armada em famílias de elementos típicos como: fundações, pilares, vigas e lajes e em seguida avalia o grau de deterioração de cada família.

Os resultados encontrados indicam que a estrutura encontra-se no estado limite de deterioração o que repercute na segurança estrutural da ponte.

2. METODOLOGIA

De acordo com Mendes (2003), as pontes são estruturas de obra de arte destinadas a vencer obstáculos naturais como curso d'água, vales profundos, baías ou obstáculos criados pelo homem como, por exemplo, um centro urbano ou uma via expressa. De um modo geral, quando o obstáculo é um centro urbano ou uma via expressa, a ponte recebe o nome de viaduto ou elevado.

A Norma 010/2004 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT, 2004) (Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento), define ponte como estrutura, inclusive apoios, construída sobre uma depressão ou uma obstrução, tais como água, rodovia ou ferrovia, que sustenta uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que tem um vão livre, medido ao longo do eixo da rodovia, de mais de seis metros. Ficam incluídos nesta definição viadutos, passagens superiores e passagens inferiores.

De acordo com o DNIT (2010), as causas físicas de patologias em pontes de concreto armado são: trincas e fissuras do concreto na fase plástica, trincas e fissuras do concreto endurecido, fissura do concreto na utilização da estrutura e fissuras do concreto causadas pelas cargas móveis.

Mehta *et. al.* (1994), infere que as ações químicas se manifestam a partir de efeitos físicos nocivos, como alta porosidade do concreto, diminuição da resistência, fissuração e destacamento que facilitará a entrada dos agentes agressivos no interior do concreto. Ressalta ainda, que é necessário ter uma atenção especial dadas ao ataque por sulfatos, reação álcalis-agregado, carbonatação e corrosão das armaduras, uma vez que esses fenômenos são responsáveis pela deterioração de grande parte das estruturas.

A metodologia aplicada para realização desse estudo de caso foi fundamentada no método de Castro (1994), em que sugere a divisão da estrutura em famílias de elementos típicos como: fundações, pilares, vigas e lajes e em seguida avalia o grau de deterioração de cada família.

O método está representado através de um fluxograma na Figura 1.

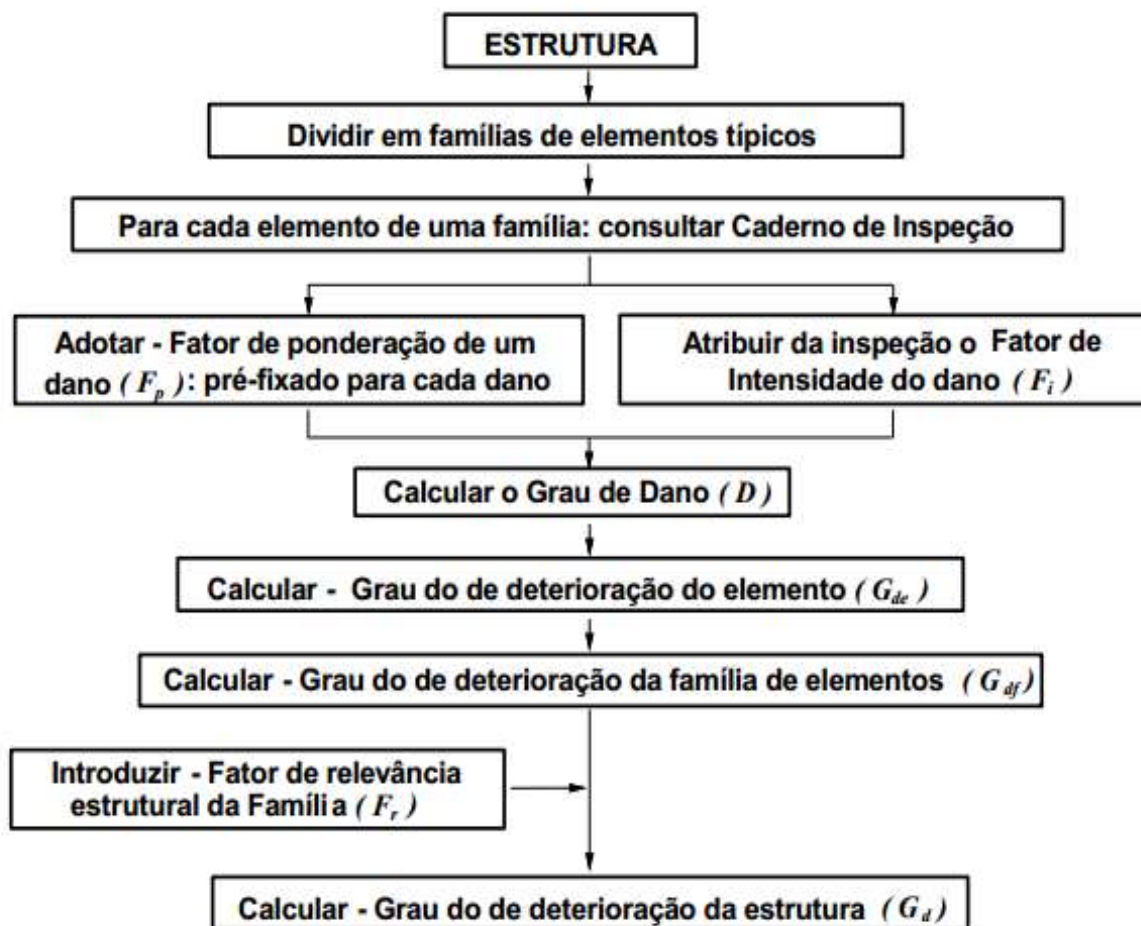


Figura 1 - Fluxograma para avaliação quantitativa da estrutura.
Fonte: CASTRO, (1994) (adaptado por GUILHERME, G.S.; MENDES, D.S.).

Utilizando desses parâmetros contido no fluxograma da Figura 1, cada família de elementos apresentam elementos com as possíveis manifestações de danos e os seus respectivos valores de Fator de Ponderação (Fp) representado na tabela 1.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 1- Família de elementos estruturais, danos e fatores de ponderação (Fp)

DANOS	FAMILIA DE ELEMENTOS (FP)			
	PILAR	VIGAS	LAJES	RESERV. INFERIOR
Desvio da geometria	8	-	-	
Recalque	10	-	-	
Infiltração na base	6	-	-	
Segregação	6	4	5	5
Eflorescência	5	5	3	7
Esfoliação	8	8	8	10
Desagregação	7	7	7	7
Sinais de esmagamento	10	-	-	-
Cobrimento deficiente	6	6	6	7
Manchas de corrosão	7	7	7	9
Fissuras	10	10	10	10
Carbonatação	7	7	7	7
Presença de Cloretos	10	10	10	10
Manchas	5	5	5	-
Flechas	-	10	10	-
Infiltração	-	6	6	-
Vazamentos	-	-	-	10
Permeabilidade	-	-	-	8

Fonte: (Castro 1994)

Assim, na prática para aplicação do método e obtenção do grau de deterioração da ponte sobre o rio Tocantins foi necessário a divisão do tabuleiro e dos pilares em trechos de acordo com a figura 2

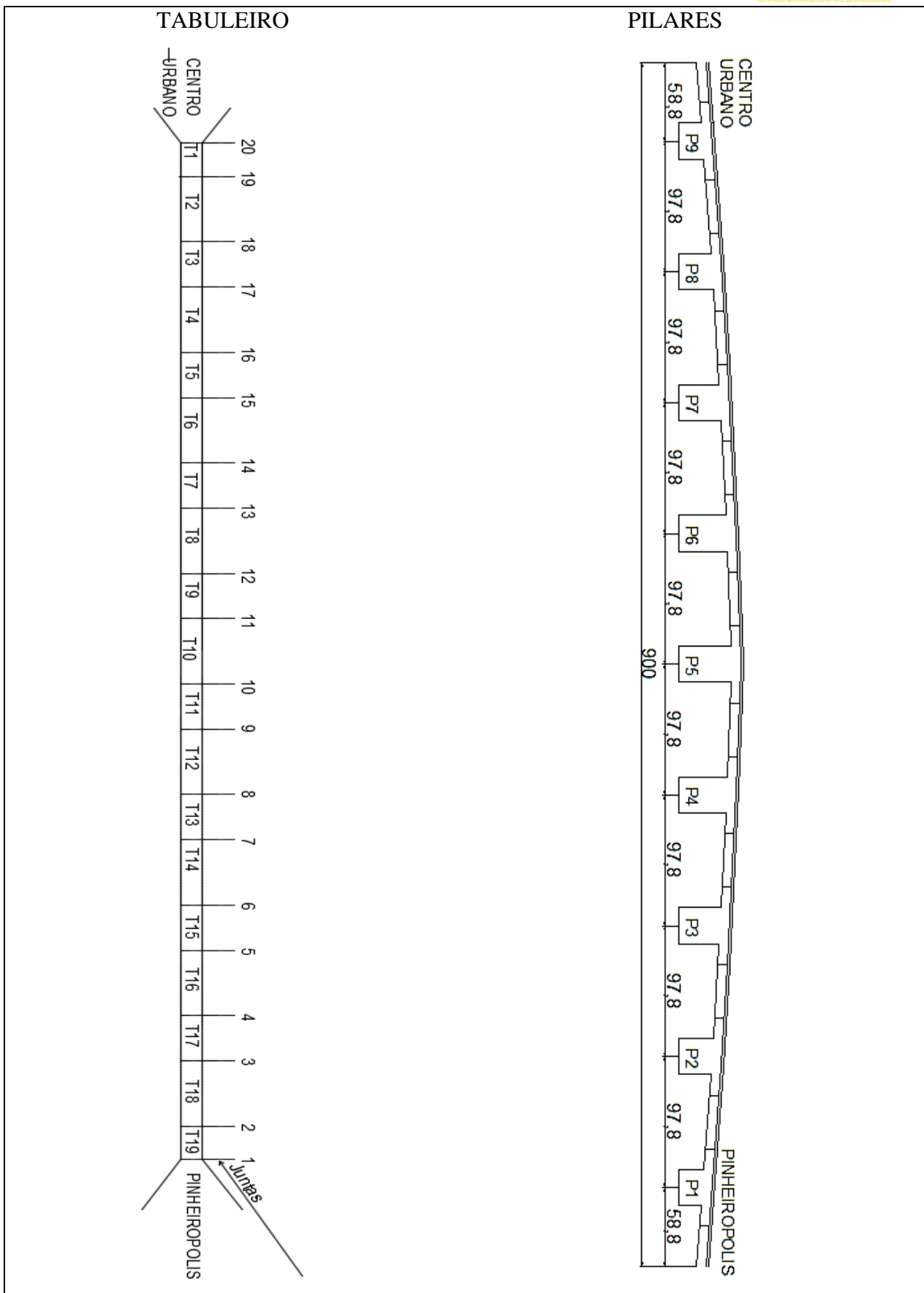


Figura 2 - Divisão do tabuleiro e dos pilares em trechos

Fonte: GUILHERME, G. S. (2015).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O Fator de Intensidade do dano é atribuído, a partir de vistorias, de acordo com a gravidade da manifestação em um elemento, classificando os danos em: sem lesões ($F_i = 0$), lesões leves ($F_i = 1$), lesões toleráveis ($F_i = 2$), lesões graves ($F_i = 3$) e estado crítico ($F_i = 4$) (KLEIN et al, 1991). Assim representado no tabela 2.

Tabela 2 - Classificação dos danos e fatores de intensidade

TIPO DE DANOS	FATOR DE INTENSIDADE DO DANO- TIPOS DE MANIFESTAÇÃO
Eflorescência	1- Início de manifestação; 2-Manchas de pequenas dimensões; 3-Manchas acentuadas em grandes extensões.
Desagregação	2- início da manifestação; 3- manifestação leve; 4- por perda acentuada da seção e esfrelamento do concreto.
Cobrimento	1-menores que os previstos em normas sem, permitir a localização da armadura; 2- menor que o previsto em norma, permitindo a localização da armadura ou armaduras expostas em pequenas extensões. 3- deficientes com armaduras expostas em extensões significativas.
Manchas de corrosão/corrosão da armadura	2-manifestações leves; 3-grandes manchas e/ou fissuras de corrosão; 4- corrosão acentuada da armadura principal, com perda relevantes de seção.
Recalques	2-indícios, pelas características de trincas na alvenaria; 3- recalque estabilizado com fissura em peças estruturais; 4- recalque não estabilizado com fissura em peças estruturais;
Fissuras	1-aberturas menores do que às previstas em normas; 2-aberturas até 40% acima dos limites de normas; 3- aberturas excessivas; estabilizadas; 4- aberturas excessivas; não estabilizadas.
Carbonatação	1-localizada, com algumas regiões com $Ph < 9$, sem atingir a armadura; 2- localizada, atingindo a armadura, em ambiente seco; 3- localizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido; 4- generalizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido.
Infiltração	1-indícios de umidade; 2- pequenas manchas; 3- grandes manchas; 4- generalizada.
Manchas	2- manchas escuras de pouca extensão, porém significativas; 3- manchas escuras em todo elemento estrutural.
Sinais de Esmagamento	3- desintegração do concreto no extremidade superior do pilar, causada por sobrecarga ou movimentação da superestrutura; fissuras diagonais isoladas; 4- fissuras de cisalhamento bidiagonais, com extenso lascamento (esmagamento) do concreto devido ao cisalhamento e a compressão, com perda substancial de seção, deformação residual aparente; exposição e início de flambagem de barras da armadura.
Junta de dilatação obstruída	2- perda de elasticidade do material da junta; 3- presença de material não compressível na junta.
Fissuras vizinhas as juntas de dilatação	2- lajes com início de fissuras adjacentes às juntas; 3- grande incidência de lajes com fissuras adjacentes às juntas; 4- idem, com prolongamento das fissuras em vigas e/ou pilares de suporte.

Fonte: (RILEM, 1991) (adaptado 2015)

Com a divisão dos trechos e identificação dos pilares, foi encontrado o número de trincas, fissura e remendos. Podemos identificar o fator de intensidade do dano e logo o grau do dano (D) de um elemento, $D = 4F_i$ para $F_i \leq 2,0$ ou $D = 60 F_i - 140$ para $F_i \geq 3,0$ para $F_p = 10$ e para $F_p < 10$ usado $D = 0,40F_i * f_p$ para $F_i \leq 2,0$ ou $D = (6 F_i - 14) * f_p$ para $F_i \geq 3,0$.

Com base na Figura 1, o grau de deterioração de um elemento estrutural (Gde) é determinado em função dos graus de dano (D) das várias manifestações detectadas no elemento. Denomina-se (m) como o número de danos no elemento e (Di) o grau do dano de ordem .



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



$$Gde = Dmáx + \frac{\sum_{i=1}^{m-1} D(i)}{m-1} \quad \text{Para } m > 2,0 \quad \text{(Equação 1)}$$

Logo sendo possível calcular o grau de deterioração da família (Gdf) do elemento pela equação 2.

$$Gdf = \left[\sum_{i=1}^n \frac{[Gds(i)]}{n} \right] \quad \text{(Equação 2)}$$

Sendo assim a equação 3 fornece o nível de deterioração da estrutura

$$Gd = (\sum_{i=1}^k Fr(i) \cdot Gdf(i)) / \sum_{i=1}^k Fr(i) \quad \text{(Equação 3)}$$

O tabela 3 classifica as medidas a serem adotadas de acordo com o valor do grau de deterioração da estrutura como um todo(Gd) classificando em baixo, médio, alto e limite.

Tabela 3 - Classificação dos níveis de deterioração da estrutura

Nível de deterioração	GD	MEDIDAS A SEREM ADOTADAS
Baixo	0 a 15	Estado aceitável
Médio	15 a 40	Observação periódica, e necessidade de intervenção a médio prazo
Alto	40 a 60	Observação periódica minuciosa e necessidade de intervenção em curto prazo
Limite	> 60	Necessidade de intervenção imediata para restabelecer funcionalidade e/ou segurança

Fonte: Castro (1994).

Assim, o método de Castro (1994), foi um norteador dos parâmetros metodológicos desse estudo de caso, facilitando o encaminhamento científico e o alcance real dos objetivos propostos, bem como a resposta do problema de investigação.

3. RESULTADOS

Os resultados encontrados no que cerne o grau de deterioração da ponte sobre o rio Tocantins foram: trincas, fissuras e remendos incompatíveis com o material da estrutura da ponte.

Os remendos foram executados com material asfáltico flexível e são provenientes dos buracos que existia no tabuleiro. A tabela 4 representa a quantidade de remendos, fissuras e o comprimento de cada trecho do tabuleiro que foi dividido em (19) dezenove trechos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 4 - Número de remendos, fissuras, trincas e comprimento de cada trecho do tabuleiro

PONTE SOBRE RIO TOCANTINS PORTO NACIONAL				
TRECHO	VÃOS ENTRE AS JUNTAS	Nº DE REMENDOS	Nº. DE FISSURAS E TRINCAS	COMPRIMENTO (M)
1	20 E 19	0	3	29,9
2	19 E 18	0	10	57,8
3	18 E 17	0	9	40
4	17 E 16	10	21	57,8
5	16 E 15	6	12	40
6	15 E 14	9	20	57,8
7	14 E 13	7	14	40
8	13 E 12	6	20	57,8
9	12 E 11	9	21	40
10	11 E 10	15	31	57,8
11	10 E 09	14	17	40
12	09 E 08	14	25	57,8
13	08 E 07	8	26	40
14	07 E 06	20	36	57,8
15	06 E 05	12	16	40
16	05 E 04	7	19	57,8
17	04 a 03	8	13	40
18	03 a 02	11	25	57,8
19	02 a 01	4	12	29,9
	SOMA	160	350	900

Fonte: GUILHERME, G.S (2015).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Foi possível calcular o grau de deterioração do elemento (Gde) pela equação 1, o grau de deterioração da família (Gdf) pela equação 2 e então determinar o Grau de deterioração da estrutura (Gd) pela equação 3. Assim feito e representado na tabela 5

Tabela 5 - Classificação dos trechos do tabuleiro

Tabuleiro				
Trecho	Gde	Nível de Deterioração	Fr	Fr x Gde
1	4	Baixo	4	16
2	8	Baixo	4	32
3	4	Baixo	4	16
4	40	Médio	4	160
5	8	Baixo	4	32
6	40	Médio	4	160
7	8	Baixo	4	32
8	40	Médio	4	160
9	40	Médio	4	160
10	40	Médio	4	400
11	8	Baixo	4	32
12	40	Médio	4	160
13	40	Médio	4	160
14	40	Médio	4	400
15	8	Baixo	4	32
16	8	Baixo	4	32
17	8	Baixo	4	32
18	40	Médio	4	160
19	40	Médio	4	160
Soma	584		76	2336
Gdf	30,73684		Gd	30,73684

Fonte: GUILHERME, G.S. (2015).

O grau de deterioração da estrutura do tabuleiro foi de 30,736. Nesse sentido, a estrutura está em um nível de deterioração médio e a medida a ser adotada é observação periódica e a necessidade de intervenção em médio prazo. Os trechos mais críticos foram trecho 12 e 18 com nível de deterioração médio, com a necessidade de observação periódica e intervenção a médio prazo. E os trechos 10 e 14 possui o nível de deterioração crítico com ações a serem adotadas intervenção imediata para estabelecer funcionalidade e segurança.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



De acordo com a figura 2 os pilares foram nomeados em (9) nove trechos, de P1 a P9. Assim, foi possível encontrar o valor de ponderação, a partir das patologias identificadas *in loco* como desagregação, sinais de esmagamento, cobrimento deficiente, fissuras e carbonatação, aplicando os valores da tabela 6

Tabela 6- Valor de ponderação.

PILAR 1	
Local	
Danos	<i>F_p</i>
Desvio de geometria	8
Recalque	10
Infiltração na base	6
Segregação	6
Eflorescência	5
Esfoliação	8
Desagregação	7
Sinais de esmagamento	10
Cobrimento deficiente	6
Mancha de corrosão	7
Fissuras	10
Carbonatação	7
Presença de cloretos	10
Manchas	5

Fonte: GUILHERME, G.S (2015).

Foi calculado o Grau de Deterioração do elemento (Gde) pela equação 1 e grau de deterioração da família pela equação 2 e representado os resultados na tabela 7.

Tabela 7 - Valor grau de deterioração do elemento e da família

Pilar	Gde
P1	43,8
P2	43,8
P3	44,7
P4	49,5
P5	44,7
P6	49,5
P7	43,5
P8	44,7
P9	44,7
Gdf	45,42

Fonte: GUILHERME, G.S. (2015).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



De acordo com a equação 3, o valor do grau de deterioração de família (Gdf) é de 45,42. Nesse contexto, a tabela 3 classifica esse valor de Gdf em nível de deterioração alto, indicando que as ações a serem tomadas para os pilares, são observações periódicas minuciosas e intervenções a curto prazo sobre a estrutura em análise.

4. CONCLUSÃO

Pode-se afirmar que, foram evidenciadas fissuras e trincas em cada pilar da ponte sobre o rio Tocantins, a maioria provocadas pela reação álcali-agregado ou a própria retração do concreto. A falta de manutenção faz com que essas fissuras e trincas aumentem provocando outras patologias, como a corrosão da armadura, segregação do concreto, esfoliação e entre outros.

Foram observadas algumas manutenções superficiais no tabuleiro, porém foi utilizado pavimento flexível onde deveria ser o mesmo material do tabuleiro, o concreto. A alteração do material causa descontinuidade na linha de rodagem da estrutura, apresentando um desconforto para os usuários, aumento das aberturas e impactos nas suspensões dos veículos que aplicam as forças dinâmicas no tabuleiro.

Nesse sentido, a hipótese afirmada na introdução desse estudo de caso, foi negada, pois o fator preponderante para a alto nível de deterioração da ponte, foram as patologias geradas pela reação álcalis-agregados, a carbonatação dos elementos e a falta de manutenção ao decorrer do tempo. Em inspeção visual no tabuleiro foi percebida a necessidade da manutenção de forma correta com reparos dos buracos. Essas aberturas são provocadas devido o esmagamento do concreto mais concentradas nas juntas de dilatação do tabuleiro.

Destarte, recomenda-se iniciar uma intervenção a curto prazo para não aumentar a quantidade de patologias e perder sua capacidade e o comprometimento da segurança da estrutura.

REFERÊNCIAS

- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários. - Rio de Janeiro, 2010. 159 p
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. Manual de inspeção de pontes rodoviárias, 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários, Rio de Janeiro, 2004.
- CASTRO, E K (1994) – “Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado”, Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, DF, 185p, dezembro.
- KLEIN, D. et al. “Critérios adotados na vistoria e avaliação de obras de arte”, XXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, Anais, (1991).
- LE MOS, K. B. Q. **Manutenção e Reabilitação de Túneis**. Universidade de Brasília Dissertação (Mestrado). Brasília, 2005.
- MEHTA et al. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. Tradução de Paulo Helene et al. 1 ed. São Paulo, PINI, 1994.
- MENDES, L. C. Pontes. Niterói, EDUFF, 2003.
- RILEM (Reunião Internacional dos Laboratórios de Ensaio de Materiais de Construção) "Technical Committee - Damage Classification of Concrete Structures", Materias and Structures, Ed Chapman & Hall, Vol. 24, nº 142, 1991.



**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM RESERVATÓRIOS DE CONCRETO ARMADO
DE EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS NO MUNICÍPIO DE VIÇOSA - MG**

C. R. PINTO

Estudante de graduação
Universidade Federal de Viçosa (UFV)
Minas Gerais; Brasil
clarissa.pinto@ufv.br

R. C. SILVA

Professor Associado
Universidade Federal de Viçosa (UFV)
Minas Gerais; Brasil
recsilva@ufv.br

I. B. C. AMARAL

Estudante de graduação
Universidade Federal de Viçosa (UFV)
Minas Gerais; Brasil
igor.amaral@ufv.br

RESUMO

A cidade de Viçosa-MG se destaca por sua grande verticalização, com a existência de muitos edifícios em concreto armado. O crescimento da construção civil foi acompanhado pelo surgimento de muitos problemas patológicos nas estruturas decorrentes de vários fatores, desde a adoção de novas tecnologias de construção não consolidadas à contratação de mão de obra com baixa qualificação. Desta forma, realizou-se este trabalho com o objetivo de analisar as manifestações patológicas em reservatórios de concreto armado de edifícios residenciais nesse município. A metodologia se baseou essencialmente em análises visuais e levantamento de dados sobre a construção e manutenção dos reservatórios. Com os resultados obtidos, constatou-se que a corrosão de armaduras e as fissuras foram as patologias mais frequentes, seguidas pela bolorência, eflorescências, infiltrações, corrosão da tampa, corrosão do concreto, sujidade e descolamento do revestimento. É imprescindível que seja realizado um planejamento eficiente da execução e utilização de reservatórios, envolvendo as fases de projeto, emprego de materiais e escolha dos melhores processos construtivos; também torna-se primordial o conhecimento das patologias e suas consequências para os reservatórios, visando a adoção de medidas preventivas que aumentem sua durabilidade.

Palavras-chave: reservatórios, edifícios residenciais, manifestações patológicas, concreto armado.

ABSTRACT

The city of Viçosa-MG stands out for its wide vertical integration, with the existence of many buildings in reinforced concrete. Growth in construction was accompanied by the emergence of many pathological problems in the resulting structures of various factors, from the adoption of new building technologies to the unconsolidated hiring of low-skilled work. Thus, this work was carried out in order to examine the pathological manifestations in reinforced concrete tanks in residential buildings in this city. The methodology was based essentially on visual analysis and data collection on the construction and maintenance of the reservoirs. With the results, it was found that corrosion of reinforcement and the cracks were the most frequent pathologies, followed by mold, efflorescence, infiltration, cover corrosion, concrete corrosion, dirt and peeling of the coating. It is essential to be realized efficient planning of implementation and use of reservoirs, involving the design phase, use of materials and choosing the best construction processes; also becomes paramount knowledge of the disease and its consequences for reservoirs, aiming at the adoption of preventive measures to increase its durability.

Keywords: reservoirs, residential buildibgs, pathological manifestations, reinforced concrete.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Um reservatório de água deve sempre garantir o abastecimento de uma edificação e tanto seu subdimensionamento quanto seu superdimensionamento causa prejuízos à obra em questão, acarretando falta de água ou sobrecarga desnecessária da estrutura, respectivamente. Suas dimensões devem ser suficientes para satisfazer as necessidades de consumo, devendo possuir, pelo menos, igual volume de água correspondente a um dia de consumo médio, juntamente a reservas para compensar as perdas na rede e atendimento ao serviço de combate a incêndio.

Os reservatórios podem ser do tipo enterrado, semienterrado, apoiado ou elevado. Em geral, os reservatórios elevados são usados para abastecer pavimentos inferiores por meio da queda natural da água por gravidade. Os reservatórios enterrados, por sua vez, são utilizados para armazenar uma quantidade de água que pode ser bombeada para o reservatório elevado quando este estiver abaixo do nível crítico que possa prejudicar o abastecimento dos moradores [1].

O crescimento da construção civil foi acompanhado pelo surgimento de muitos problemas patológicos nas estruturas e nas edificações. Embora os reservatórios sejam uma parte estritamente necessária das edificações, em muitos deles há falta de cuidado na execução e na manutenção de sua estrutura e nos requisitos de boa qualidade da água.

Os reservatórios de concreto armado são susceptíveis a intempéries como a chuva e o sol, além da atmosfera agressiva de ambientes industriais e litorâneos. Desta forma, vários tipos de patologias surgem nos reservatórios, podendo causar a perda da quantidade e da qualidade da água, com o surgimento de culturas causadoras ou transmissoras de doenças. Torna-se então fundamental a realização de um diagnóstico acerca das patologias em reservatórios de água potável, tendo em vista sua reabilitação, impedindo sua degradação excessiva, diminuindo os custos da manutenção e reduzindo as perdas de água[2].

Pretende-se, com este trabalho, apresentar o levantamento e a análise da incidência de manifestações patológicas em reservatórios de água em concreto armado em edifícios residenciais do município de Viçosa-MG.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O projeto e a execução de reservatórios de concreto armado requer certos cuidados, visando otimizar a sua vida útil e desempenho. A correta utilização do concreto armado envolve o estudo do traço e dosagem, lançamento, adensamento e cura, e, além disso, é necessária uma proteção contra agentes agressivos, impermeabilização e isolamento térmico eficientes e manutenção preventiva periódica.

Estudos recentes [3] apontam as manifestações patológicas mais frequentes em reservatórios de concreto armado, como sendo:

- Trincas e fissuras;
- Eflorescências e criptoflorescências ;
- Corrosão de armaduras;
- Infiltrações;
- Surgimento de mofo e bolor;
- Deterioração dos revestimentos internos e externos.

Essas manifestações patológicas podem estar ligadas à má qualidade e/ou especificação dos materiais, erros do projeto ou erros de execução, deixando o concreto pouco resistente e poroso. Desta forma, a impermeabilização e o isolamento térmico dos reservatórios são processos importantes na manutenção da qualidade da estrutura. Reservatórios com impermeabilização ineficaz estão sujeitos a infiltrações nos poros do concreto, podendo levar ao surgimento de mofo e bolor e afetar a qualidade da água, além de causar certo desconforto visual.

3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

No presente estudo desenvolveu-se a pesquisa e coleta de dados de manifestações patológicas em reservatórios de edifícios residenciais de concreto armado no município de Viçosa-MG. A área de estudo das patologias em reservatórios de água foi delimitada à cidade de Viçosa-MG, possibilitando a realização das visitas técnicas. A pesquisa foi feita de maneira qualitativa, com visitas técnicas a diversas edificações que possuam reservatórios em concreto armado, apresentando análises visuais da situação dessas estruturas. A Tabela 1 indica os tipos de reservatórios analisados e suas respectivas quantidades.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 1. Classificação dos reservatórios por tipo

Tipo de Reservatório	Quantidade
Reservatório Apoiado	1
Reservatório Elevado	8
Reservatório Semienterrado	2
Reservatório Enterrado	6
Total de estruturas	17

Com a elaboração de uma ficha de diagnóstico procedeu-se ao levantamento das manifestações patológicas presentes nesses reservatórios, por meio da identificação e localização dos edifícios identificados genericamente, para então serem submetidos às inspeções visuais de caráter qualitativo. Nas inspeções buscou-se obter a maior quantidade possível de dados para o levantamento da situação como o tipo, a geometria, e o ambiente a que o reservatório está exposto. Essa etapa de levantamento de subsídios mostrou-se necessária para o entendimento completo dos fenômenos patológicos.

Busca-se nas vistorias, no mínimo:

- Detectar as manifestações patológicas por meio de análise visual e tátil e observação dos sintomas;
- Analisar a gravidade dos sintomas na estrutura, com uso ou sem uso de ensaios, tendo em vista a segurança do usuário;
- Definir a extensão da manifestação patológica; e
- Registrar os dados colhidos, através de descrição e registros fotográficos.

Além das vistorias *in loco*, foram realizadas entrevistas com profissionais conhecedores do histórico das estruturas ou com usuários dos edifícios, a fim de levantar possíveis informações sobre ano de execução, uso e a forma e frequência da manutenção/repáros realizados, através do preenchimento da ficha de diagnóstico. Buscou-se também realizar a anamnese através de informações formalizadas, como o projeto do reservatório, memorial de cálculo etc.

A coleta de dados foi organizada em visitas técnicas aos edifícios mais acessíveis e que continham reservatórios em concreto armado. De modo a preservar a identidade das edificações, os reservatórios foram enumerados com letras de A a G.

Os materiais utilizados para as inspeções foram:

- Lanterna*, para melhor visualização do interior dos reservatórios;
- Câmera fotográfica*, para registro de fotos dos reservatórios; e
- Fissurômetro*, para medir a abertura das fissuras na laje da tampa.

Os dados foram analisados para identificar as manifestações mais frequentes e o local onde foram constatadas. Elaborou-se também um gráfico com a quantidade de manifestações patológicas encontradas para facilitar a visualização da sua frequência nos reservatórios da cidade de Viçosa-MG. Nesta etapa, cada subsídio foi interpretado para se compor um quadro de entendimento da ação dos agentes agressivos, das possíveis causas e origens dos problemas patológicos e como se desenvolveram.

As visitas técnicas foram realizadas no período de 30 de setembro a 29 de outubro de 2015. Para manter o anonimato dos edifícios, os 17 reservatórios foram referenciados com letras de A a G, separados por edifício. Todos os reservatórios analisados foram construídos em concreto armado, sendo oito do tipo elevado, um apoiado, dois semienterrados e seis enterrados, com idade entre 3 e 34 anos e localizados em diferentes pontos na cidade de Viçosa-MG. Neste trabalho, foram realizadas as análises das manifestações patológicas sem a realização de ensaios destrutivos ou não-destrutivos.

4. RESULTADOS

Foi possível classificar os reservatórios quanto à idade (Figura 1) e identificar quais deles passaram por algum tipo de manutenção (Figura 2) ou limpeza (Figura 3), de maneira a analisar se essas intervenções foram adequadas e suficientes para manutenção das características dos reservatórios.

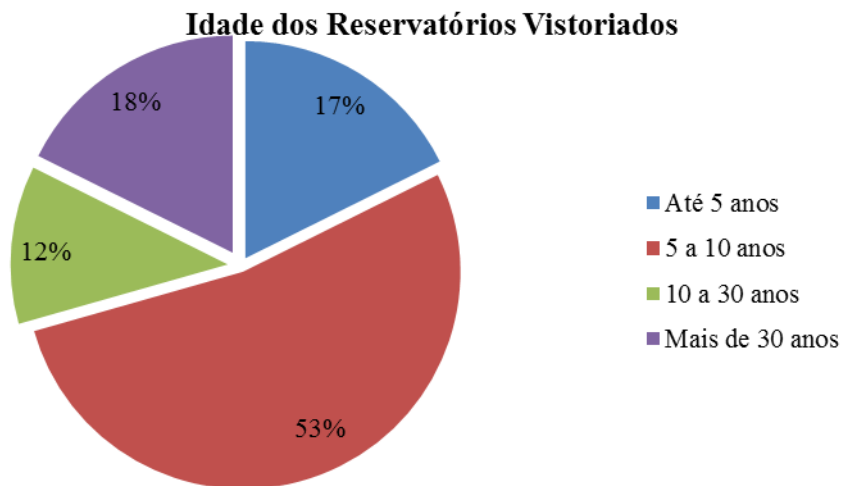


Figura 1: Classificação dos reservatórios por idade

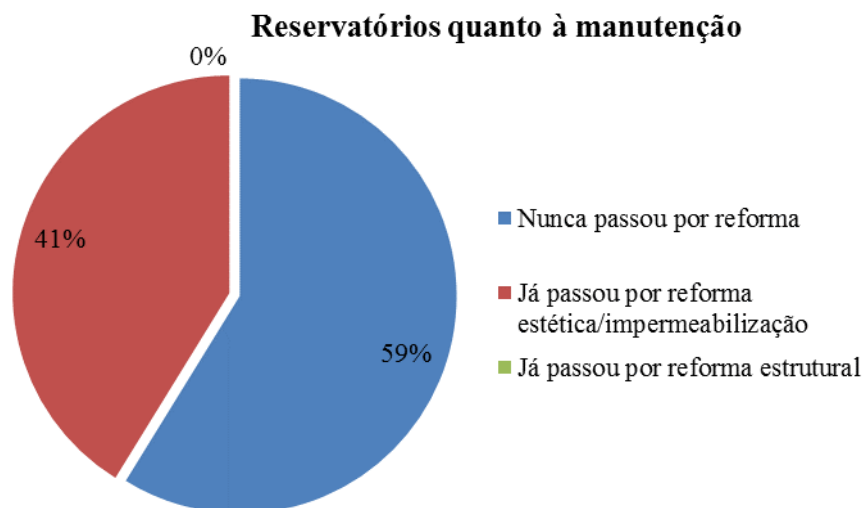


Figura 2: Reservatórios quanto à manutenção estrutural e estética

Reservatórios quanto aos procedimentos de limpeza

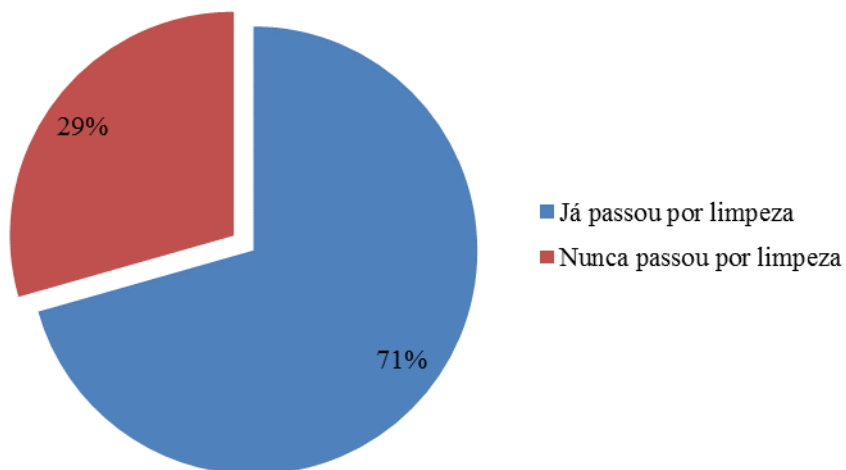


Figura 3: Reservatórios quanto à realização de limpeza interna

Os reservatórios foram separados de acordo com os edifícios em que se encontram, conforme exposto nos tópicos a seguir. Foram apresentados os resultados de 7 (sete) do total de 17 (dezessete) reservatórios analisados.

Edificação A

A Edificação A está localizada na área central do município de Viçosa-MG, e foi construída no ano de 2012. O edifício possui três reservatórios, genericamente chamados A1, A2 e A3, Figura 4. Os três reservatórios apresentam impermeabilização apenas na laje de fundo, sem extensão pelas paredes laterais. Além disso, notou-se a inexistência de chanfros entre as paredes laterais e o fundo, apresentando ainda imperfeições construtivas que podem vir a acumular impurezas (Figura 5).



Figura 4. Reservatórios da Edificação A.



Figura 5. Impermeabilização e drenagem de reservatórios.

A drenagem na laje da tampa dos dois reservatórios elevados é feita apenas por um tubo de PVC próximo a um dos cantos com diâmetro insuficiente e sem inclinação visível da laje, o que dificulta o escoamento das águas. Conforme pode ser visto na Figura 5, a água drenada da cobertura do reservatório é direcionada para o corredor que dá acesso aos dois reservatórios.

No Reservatório A1 observou-se a existência de fissuras na laje da tampa de aproximadamente 0,5 mm, pontos de infiltração e eflorescências abaixo da estrutura do reservatório (Figura 6), e a tampa metálica se apresentou com corrosão avançada (Figura 7). Neste reservatório, a saída do tubo de PVC para drenagem na laje da tampa se encontra ao lado da tampa, o que pode vir a ocasionar o escoamento de água pluvial para dentro do reservatório.



Figura 6. Eflorescências na base do Reservatório A1.



Figura 7. Corrosão da tampa do Reservatório A1.

Assim como o Reservatório A1, o Reservatório A2 apresentou fissuras na laje da tampa, porém com espessura mais elevada, de aproximadamente 1,4 mm (Figura 8), formando pontos de infiltração por toda a cobertura. A tampa metálica deste reservatório também se apresentou em estágio avançado de corrosão, e, nessa região, há concreto desagregado e armadura exposta com início de corrosão. Abaixo da estrutura, foi possível notar a presença de ninhos de concretagem e locais em que essa deficiência expôs a armadura (Figura 9).



Figura 8. Lajes de cobertura dos Reservatórios A1 e A2, respectivamente.



Figura 9. Ninhos de concretagem do Reservatório A2.

A medida da abertura das fissuras na laje da tampa dos Reservatórios A1 e A2 foram feitas com a utilização de fissurômetro, como pode ser visto na Figura 8. O Reservatório A3 (Figura 10), por ser um reservatório enterrado, mostrou-se de difícil vistoria das manifestações patológicas. A cobertura do reservatório é a laje do pavimento da garagem e a tampa metálica se encontra elevada em relação ao piso do pavimento. Na região da tampa foram detectados pontos de corrosão de armaduras, além de a própria tampa estar em processo de corrosão.



Figura 10. Corrosão na tampa e em pontos localizados do Reservatório A3.

Edificação B

A Edificação B se localiza na área central de Viçosa-MG e possui dois reservatórios construídos em concreto armado, denominados Reservatórios B1 e B2, sendo um elevado e outro, enterrado, respectivamente. O edifício tem idade de 12 anos. Notou-se a utilização do sistema de impermeabilização com manta asfáltica muito bem executado em todo o reservatório e bem assentado ao redor dos encanamentos presentes (Figura 11) e com chanfros entre as laterais e o fundo, desta maneira não foram identificados pontos de infiltração nas paredes laterais externas ao reservatório.



Figura 11. Impermeabilização com manta asfáltica em reservatórios.

No Reservatório B1, no entanto, a drenagem da laje da tampa apresenta problemas como a falta de inclinação da superfície e estrutura precária de elevação da tampa, o que ocasionou corrosão da mesma, além da falta de drenos para evasão das águas pluviais. Desta forma, foram identificadas fissuras de até 1,6 mm na cobertura e na área localizada abaixo do reservatório (Figura 12), infiltrações (Figura 13), eflorescências e manchas de bolor (Figura 14). Em outros pontos do reservatório há também a desagregação do concreto, inclusive com exposição da armadura em alguns deles (Figura 15), com cobrimento insuficiente e corrosão acentuada.



Figura 12. Fissuração de 1,6 mm na laje da cobertura do Reservatório B1.



Figura 13. Infiltrações na base do Reservatório B1.



Figura 14. Eflorescências e bolor na área abaixo do Reservatório B1.



Figura 15. Desagregação do concreto e armadura em processo de corrosão no Reservatório B1.

No Reservatório B2, do tipo enterrado, não foram identificadas patologias ou deficiências construtivas.

Edificação C

O Edifício C, também localizado na área central do município de Viçosa-MG, foi inaugurado no ano de 2007. Este edifício possui dois reservatórios em concreto armado, sendo um elevado (Reservatório C1) e outro semienterrado (Reservatório C2). Ambos os reservatórios foram impermeabilizados com argamassa a base de cimento e polímeros e apresentam chanfros em todo seu perímetro. As tampas dos dois reservatórios são de pedra ardósia (Figura 16), portanto mais resistentes às intempéries que as tampas metálicas dos outros reservatórios analisados.



Figura 16. Tampa de ardósia dos reservatórios da Edificação C.

O Reservatório C1 possui dimensões 280x230x155 cm³, com capacidade de 10.000 litros. Embora tenha mostrado sujidade em suas paredes externas (Figura 17) devido ao fato de não haver estruturas de drenagem na laje superior, sua impermeabilização interna se mostrou em perfeito funcionamento, não mostrando infiltrações aparentes nas paredes externas ou abaixo da laje inferior. Com relação à fissuração da laje superior, a espessura máxima das fissuras não ultrapassaram 0,3 mm (Figura 18). Na estrutura de suporte do Reservatório C1 foram encontrados alguns pontos com mofo e bolor na base dos pilares, conforme pode ser visto na Figura 19, onde as águas pluviais se acumulam.



Figura 17. Sujidade no Reservatório C1.



Figura 18. Fissuração máxima no Reservatório C1.



Figura 19. Manchas de bolor na base de um dos pilares do Reservatório C1.

O Reservatório C2 se encontra no subsolo abaixo do pavimento da garagem e possui dimensões 350x220x210 cm³, com capacidade de 16.000 litros. A impermeabilização foi bem executada e não há problemas de infiltração. No entanto, na abertura da tampa, há pontos de corrosão de armaduras causados por cobrimento insuficiente e carbonatação do concreto, como pode ser visto na Figura 20.



Figura 20. Pontos de corrosão de armaduras no Reservatório C2.

Como resultado das vistorias técnicas em todos os 17 reservatórios em questão apresentam-se as manifestações patológicas mais frequentes nessa amostra aleatória dos reservatórios de edifícios residenciais na cidade de Viçosa-MG (Figura 21).

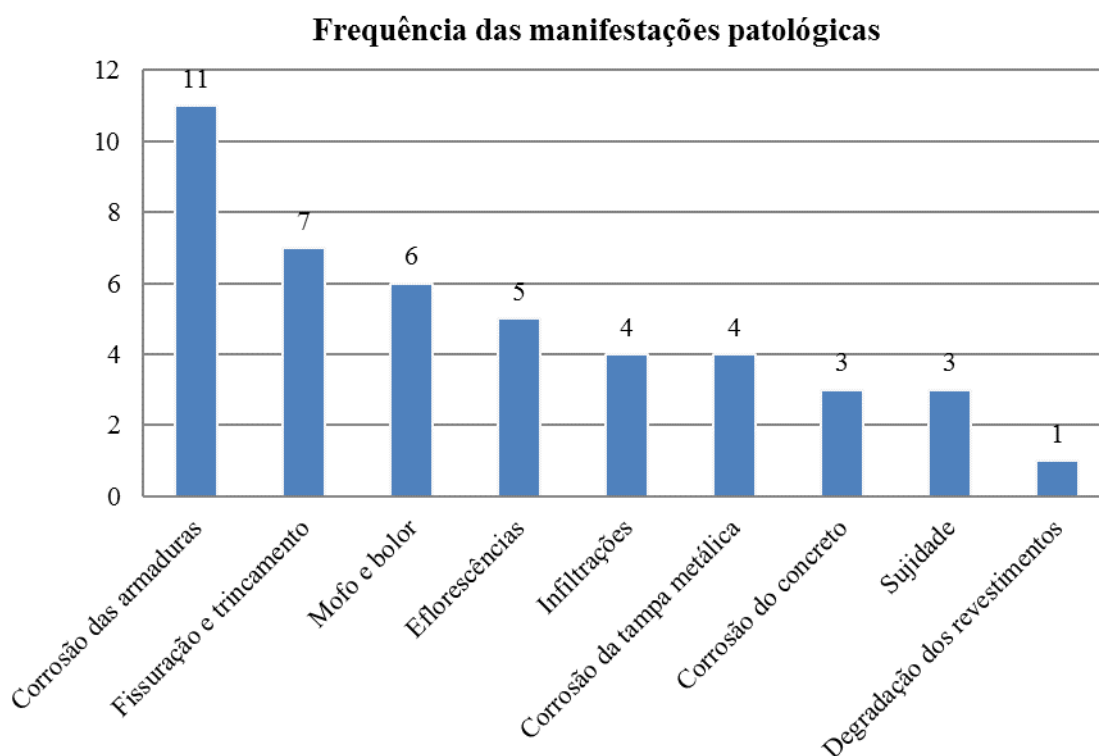


Figura 21: Frequência das manifestações patológicas encontradas

Observa-se a grande incidência da corrosão de armaduras, em 11 reservatórios e a fissuração, em 7 dos reservatórios analisados.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONCLUSÃO

Neste trabalho foi possível levantar as manifestações patológicas mais frequentes nos reservatórios de concreto armado na cidade de Viçosa-MG, identificando quanto ao mecanismo de ação e sintomas apresentados visualmente.

A maioria dos reservatórios apresentou algum tipo de manifestação patológica, sendo a corrosão de armaduras e fissuração as mais frequentes. Com relação à corrosão das armaduras, constatou-se a falta de cobertura, sobretudo na região do reforço de borda, como a principal causa dessa patologia, aliada a outros fatores como a umidade e a presença de cloretos na água tratada.

Destaca-se também a maior incidência de manifestações patológicas nos reservatórios elevados, como as fissuras, que foram encontradas em todos estes. Assim, aponta-se como principal agente causadora das manifestações patológicas a exposição a intempéries, que poderia ser minimizada com uma melhor vedação e isolamento térmico dos reservatórios expostos. Os reservatórios enterrados, por sua vez, encontram-se mais protegidos das intempéries como o sol e a chuva, desta forma não apresentaram fissuração da laje da tampa e um número menor de outras manifestações patológicas.

O presente trabalho se dedicou às manifestações patológicas mais frequentes em reservatórios de água potável. Aponta-se a grande importância de que os condomínios e moradores dos edifícios que contêm reservatórios com patologias, reservem verbas específicas nos seus orçamentos, para a manutenção dos reservatórios.

Indica-se a partir deste estudo a observância de alguns aspectos que devem ser considerados no projeto e execução do reservatório:

- i. Correta especificação do concreto a ser empregado;
- ii. Controle da qualidade da execução;
- iii. Garantia de acesso conveniente para inspeções técnicas;
- iv. Estabelecimento prévio das estratégias de limpeza e manutenção.

Junto aos processos de manutenção, é de extrema importância a execução de procedimentos de limpeza dos reservatórios de modo a estender sua vida útil. Em áreas de drenagem, como a laje da tampa, deve-se estar sempre atento ao entupimento dos tubos de dreno para evitar empoçamento de águas pluviais.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Pereira, E. A.. *Patologias em Reservatórios de Água Potável*. 2010. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2010.
- [2] Vasconcelos, Z. L. *Critério para o projeto de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado*. 1998. 143 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- [3] Rachid, L. E. F.; Londero, C.. Levantamento de Patologias em Reservatórios de Concreto Armado no Município de Cascavel-PR. *Revista Técnico Científica*, [Curitiba], v. 1, p.1-17, 2013. Trimestral. Disponível em: <<http://creaprw16.crea-pr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/15>>. Acesso em: 15 jul. 2015.
- [4] Righi, G. V. *Estudo dos Sistemas de Impermeabilização: Patologias, Prevenções e Correções: Análise de casos*. 2009. 95 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2009.
- [5] Souza, A. K. et al.,. *Identificação de Manifestações Patológicas em Reservatório de Água Executados em Concreto Armado em Condomínio Unifamiliar: Estudo de caso*. 2014. 45 f. Monografia (Especialização) - Curso de Pós-graduação em Patologia das Construções, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2014.
- [6] Souza, V. C. M.; Ripper, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo, SP: Pini Ltda, 1998. Cap. 1. p. 13-81.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM REVESTIMENTO CERÂMICO DE FACHADA - O CASO DO EDIFÍCIO FONTANE BLUE EM FOZ DO IGUAÇU - PR

C. WINTER DE MELLO

Professor
Universidade Federal da Integração Latino Americana
Paraná; Brasil
cesar.mello@unila.edu.br

F. FONTOURA

Engenheiro Civil
Construtora Jota Ele Construções Civis Ltda.
Paraná; Brasil
e-mail: fernandofontoura_9@hotmail.com

C. ESCOBAR

Professor
Centro Universitário Dinâmica das Cataratas - UDC
Paraná; Brasil
engenharia@escobar.eng.br

RESUMO

Atualmente os revestimentos cerâmicos são os mais escolhidos para finalizar os acabamentos externos de edifícios, entretanto a escolha incorreta de materiais tem por fim gerado diversos transtornos, tanto para a construtora quanto para os moradores de condomínios. Esses problemas, aqui denominados de patologias, podem algumas vezes, apenas diminuir o efeito estético tão buscado pela sua utilização, todavia, pode por em risco a vida de transeuntes naquela região, ou ainda por em risco a estrutura das edificações. Neste trabalho, procura-se discriminar as diversas patologias e as suas origens, bem como as diversas especificações de revestimentos cerâmicos e sistemas construtivos, para que quando forem executados obtenham-se os melhores resultados. Também, através de ensaios normalizados executados tanto em laboratório quanto em canteiro de obra, foi evidenciado se a origem das patologias, específicas do Edifício Fontane Blue, são originadas devido a escolha incorreta de materiais ou métodos inadequados de execução, ou ainda a não existência de projetos específicos para execução de revestimento cerâmico externamente.

Palavras-chave: Patologia nas construções, Revestimento cerâmico

ABSTRACT

Today's ceramic tiles are the most chosen to finish the external finishes of buildings, however incorrect choices of materials have finally resulted in several disorders, both for construction and for the residents of condominiums. These problems, here called pathologies can sometimes diminish the aesthetic effect only so sought after for its use, every way may endanger the lives of passers by in the region, or endangering the structure of buildings. In this paper, we attempt to discriminate between various diseases and their origins, as well as various specification of ceramic tiles and building systems, for when they are carried out to obtain the best results. Also, through standardized tests performed both in laboratory and in the construction site, will be evident if the source of pathology, the specific Fontane Blue Building, originate due to incorrect choice of materials or inadequate methods of implementation or the lack of execution of specific projects to external ceramic coating.

Keywords: Building Pathology

1. INTRODUÇÃO

As fachadas são responsáveis pela preservação da edificação. A partir da década de 50 as pastilhas cerâmicas começaram a ser introduzidas nas edificações brasileiras com o intuito de preservação dessas áreas expostas às intempéries. A grande facilidade de combinação das cores garante ótimos resultados e grande aceitação pelo público.

Os revestimentos cerâmicos são utilizados como primeira opção quando se pensa em qualidade e sofisticação em fachadas, apesar de seu elevado custo se comparado com métodos tradicionais.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Mesmo com boa aceitação, o que tem mais chamado a atenção são as diversas ocorrências de manifestações patológicas que vem ocorrendo nas fachadas, atribuindo incertezas de sua eficiência com o passar do tempo. Os efeitos traumáticos de uma fachada manchada ou com vazios cerâmicos levam os engenheiros e construtores a buscar outras soluções, sem ao menos entender o que gerou tal patologia.

Além disso, o descolamento de revestimento cerâmico de fachadas gera a perda da eficiência do conjunto vedação além de perdas financeiras e, principalmente, riscos de perdas materiais e de vida.

Diante do exposto, o presente artigo tem como objetivo apresentar, através de um estudo de caso, os principais fatores que geraram as manifestações patológicas na fachada do Edifício Fontane Blue, localizado na cidade de Foz do Iguaçu, Paraná. Para tanto, propõem-se investigar, através de ensaios de resistência mecânica in loco e em laboratório, as prováveis causas e as devidas recomendações de execução da recomposição da fachada do referido edifício.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Definição de revestimentos cerâmicos

A NBR 13816:1997 classifica o revestimento cerâmico como sendo um conjunto formado pelas placas cerâmicas, pela argamassa de assentamento e pelo rejunte [1]. As placas cerâmicas são materiais compostos por argila e outras matérias primas inorgânicas que podem ser conformadas por extrusão ou por prensagem. Além disso, o revestimento cerâmico é um dos elementos que compõem o edifício, juntamente com a estrutura, as vedações verticais e horizontais, demais revestimentos e os sistemas prediais [2].

O sistema de revestimento é composto por uma base ligada a uma camada de argamassa de emboço, seguida por uma fina camada de argamassa colante e, por fim, às peças cerâmicas e ao rejunte [3].

A função do revestimento cerâmico é proteger os elementos de vedação do edifício, auxiliar as vedações no cumprimento das suas funções no que tange a isolamentos térmicos e acústicos e proporcionar acabamento final aos revestimentos de pisos e paredes [2]. Além disso, pode-se considerar também como função a regularização da superfície dos elementos de vedação (conforto tátil e visual), durabilidade e, por final, custo versus benefício compatível [4].

E por fim, a estanqueidade é a característica mais marcante do revestimento cerâmico, pois se não for mantida, a passagem da água ou outros agente agressivos nas camadas internas podem comprometer o desempenho do revestimento [4].

2.2 Classificação das cerâmicas

Segundo a Associação Brasileira de Cerâmicas as cerâmicas são classificadas em: cerâmica vermelha que compreende aqueles materiais com coloração avermelhada empregados na construção civil; materiais de revestimento (placas cerâmicas) que são os azulejos, pastilhas, porcelanatos, grês, lajotas, etc.; cerâmica branca: compreendendo materiais constituídos por um corpo branco e em geral recobertos por uma camada vítrea transparente e incolor e que são assim agrupados pela cor branca da massa, necessária por razões estéticas e/ou técnicas [5].

Já a NBR 13817:1997 classifica as placas cerâmicas segundo os seguintes critérios a saber: esmaltadas e não esmaltadas, pelo métodos de fabricação, por grupos de absorção de água, pela classe de resistência à abrasão superficial, pelas classes de resistência ao manchamento, pelas classes de resistência ao ataque de agentes químicos segundo diferentes níveis de concentração e pelo aspecto superficial ou análise visual [6].

O método de fabricação das placas cerâmicas podem ser realizadas por extrusão por precisão, a qual cumpre exigências maiores com menores tolerâncias em relação ao tipo artesanal. Também podem ser fabricadas a partir de prensagem e por outros processos NBR 13817 [6]

A classificação por grupo de absorção de água é uma das principais características dos revestimentos cerâmicos. Ela indica sua porosidade sendo expressa pelo percentual de absorção de água calculado sobre o peso total da placa. Quanto menor a porosidade do revestimento, menor a quantidade de água que ele poderá absorver e melhores serão as suas características técnicas e resistência [7].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A NBR 13817 correlaciona as especificações de fabricação das placas cerâmicas com o grupo de absorção as quais são apresentadas na tabela 1 a seguir:

Tabela 1 - Codificação dos grupos de absorção de água em função dos métodos de fabricação NBR 13817 [6]

Absorção de água (%)	Métodos de Fabricação		
	Extrudado (A)	Prensado (B)	Outros (C)
$Abs \leq 0,5$	AI	BIa	CI
$0,5 < Abs \leq 3$		BIb	
$3 < Abs \leq 6$	AIIa	BIIa	CIIa
$6 < Abs \leq 10$	AIIb	BIIb	CIIb
$Abs > 10$	AIII	BIII	CIII

Pela classe de resistência à abrasão superficial as placas cerâmicas podem ser classificadas em abrasão superficial, para produtos esmaltados (Porcelain Enamel Institute - PEI) e abrasão profunda, para produtos não esmaltados. Este desgaste pode ser causado pelo atrito de objetos sobre a superfície esmaltada, sendo mais aplicada para placas para pisos, já que nos revestimentos de paredes tais solicitações são pouco prováveis. Assim, o grau de desgaste é classificado na escala crescente resistência à abrasão de PEI 0 a PEI 5 [7].

Já a classificação de resistência ao manchamento ou classes de limpabilidade, a NBR 13817 expõe que existem cinco faixas, em escala decrescente, que indicam a facilidade de remoção das manchas, sendo que a classe 5 indica a máxima facilidade de remoção e a classe 1 indica a impossibilidade de remoção do manchamento. A norma aponta ainda que as placas são agrupadas em classes utilizando procedimentos sistemáticos progressivos de limpeza podendo-se utilizar produtos de limpeza fracos a fortes ou mesmo ácido clorídrico ou hidróxido de potássio. [6]

E, por fim, a classificação de resistência ao ataque de agentes químicos está diretamente ligada à composição dos esmaltes, à temperatura e ao tempo de queima no forno. Os revestimentos cerâmicos para uso residencial e comercial apresentam resistência ao ataque químico de ácidos e base com baixa concentração [7]. A tabela 2 da NBR 13817 apresenta a codificação dos níveis das resistências químicas:

Tabela 2 - codificação dos níveis das resistências químicas NBR 13817 [6]

Agentes Químicos		Níveis de resistência química		
		Alta (A)	Média (B)	Baixa (C)
Ácidos e Álcalis	Alta concentração (H)	HA	HB	HC
	Baixa Concentração (L)	LA	LB	LC
Produtos domésticos e de piscinas		A	B	C

2.3 Patologia nos revestimentos cerâmicos

Podemos definir patologia como sendo a parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis, ou seja, é o estudo que compõe o diagnóstico dos problemas [8].

As manifestações patológicas devem ser encaradas como um problema grave, que pode colocar a vida e a saúde dos frequentadores do local em risco. Não são apenas fatores de fábrica que podem gerar patologia, mas diversos fatores como clima ou até mesmo mão de obra. Dentro da área de patologia, podemos classificar algumas das quais devemos dar maior atenção, devido ao perigo que incide ao meio exposto. A partir disso temos o empolamento, descolamento de placas, pulverulência, trincas, gretamentos, fissuras, eflorescência, bolor e deterioração do rejunte [7].

2.3.1 Empolamento

O principal fator diretamente envolvido com esse tipo de patologia é a cal, portanto essa anomalia ocorrerá nas camadas com maior proporção de cal. O reboco se destaca do emboço, formando bolhas cujo diâmetro aumenta progressivamente, a cal não hidratada existente no revestimento cerâmico irá se extinguir depois de aplicada, aumentando de volume e consequentemente causando expansão [9].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Por outro lado, o fenômeno pode ocorrer devido às expansões na argamassa, em função da hidratação de óxidos [7]. Além disso, nas argamassas mistas, o fenômeno da expansão aumenta consideravelmente, sendo devido a causas mecânicas, principalmente porque as argamassas contendo cimento Portland, são muito rígidas e a expansão causa desagregação [9].

2.3.2 Descolamentos em placas

O descolamento, ou perda de aderência das placas cerâmicas, é um processo onde ocorrem falhas e rupturas na interface da placa cerâmica com o substrato, devido a tensões surgidas que ultrapassam a capacidade de aderência do material [7].

As placas do revestimento de argamassa que se descolam englobam geralmente o reboco e o emboço e a ruptura ocorre na ligação entre essas camadas. As causas desse problema estão relacionados à falta de aderência das camadas de revestimento à base [9].

2.3.3 Pulverulência

Esta patologia classifica-se como sendo uma desagregação e, conseqüentemente, esfrelamento da argamassa ao ser pressionada manualmente [7].

Com a desagregação da camada de reboco, no caso de revestimento que receberam pintura, a película de tinta se destaca com facilidade carregando partículas de reboco no seu verso, em casos de massa única ou emboço paulista, geralmente a camada se esfrela como um todo [9].

2.3.4 Gretamento

O gretamento é decorrente de pequenas variações térmicas ou higroscópicas no revestimento, originadas principalmente pela ausência de junta de dilatação [7]. A peça cerâmica quando exposta a determinadas condições higrotérmicas, tem favorecida a formação de tensões entre o vidro e o corpo cerâmico da peça. Se o revestimento foi assentado corretamente e exposto a condições normais de uso, considera-se que o fenômeno é intrínseco da peça cerâmica [9].

Por outro lado, o surgimento de gretamentos, deve-se ao fato de que a argamassa torna-se acentuadamente rígida devido a um excessivo teor de cimento, já que em suas faces de assentamento (tardo) serão solicitadas à compressão e as faces esmaltadas à tração [10].

O que diferencia a trinca da fissuração e gretamento, é que na trinca o corpo da placa cerâmica se divide por completo, enquanto que na fissuração e gretamento o corpo da placa cerâmica se divide parcialmente [7].

2.3.5 Eflorescência

A eflorescência é decorrente de depósitos salinos principalmente de sais minerais alcalinos (sódios e potássio) e alcalino-terrosos (cálcio e magnésio) na superfície de alvenarias. Dessa forma, podem alterar a aparência externa dos edifícios, deixando-os com aspecto esbranquiçado [9].

Difícilmente pode-se garantir a eliminação da eflorescência manifestada nos revestimentos, entretanto, pode-se evitá-la, tomando algumas providências quando do seu assentamento [4]:

- a) empregar placas sem sais solúveis e evitar molhá-las;
- b) reduzir o consumo de cimento Portland ou especificar cimento de baixo teor de álcalis (o cimento Portland possui sais solúveis, principal fonte da patologia);
- c) procurar o emprego de rejunte flexível e com menor porosidade;
- d) garantir completa secagem da base que será assentado o revestimento;

As eflorescências podem surgir também devido a uma incorreta limpeza do revestimento após o término da execução. Ao aplicar o ácido muriático para limpeza sem antes ter molhado bem o revestimento, este tende a reagir com o cimento Portland.

Segundo a NBR 7200, para a remoção da eflorescência pode-se escovar a seco a superfície com escova de cerdas de aço e proceder à limpeza com solução de ácido muriático [11].

2.3.6 Fissuras

A incidência de fissuras e trincas devem-se a fatores relacionados a execução do revestimento argamassado, solicitações de esforços higrotérmicos e pela retração hidráulica da argamassa. Fatores ligados diretamente com a argamassa são, portanto, os responsáveis por essa patologia, como: quantidade de água e cimento e teor dos finos [9].

Quando se tem uma argamassa com alto teor de finos, necessariamente usa-se maior quantidade de água, aumentando assim a retração e fazendo com que surtem trincas e fissuras na placa. Outro fator importante que contribui para o surgimento de tal patologia, é a umidade relativa do ar. Quando se trabalha em regiões com baixa umidade e elevada temperatura, deve-se ter o cuidado de sempre molhar a base, para que a mesma não seque rapidamente, evitando retrações [9].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O edifício Fontane Blue localiza-se na cidade de Foz do Iguaçu, sendo que suas obras foram concluídas no ano de 1996 e, já no ano de 2004 iniciaram-se as intervenções nas fachadas devido ao descolamento de pastilhas, principalmente de sacadas, além de execução de juntas de movimentação as quais, durante o processo de construção, não teriam sido executadas. Na figura 1 apresenta-se a fachada com orientação leste do edifício, já em nova intervenção nas pastilhas cerâmicas no ano de 2011. Observa-se que as cores predominantes definidas em projeto foram azul mediterrâneo e vermelho.



Figura 1: Intervenção na fachada leste do edifício Fontane Blue

Os ensaios realizados para caracterizar as manifestações patológicas foram:

- ensaio em corpo de prova por tração simples - NBR 13755;
- determinação da absorção de água - NBR 13818;
- determinação da expansão por umidade - NBR 13818;
- determinação da dureza segundo a escala de Mohs - NBR 13818;
- verificação de percussão de som cavo - NBR 13755.

3.1 Ensaio em corpo de prova por tração simples

Para realização deste ensaio, utilizou-se as orientações do anexo A da NBR 13755 [12], a qual estabelece o procedimento de determinação da resistência à aderência em revestimentos cerâmicos. O ensaio tem por objetivo atestar a resistência da argamassa utilizada no reboco bem como a aderência entre a pastilha e o substrato.

Utilizou-se um aparelho aderímetro mecânico com leitura digital da força, o qual permitiu a aplicação lenta e progressiva da carga de ruptura. Além disso, utilizou-se pastilhas metálicas com dimensões de 100x100 mm e espessura

de 8 mm coladas no revestimento cerâmico com resina à base de epóxi, sendo que seu centro foi acoplado o aderímetro. A figura 2 apresenta a placa metálica colada ao revestimento e a execução do ensaio de tração simples.



Figura 2 - Placa metálica e aparelho para ensaio de resistência de aderência

Para efeitos de cálculo da resistência à aderência deve-se considerar a relação entre a carga de ruptura medida e a área da pastilha metálica. O resultado deve atingir o mínimo de 0,30 MPa.

O corpo de prova pode apresentar diversas formas de ruptura, sendo que a ruptura pode ocorrer aleatoriamente entre quaisquer interfaces, ou no interior, de uma das camadas que constituem o revestimento.

Foram realizados 19 ensaios de resistência a tração simples nas sacadas onde haviam maior incidência de patologia e em locais que, aparentemente, não apresentavam tal manifestação, computando uma área de 100 m².

3.2 Determinação da absorção de água

A NBR 13818 [13], em seu anexo B, determina o ensaio de determinação da absorção de água, ao qual consiste em verificar a quantidade de água absorvida por uma pastilha cerâmica.

O ensaio consiste em secar os corpos de prova em estufa a uma temperatura constante de 110°C até constância de massa, submergir completamente os mesmos em água fervente por um período de duas horas e registrar a massa saturada. Para efeitos de cálculo, deve-se considerar a equação 1 a seguir:

$$Abs = \frac{m2 - m1}{m1} \times 100 \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

Abs = absorção de água, em porcentagem

m2 = massa saturada, em gramas;

m1 = massa seca, em gramas.

3.3 Determinação da expansão por umidade

O método descrito pela NBR 13818 [13] em seu anexo J tende a verificar a expansão que ocorre nos revestimentos cerâmicos devido à variação da umidade.

O ensaio consiste em preparar 5 corpos de prova através de secagem em estufa com temperatura de 110°C por 24 horas até constância de massa e inserir os mesmos numa mufla aplicando-se uma temperatura de 150°C/h até atingir 550°C e mantendo esta última por duas horas. Após o resfriamento realizar a verificação da contração das peças através da medição inicial do comprimento (l_0), que consiste em medir, com resolução de 0,01 mm, o lado 1 e o lado 2 das peças, obtendo-se a média das medições. Por conseguinte, submergir os corpos de prova em água fervente durante 24 horas e, após resfriados, realizar a medição para obtenção do comprimento l_1 .

A expansão por umidade (EU) é determinada a partir da equação 2:

$$EU = \frac{l1 - l0}{l0} \times 1000 \quad (\text{equação 2})$$



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Onde:

EU = Expansão por umidade, em milímetros por metro;

l_1 = é a medida da dimensão após o ensaio, em milímetros;

l_0 = é a medida da dimensão inicial, antes do ensaio, em milímetros.

3.4 Determinação da dureza segundo a escala Mohs

Segundo a NBR 13818 [13] ao riscarmos um revestimento cerâmico com material similar ao de sua fabricação podemos especificar o grau de dureza conforme Tabela 3.

Tabela 3: Tabela de dureza de Mohs, NBR 13818 [13]

Minerais	Dureza Mohs
Talco	1
Gesso	2
Calcita	3
Fluorita	4
Apatita	5
Feldspato	6
Quartzo	7
Topazio	8
Corindo	9
Diamante	10

O ensaio consiste em selecionar aleatoriamente 5 corpos de prova e riscá-los com um canto vivo utilizando-se os minerais da tabela anterior. Anotar o mineral de mais alta dureza de Mohs que proporcionar pelo menos quatro riscos na superfície do revestimento cerâmico.

3.5 Verificação de percussão de som cavo

Verificou-se cada face das sacadas, através de percussão, a identificação de áreas com som cavo, ao qual indica o descolamento ou da pastilha cerâmica ou do reboco junto a alvenaria.

Segundo a NBR 13755 [12] é recomendável que este trabalho de percussão seja realizado no momento do rejuntamento para que se exista alguma placa com som cavo, a mesma deve ser imediatamente removida.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados e as discussões dos ensaios realizados nas fachadas do edifício em questão.

4.1 Ensaio de tração simples

Na tabela 4 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à aderência do revestimento cerâmico.

Tabela 4: Resultados dos ensaios de resistência à aderência por tração simples

Local do Ensaio	Amostra	Resistência à aderência (MPa)	Tipo de rompimento
Área distinta - pastilha de cor azul mediterrâneo - sem intervenção - fachada norte e leste	1	0,089	Interior da argamassa do substrato
	2	0,047	
Área distinta - pastilha de cor vermelha - sem intervenção	3	0,491	Interior da argamassa do substrato
	4	0,22	
	5	0,189	Interface placa cerâmica/argamassa colante
Sacadas da fachada Leste - 5º Andar - com intervenção prévia	6	0,316	Interior da argamassa do substrato
Sacadas da fachada Leste - 4º Andar - sem intervenção	7	0,013	
Sacadas da fachada Leste - 3º Andar - com intervenção prévia	8	0,439	
Sacadas da fachada Leste - 2º Andar - com intervenção prévia	9	0,45	
Sacadas da fachada Leste - 2º Andar - sem intervenção	10	0,14	
Sacadas da fachada Leste - 1º Andar - sem intervenção	11	0,038	
Sacadas da fachada Leste - 1º Andar - sem intervenção	12	0,126	
Sacadas da fachada Norte - 7º Andar - sem intervenção	13	0,087	
Sacadas da fachada Norte - 7º Andar - sem intervenção	14	0,082	
Sacadas da fachada Norte - 5º Andar - sem intervenção	15	0,252	
Sacadas da fachada Norte - 3º Andar - com intervenção prévia	16	0,342	Interior da argamassa do substrato
Sacadas da fachada Norte - 3º Andar - sem intervenção	17	0,045	
Sacadas da fachada Norte - 2º Andar - sem intervenção	18	0,171	Interior da argamassa do substrato
Sacadas da fachada Norte - 1º Andar - sem intervenção	19	0,043	

É possível notar que aqueles ensaios realizados nos locais onde já havia ocorrido uma reconstituição do revestimento, tanto substrato como o cerâmico, apresentaram valores de resistência aceitáveis de acordo com a NBR 13755 [12] o qual deve ser maior que 0,30 MPa.

A referida reconstituição foi realizada através da remoção completa do reboco das sacadas e execução de um novo revestimento com argamassa industrializada. Este fato pode ser visualizado na figura 3 a seguir, onde ocorreu o rompimento no interior da argamassa de substrato.



Figura 3: Rompimento no interior da argamassa de substrato (argamassa industrializada)

Por outro lado as amostras em que não haviam sido realizado intervenção, apresentaram valores de resistência à aderência muito abaixo do que a norma recomendada e tendo em sua grande maioria rompimentos no interior da argamassa de substrato. Através de uma análise visual, como realizado no caso anterior, verificou-se que, pela coloração da argamassa de substrato e pelo fácil esfarelamento do mesmo, se leva a crer que o sistema de execução do revestimento em argamassa foi de modo convencional, ou seja, com dosagem em obra. Como é sabido, este sistema, se não houver controle, resulta numa argamassa com baixo desempenho quanto às suas propriedades no estado endurecido. Este fato pode ser visualizado através da figura 4.



Figura 4: Argamassa de substrato de aderência

4.2 Ensaio de absorção de água

Colheu-se 10 amostras de pastilhas cerâmicas para a determinação da absorção de água, através da NBR 13818 [13] tabela 5 apresenta os resultados, os quais indicam que sua classificação se enquadra no grupo I e no subitem α , sendo assim “Ia”, visto que os valores ficaram abaixo de 0,5%, o que confirma a classificação do fabricante.

Tabela 5: Resultado de absorção de água para as pastilhas cerâmicas

Corpo de Prova	Abs (%)
01	0,016
02	0,015
03	0,015
04	0
05	0,031
06	0,016
07	0
08	0,016
09	0
10	0,015
MÉDIA	0,0124

4.3 Ensaio de expansão por umidade

Para a verificação quanto a expansão por umidade, foram obtidos em laboratório os valores de comprimento inicial (l_0) (obtidos através do processo de aquecimento) e os valores de comprimento final l_1 (obtidos através de tratamento em água fervente), além dos valores da expansão por umidade (EU), os que seguem na tabela 6.

Tabela 6: Valores de medições e valores médios de expansão por umidade das pastilhas cerâmicas

Corpo de Prova	l_0 (mm)	l_1 (mm)	EU (mm)
01	-0,254	-0,2541	0,393
02	-0,283	-0,2831	0,353
03	+0,325	+0,3251	0,307
04	+0,664	+0,6643	0,451
05	+0,357	+0,3572	0,560

Os valores negativos para comprimento inicial, tem essa indicação pois reduziram de tamanho em função da requeima em mulha a 550°C quando comparados com a placa metálica utilizada como base. Por outro lado, os valores positivos, representam uma expansão da pastilha cerâmica no momento da requeima. Entretanto isso não significa que durante o processo de requeima, houve um aumento de seção propriamente dito, as placas utilizadas no ensaio têm muitas variações entre si, devido fator fabricação.

Conforme expansão máxima permitida pela NBR 13818 [13] em 0,6 mm/m, é constatado que não existem problemas diretamente ligados com a expansão por umidade, sendo que as pastilhas atendem ao parâmetro acima citado.

4.4 Ensaio da dureza de Mohs

Quanto à verificação da dureza segundo a escala Mohs, a tabela 7 descreve que somente foi possível obter riscos com o item fluorita, podendo também ser observado na figura 5. Sendo assim, as pastilhas cerâmicas ensaiadas podem ser classificadas com dureza de Mohs 4.

Tabela 7 - Verificação quanto ao surgimento de riscos

Corpo de prova	Material	Resultado
01	Talco	Sem Riscos
02	Gesso	Sem Riscos
03	Calcita	Sem Riscos
04	Fluorita	Aparecimento de riscos profundos



Figura 7: Ricamento por fluorita

4.5 Ensaio de verificação de som cavo

A verificação do som cavo nas sacadas tanto do lado norte quanto do lado leste resultaram em uma situação preocupante, como pode ser observado no gráfico da figura 8, onde 72,3% (a) (218,64 m²) de um total de 302,4 m² das áreas das sacadas estavam comprometidas. Do total de 218,64 m², o valor de 58,23% (b) é referente a face norte e os outros 41,77% é referente as áreas das sacadas na região leste.

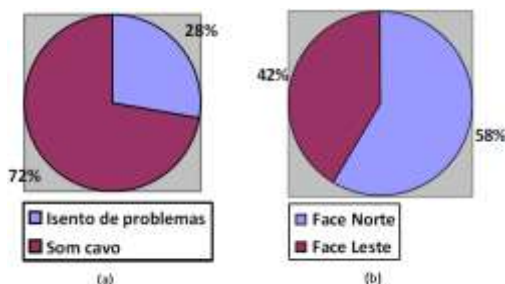


Figura 8: Verificação quanto ao som cavo (a) e proporção de som cavo por face (b)

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos ensaios realizados foi possível comprovar que as pastilhas cerâmicas, de cor azul mediterrâneo seguiram o que as normas preconizam. Entretanto todas as patologias nas sacadas do edifício estão ligadas diretamente com o substrato ao qual a mesma esta colada.

Os resultados obtidos após os ensaios de resistência de aderência mostraram-se muito abaixo dos permitidos pela norma vigente. As baixas resistências em algumas amostras devem-se, supostamente, ao fato da existência de elevado teor de areia em relação ao consumo de cimento.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Foi possível observar que os revestimentos que tendem a ficar exposto por mais tempo aos raios solares (face norte) tiveram maiores problemas com descolamento de placas. Além disso, o tom escuro escolhido para compor o revestimento das sacadas possivelmente contribui para o descolamento, visto que as pastilhas destes tons tendem a absorver maior calor, as quais tendem a expandir/retrair mais, repassando assim tais esforços às demais camadas [3].

A cidade de Foz do Iguaçu atinge altas temperaturas no verão e temperaturas relativamente baixas no inverno, apresentando um gradiente desfavorável para os materiais aplicados em fachadas. A falta de juntas de movimentação agregada ao fator clima são os grandes responsáveis pelos descolamentos de placas cerâmicas.

A variação de temperatura faz com que a placa cerâmica aumente e diminua de tamanho inúmeras vezes durante o ano. Como não é somente a placa cerâmica que se contrai e expande, os demais materiais que compõe o revestimento acabam sendo afetados (argamassa colante e substrato). Em sacadas onde não se tem juntas de dilatação ou de dessolidarização, essa expansão/retração tende a formar manifestações patológicas nas mudanças de direção (quinas das sacadas). Em panos demasiadamente grandes, com ausência de juntas de dilatação tende-se a ter um número maior de patologia.

Devido à elevada temperatura da região com picos de até 45° C, para a execução da colagem do revestimento cerâmico junto ao substrato é importante a escolha de uma argamassa com maior tempo em aberto, o que permite um tempo maior para aplicação e finalização do serviço de colagem.

Pode-se concluir que existiu uma falta de controle tecnológico quanto à dosagem e mistura da argamassa para reboco. Em alguns pontos, é possível observar resultados melhores, mesmo este sendo abaixo da norma, ou seja, existe uma disparidade na qualidade da argamassa usada nas várias faces do edifício.

Por fim, para a recomposição dos revestimentos das fachadas do edifício pode-se propor a remoção e reconstituição do substrato, através de um estudo de dosagem de argamassa que atenda, inicialmente as exigências normativas e aquelas que referem-se às características peculiares da região que o empreendimento está inserido. Além disso, a execução de juntas de movimentação e dessolidarização faz-se necessário, principalmente, nos panos de fachadas com maior exposição aos raios solares (fachada norte), permitindo assim a minimização dos efeitos gerados pela contração/expansão do sistema de revestimento.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13816 - **Placas cerâmicas para revestimento – Terminologia**. Rio de Janeiro: Associação de Norma Técnica, 1999.
- [2] CAMPANTE, Edimilson Freitas. **Projeto e execução de revestimento cerâmico**. O nome da Rosa, 2003.
- [3] SARAIVA, A. G. **Análise das tensões entre argamassa colante e placas cerâmicas submetidas a esforços de natureza térmica**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado da Bahia: Salvador, 2001.
- [4] ESQUIVEL, J. F. T. **Avaliação do uso de revestimento cerâmico de fachadas em edifícios residenciais multifamiliares em São Paulo**. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo: São Paulo, 2001.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CERAMICA. Disponível em: <<http://www.abceram.org.br/site/>>. Acesso em : 15/dez/2015.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13817 – **Placas cerâmicas para revestimento:Classificação**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1997.
- [7] FRANCO, A. L. C. **Revestimentos cerâmicos de fachada: composição, patologias e técnicas de aplicação**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais: Belo Horizonte, 2009.
- [8] HELENE, P.. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2003.
- [9] BAUER, Luiz Alfredo Falcão. **Materiais de construção volume 2**. Livros técnicos e científicos, 1999.
- [10] THOMAZ, Ercio. **Trincas em Edifício: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini 1989.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7200. **Execução de revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação de Norma Técnica, 1999.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13755 – **Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante - Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação de Norma Técnica, 1996.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13818 – **Placas cerâmicas para revestimento - Especificação e métodos de ensaios**. Rio de Janeiro: Associação de Norma Técnica, 1997.



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM REVESTIMENTOS DE ARGAMASSA – ESTUDO DE CASO DAS CASAS DA VILA GIANETTI EM VIÇOSA- MG

M. M. S. LOPES

Estudante de Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Viçosa
Minas Gerais; Brasil
lopes.marcia1993@gmail.com

R. C. SILVA

Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil
Universidade Federal de Viçosa
Minas Gerais; Brasil
recsilva@ufv.br

P. V. VENTORIM

Estudante de Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Viçosa
Minas Gerais; Brasil
priscillavoss@hotmail.com

E. G. ALTOÉ

Estudante de Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Viçosa
Minas Gerais; Brasil
eronaltoa@gmail.com

RESUMO

Apesar do uso intenso de argamassa nos revestimentos, vários fatores têm provocado a queda gradativa da qualidade das construções, podendo-se citar: a evolução da tecnologia dos materiais e das técnicas de projeto e execução, a ausência de controle de qualidade dos materiais e serviços executados, a falta de mão de obra qualificada e a falta de especificações e detalhamentos no projeto. Tais fatores propiciam a ocorrência de manifestações patológicas nos revestimentos de argamassa e, assim, ocasionam prejuízos no desempenho desses revestimentos, na estética da edificação e no conforto de seus usuários. Neste contexto, este trabalho objetiva analisar as descrições, configurações e causas dos problemas patológicos dos revestimentos de argamassa em uma amostra de 10 casas da Vila Gianetti, construídas pela Universidade Federal de Viçosa (UFV) na cidade de Viçosa – MG. No estudo de caso realizado foi possível identificar muitos exemplos de manifestações patológicas como o bolor, a vesícula, o descolamento com empolamento, o descolamento em placa, o descolamento com pulverulência, as fissuras mapeadas e as eflorescências. Como resultado, verificou-se que a maioria dos problemas identificados têm suas causas atreladas à infiltração de umidade, seja pela fundação, seja pela laje de cobertura, e à presença de material silto-argiloso no agregado miúdo constituinte da argamassa. Nota-se ainda que os problemas mais recorrentes são o bolor e o descolamento com empolamento.

Palavras-chave: manifestações patológicas, revestimentos argamassados.

ABSTRACT

Despite the intense use of mortar coatings, several factors have led to the gradual decline of the building's quality, such as the evolution of the material's technology and design techniques and execution, the lack of control of materials and services, the lack of labor-skilled workers and the lack of specifications and details on the project. These factors propitiate the occurrence of pathological manifestations in mortar covers causing losses in coating performance, buildings aesthetics and in the comfort of facilities users. Inside of the presented context, this paper aims to study the descriptions, settings and causes of pathological problems in the lining mortar incident in a sample of 10 houses in Vila Gianetti, built by Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais. In the case study, it was possible to observe many examples of pathological manifestations, as mold, vesicle, detachment with blistering, detachment in blocks, detachment with dustiness, mapped cracks, and efflorescence. It was found that most identified problems have their



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



causes linked to moisture infiltration - either through the foundation, either through the cover slab -, and the presence of silty - clay material in the mortar's aggregate. Notice that the most insidious problems are mold and detachment with blistering.

Keywords: pathological manifestations, mortar coating.

1. INTRODUÇÃO

O desempenho esperado de qualquer edificação está relacionado basicamente à segurança para sua utilização, à habitabilidade e à durabilidade. No entanto, vários fatores têm provocado a queda gradativa da qualidade das construções, comprometendo o desempenho destas.

Alguns desses fatores que valem ser citados são, por exemplo, os avanços ocorridos na tecnologia dos materiais e nas técnicas de projeto e execução; a velocidade com que as obras são feitas, não sendo realizado o devido controle dos materiais e dos serviços; a falta de mão de obra qualificada; e a falta de especificações e detalhamentos no projeto. Tais fatores, por sua vez, levam à incidência de problemas patológicos, que reduzem a vida útil da construção, além de provocarem insatisfação ao usuário. Segundo ADDLESON [1], os defeitos em edificações são conhecidos na história da construção, ocorrendo desde os primórdios, preocupando o seu crescimento em quantidade, variedade e frequência.

Neste contexto, o entendimento das origens, das características e dos efeitos das manifestações patológicas se mostra de suma importância para evitar que tais problemas sejam reincidentes e ainda para tornar possível a adoção de medidas preventivas ou corretivas apropriadas a cada caso específico.

Dessa forma, o presente trabalho propõe o estudo das manifestações patológicas incidentes nos revestimentos argamassados. Este tipo de problema apresenta grande incidência nas edificações e provoca ainda insatisfação generalizada entre os usuários, pois, segundo LEAL [2], o revestimento representa, para o leigo, uma radiografia das condições da edificação, de modo que ter problemas na argamassa pode significar equivocadamente para o usuário que a obra foi, como um todo, mal construída.

Assim, este trabalho, objetiva estudar as descrições, configurações e causas dos problemas patológicos em revestimentos de argamassa, destacando aqueles encontrados em uma amostra de 10 casas pertencentes à Universidade Federal de Viçosa, na cidade de Viçosa, Minas Gerais.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O revestimento de argamassa, de acordo com a ABCP [3], pode ser entendido como a proteção de uma superfície porosa, com uma ou mais camadas superpostas, com espessura normalmente uniforme, que resulta em uma superfície apta a receber de maneira adequada uma decoração final.

As principais funções desse revestimento de argamassa compreendem a proteção da base da ação direta dos agentes agressivos; o isolamento termo-acústico; a estanqueidade à água e aos gases; e também a possibilidade de permitir que o acabamento final resulte numa base regular, adequada ao recebimento de outros revestimentos de acordo com o projeto arquitetônico.

A aplicação do revestimento de argamassa é feita mais comumente em três camadas superpostas, contínuas e uniformes: chapisco, camada de preparo do substrato; emboço, que tem a função de regularizar a superfície; e o reboco, para o acabamento. No entanto, em alguns casos, como, por exemplo, nas fachadas, observa-se a aplicação de apenas duas camadas: chapisco e massa única, sendo esta responsável por desempenhar as funções do emboço e reboco.

Apesar das especificações de projeto e execução de revestimentos de argamassa prescritas na NBR 7200 [4], na prática, esses projetos são, em geral, negligenciados, já que, o revestimento, por vezes, é visto apenas como acabamento final e como uma forma de esconder imperfeições.

As causas dos principais fenômenos patológicos que acometem as argamassas de revestimento, para CINCOTTO [5], podem ser divididas em cinco grupos característicos: causas decorrentes da qualidade dos materiais utilizados, do traço de argamassa, do modo de aplicação do revestimento, do tipo de pintura e, por fim, causas externas ao revestimento.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



No que se refere a qualidade dos materiais utilizados na constituição da argamassa, fatores como a existência de impurezas no agregado, o alto teor de finos do cimento e a reação incompleta de extinção da cal virgem podem causar manifestações patológicas no revestimento.

Já as causas decorrentes do traço de argamassa podem estar relacionadas a problemas de retração devido ao excesso de cimento ou baixa resistência causada pelas argamassas ricas em cal.

Nas causas decorrentes do modo de aplicação do revestimento, pode-se citar a ausência de rugosidade da camada da base, que interfere na aderência do revestimento e a aplicação de camadas espessas, que dificultam a absorção de movimentações estruturais.

No caso das causas decorrentes do tipo de pintura, algumas tintas, como as tintas à óleo ou à base de borracha clorada e epóxi, formam uma camada impermeável quando aplicadas prematuramente, impedindo que o reboco tenha uma boa resistência.

Por fim, existem as causas externas ao revestimento, como, por exemplo, a infiltração de água e a expansão da argamassa de assentamento.

3. METODOLOGIA

A metodologia adotada para o estudo e a análise das manifestações patológicas em revestimentos argamassados deste trabalho baseia-se no estudo de caso de dez casas, da Vila Gianetti, que pertencem à Universidade Federal de Viçosa (UFV), situada na cidade de Viçosa– MG.

A Vila apresenta ao todo 52 casas, que foram projetadas na década de 1940 e retratam fielmente os materiais e as técnicas construtivas empregados na época de sua execução, sendo muitas delas usadas até hoje. Assim, as casas foram escolhidas, de modo a servir como objeto de estudo na identificação das manifestações patológicas que acometem as edificações em geral.

As informações necessárias para a elaboração do trabalho foram obtidas através de inspeção visual e de levantamento de dados sobre o histórico das casas. Em um primeiro momento, fez-se o levantamento das características e das informações das construções que foram consideradas relevantes para o desenvolvimento do trabalho e para a compreensão dos problemas patológicos ocorridos nos revestimentos. Em seguida, fez-se o registro das manifestações patológicas apresentadas nos revestimentos de argamassa, através da análise visual. Por fim, foi realizada a análise dos dados coletados.

4. ESTUDO DE CASO

4.1 Caracterização do objeto de estudo

A Vila Gianetti é constituída por 52 casas localizadas em terreno relativamente plano e apresenta planta padrão para todas as residências, cujas fachadas possuem linhas retas, com cobertura em duas águas e com caimento para o interior (conhecido como “telhado borboleta”), conforme ilustra a Figura 1.

Atualmente, as casas da Vila Gianetti não funcionam mais como residências para os professores da Universidade, motivo pelo qual elas foram construídas. Agora, elas são usadas por órgãos administrativos externos e internos à Instituição. Por isso, a fim de adequar as casas as suas novas funções, algumas modificações foram feitas em relação à planta baixa original.

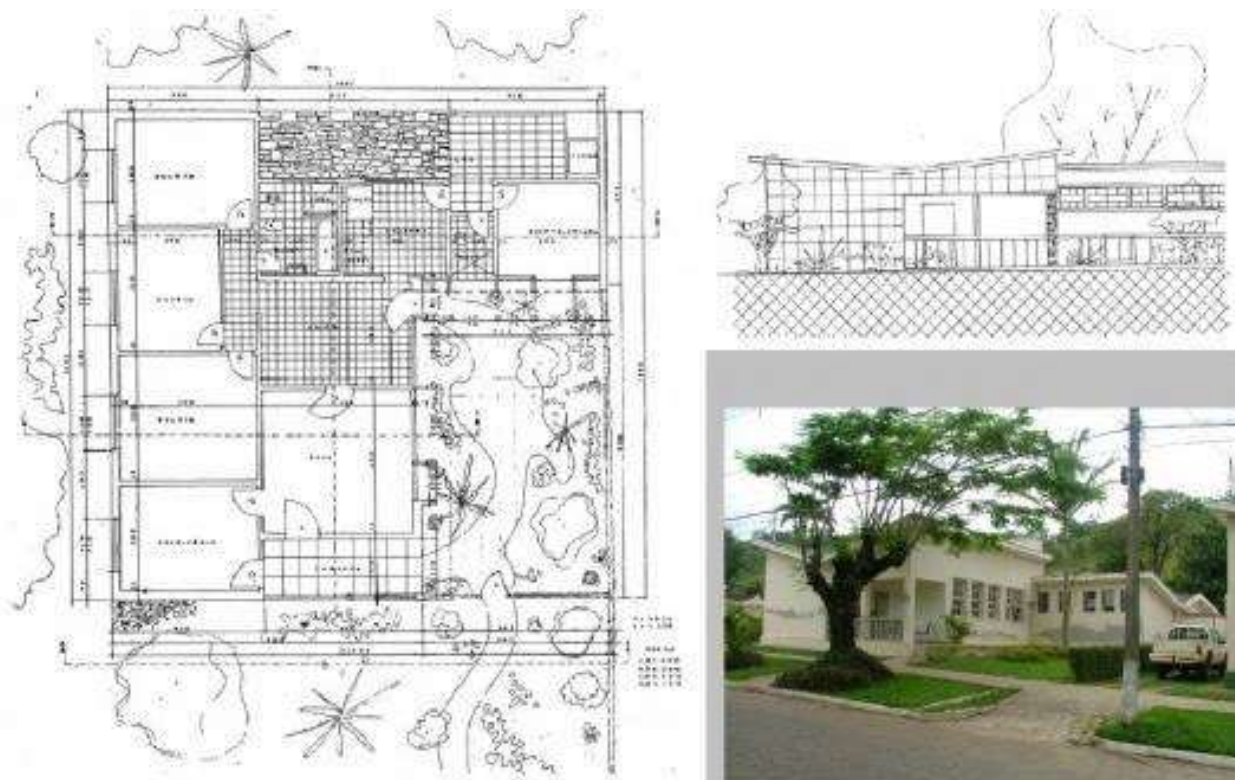


Figura 25: Planta baixa padrão e desenho da fachada das casas da Vila.
(Fonte: <http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/12.144/4347>).

Já no que se refere à execução das casas, constatou-se que a alvenaria é constituída de tijolo cerâmico maciço; que a argamassa de revestimento utilizada é composta de “areia de barranco”, isto é, um material com porcentagens elevadas de material silto-argiloso; e que nenhum tipo de impermeabilização fora feito nas vigas baldrame e na laje de cobertura. Internamente, as paredes apresentam tinta como acabamento, exceto aquelas do banheiro, que apresentam revestimento com azulejos até, pelo menos, a altura de 1,50 m, e, externamente, as paredes das casas apresentam como acabamento um barrado chapiscado e tinta no restante da fachada.

4.2 Registro das principais manifestações patológicas

Foram inseridos neste trabalho os registros fotográficos feitos em duas das dez casas como forma de evidenciar a incidência das manifestações patológicas observadas. Todas essas figuras são acompanhadas de tabelas que contêm os tipos de problemas identificados, sua localização e sua descrição.

As dez casas estudadas foram nomeadas com letras do alfabeto, para não serem identificadas. Assim, serão apresentadas de forma mais detalhada as casas “G” e “J”, que apresentaram uma maior variedade de problemas.

Na Tabela 1, são apresentadas as manifestações patológicas encontradas na Casa “G” e as Figuras 2 a 7 ilustram esses problemas.

Tabela 14- Manifestações patológicas encontradas na Casa “G”.

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS NA CASA “G”		
IDADE DA ÚLTIMA REFORMA: 8 anos		
MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA	LOCALIZAÇÃO	DESCRIÇÃO
Bolor	Em vários cômodos da casa, calha e muros	Manchas escuras com presença de fungos
Descolamento em placa	Na fachada (próximo à calha)	Destacamento de parte do revestimento na forma de placa
Descolamento com pulverulência	Em vários cômodos (próximo ao rodapé), na fachada e na garagem	Desagregação e esfarelamento da argamassa
Descolamento com empolamento	Na parede (próximo ao rodapé e ao teto) e no teto de vários cômodos, na fachada e no muro	Estufamento da superfície e descolamento de parte do revestimento
Vesícula	Garagem	Expansão de pontos localizados e destacamento da pintura
Fissuras mapeadas	Teto de alguns cômodos	Fissuras disseminadas com aberturas superficiais



Figura 2: Bolor e descolamento com empolamento encontrado no banheiro da Casa “G”.



Figura 3: Bolor e descolamento em placas encontrado na fachada da Casa “G” (próximo à calha).



Figura 4: Descolamento com pulverulência encontrado na fachada da Casa “G”.



Figura 5: Descolamento com empolamento encontrado na fachada da Casa “G”.



Figura 6: Fissuras mapeadas e descolamento com empolamento encontrada no banheiro da Casa “G”.



Figura 7: Vesícula e descolamento com pulverulência encontrados na garagem da Casa “G”.

Na Tabela 2, são apresentadas as manifestações patológicas encontradas na Casa “J”, as quais são exemplificadas pelas Figuras 8 a 13.

Tabela 15- Manifestações patológicas encontradas na Casa “J”.

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS NA CASA “J”		
IDADE DA ÚLTIMA REFORMA: 14 anos		
MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA	LOCALIZAÇÃO	CONFIGURAÇÃO
Bolor	Em vários cômodos da casa e fachada	Manchas escuras com presença de fungos
Descolamento em placa	Em vários cômodos da casa e na fachada	Destacamento de parte do revestimento na forma de placa
Descolamento com pulverulência	Próximo ao rodapé e teto de vários cômodos e na fachada	Desagregação e esfarelamento da argamassa
Descolamento com empolamento	Na parede (próximo ao rodapé e ao teto) e no teto de vários cômodos	Estufamento da superfície e descolamento de parte do revestimento
Eflorescência	Teto de vários cômodos	Acúmulo de pulverulência esbranquiçada e manchas de umidade



Figura 8: Bolor e descolamento com empolamento encontrados na sala da Casa “J” (próximo à calha).



Figura 9: Descolamento em placa e bolor encontrados na fachada da Casa “J”



Figura 10: Descolamento em placa encontrado na fachada da Casa “J” (cano de PVC exposto).



Figura 11: Descolamento com pulverulência encontrado na fachada da Casa “J” (tijolo à mostra).



Figura 12: Descolamento com empolamento encontrado na fachada da Casa “J”.



Figura 13: Eflorescências e descolamento com empolamento encontrados no teto da cozinha da Casa “J”.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na vistoria realizada na Vila Gianetti, observou-se uma série de manifestações patológicas nos revestimentos de argamassa das partes interna e externa das casas. Todas as casas inspecionadas apresentaram este tipo de problema, com intensidades e características variáveis e que podem ser causadas, por exemplo, pela falta de um projeto específico para o revestimento, pela forma de execução, pelos materiais utilizados e também pelo tempo decorrido da última reforma.

Na Tabela 3, são apresentados os tipos de manifestações patológicas encontrados em cada uma das 10 casas constituintes da amostra.

Tabela 16- Manifestações patológicas incidentes em cada uma das casas visitadas.

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS NOS REVESTIMENTOS ARGAMASSADOS INTERNOS E EXTERNOS										
Tipo de Manifestação Patológica	Casas									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Bolor	x	x	x		x	x	x	x	x	x
Vesícula	x						x			
Fissuras Horizontais										
Fissuras Mapeadas							x			
Eflorescência										x
Descolamento com empolamento	x		x	x	x		x	x	x	x
Descolamento em placas	x	x				x	x	x	x	x
Descolamento com pulverulência			x	x	x		x	x	x	x

Já no gráfico da Figura 14, tem-se o número de casas afetadas por cada tipo de manifestação patológica. Verifica-se em tal gráfico a ocorrência de bolor em nove das dez casas visitadas; de descolamento com empolamento, em oito; de descolamento em placa e com pulverulência, em sete; de vesícula, em duas; e de fissuras mapeadas e eflorescências, em apenas uma dessas casas. No entanto, não foi observada a ocorrência de fissura horizontal em nenhuma delas.

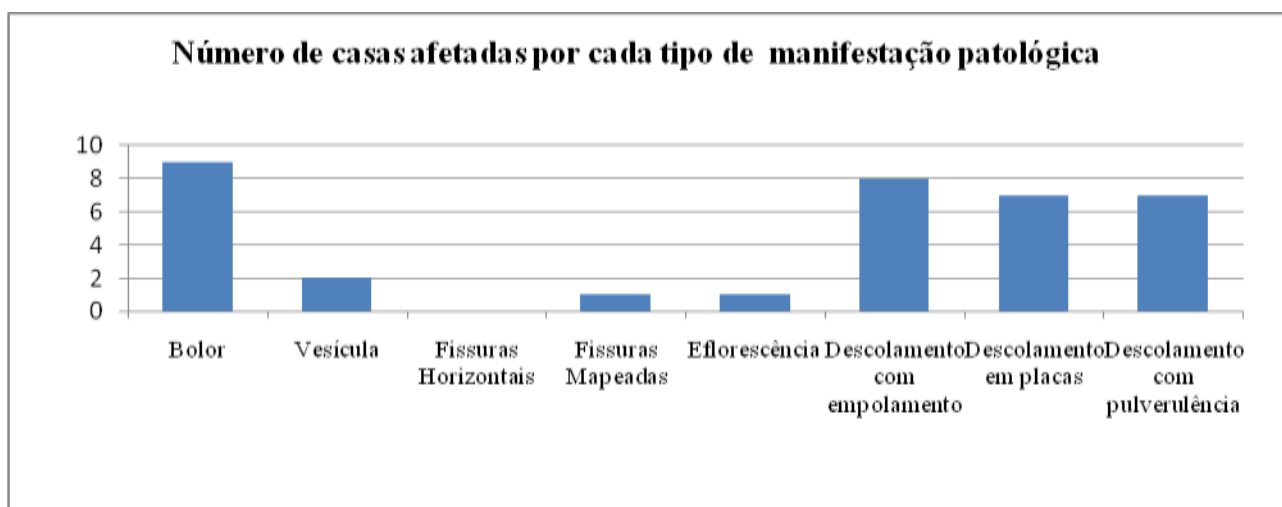


Figura 14: Número de casas afetadas por cada tipo de manifestações patológicas

Os problemas verificados anteriormente se devem, principalmente, a três fatores originados nas etapas de projeto e execução das construções: falta de impermeabilização das vigas baldrame; tipologia do telhado somado à falta de impermeabilização da laje de cobertura e falta de manutenção das calhas, e ainda uso de “areia de barranco” na constituição da argamassa de revestimento.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Além dessas causas principais, outros fatores interferem no aparecimento dos problemas identificados, como: erros no projeto de pingadeiras, o que contribui para a grande incidência de bolor nos muros; erros no projeto (dimensionamento) e na execução das calhas, fazendo com que haja sempre um acúmulo de água na mesma; e reparos inapropriados dos problemas patológicos incidentes, propiciando a reincidência dos mesmos.

As principais consequências desses problemas patológicos são de natureza estética, mas podem estar relacionadas também à saúde dos usuários das edificações, como é o caso do bolor ou mesmo da poeira gerada nos descolamentos com pulverulência. Vale ressaltar ainda que, nos casos mais graves, os problemas do revestimento de argamassa podem gerar degradação tanto na alvenaria quanto na estrutura.

6. CONCLUSÃO

Observa-se que, apesar do intenso uso da argamassa de revestimento nas construções, a ocorrência de manifestações patológicas nos mesmos é muito frequente, o que ocasiona prejuízos no desempenho do revestimento, na estética da edificação e na saúde de seus usuários.

No estudo de caso realizado nas casas da Vila Gianetti fica ainda mais evidente a necessidade de se ter um projeto bem feito do revestimento de argamassa e de se seguir as especificações de projeto na execução, sempre respeitando as prescrições da NBR 7200. A competitividade atual não dá mais espaço a projetos incompletos, nem a profissionais desatentos às exigências de norma. A elaboração de projetos como o de revestimentos, então, torna-se uma forma de se aumentar a velocidade de execução das obras e melhorar a qualidade das construções.

Em meio a essa realidade, observa-se que este trabalho cumpriu seu papel ao estudar os problemas patológicos incidentes sobre o revestimento de argamassa e ao disponibilizar estas informações como forma de se evitar a reincidência dessas falhas e a repetição continuada dos mesmos erros. Isto se faz necessário, pois a diminuição da incidência de manifestações patológicas contribui para a redução dos custos com reformas e melhora o desempenho das edificações ao longo do tempo. Além destas vantagens, no caso especial da Vila Gianetti, estudos como este ainda contribuem para a conservação do importante patrimônio arquitetônico, histórico e urbanístico que ela representa.

7. REFERÊNCIAS

- [1] ADDLESON, L. "Building failures: a guide to diagnosis, remedy and prevention". *London: The Architectural Press*, 1982.
- [2] LEAL, U. "Fachadas e paredes estão doentes". *Téchne – A Revista do Engenheiro Civil*, São Paulo, 2003, n.º 76, pp. 48-52.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Manual de Revestimentos de Argamassa*. São Paulo, 2002. 104 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7200 - *Execução de revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 1998, 13 p.
- [5] CINCOTTO, M.A. "Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações". *Tecnologia de edificações*. São Paulo, 1988. p. 549-554.



**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM UM PRÉDIO PÚBLICO:
UM ESTUDO DE CASO**

R. L. MORAES

Graduando FEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
rlmoraes02@hotmail.com

F. S. QUARESMA

Graduando FEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
quaresma.felipe@gmail.com

D. F. A. SANTOS

Mestrando PPGEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
douglas_augustoo@hotmail.com

M.J.M PEREIRA FILHO

Mestrando PPGEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
manoelmangabeira@hotmail.com

A.F. LIMA NETO

Prof. Dr. FEC/CAMTUC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
aaraon@ufpa.br

M. P. FERREIRA

Prof. Dr. FEC/ITEC/UFPA
UFPA
Pará, Brasil
mpina@ufpa.br

RESUMO

No setor da construção civil existe muitos relatos de manifestações patológicas nas edificações. Estas podem ocorrer de diversas formas tais como trincas, fissuras e infiltrações. É fundamental ter conhecimento das causas dos problemas e buscar alternativas para saná-los, pois estes, dependendo da gravidade e do tipo, podem comprometer uma determinada construção. Nesse contexto, este trabalho apresenta um estudo de caso referente a um prédio público, relativamente novo, localizado na cidade de Belém/Pa, composto por 1 pavimento térreo, 2 níveis elevados, e 1 nível de cobertura. A estrutura é em concreto armado. As vedações foram executadas com tijolos cerâmicos e com divisórias do tipo drywall. As lajes são pré-moldadas unidirecionais e a cobertura é composta por telhas de aço galvanizado apoiadas sobre perfis metálicos que distribuem a carga na laje e nas vigas de cobertura. Com o tempo, muitos elementos estruturais e não estruturais passaram a apresentar um alto grau de fissuração e início do processo de corrosão. Como forma de analisá-los, foi feita uma inspeção detalhada do edifício, com a realização de um mapeamento minucioso de danos que ele apresentava. Técnicas como escaneamento de armadura, esclerometria e, foram utilizadas com intuito de obter a resistência do concreto, checar se as armaduras foram executadas conforme projeto, e com o uso de ultrassom e fissurômetro, avaliar a abertura e profundidade de fissuras. Ao fim de todas as análises levantou-se as possíveis causas dos problemas e chegou-se à conclusão de que a edificação estava bastante comprometida, apresentando problemas graves, que poderiam comprometer a integridade da edificação.

Palavras-chave: Manifestações patológicas, estudo de caso, prédio público, verificação estrutural.

ABSTRACT

In the civil construction sector there is numerous cases of pathologies in buildings. Those problems can occur in several ways like cracks, fissures and leaks. It is fundamental have knowledge of the causes of those pathologies e search for alternatives to solve it, even because the whole building can be compromised if the problem is severe. In this context, this paper presents a case study referent to a public building, relatively new, located in Belem/Pa, divided in 1 ground pavement, 2 elevated levels and 1 buiding cover. The whole structure is in reinforced concrete. The seals were made with ceramic bricks and with drywall partitions types. The precast slabs are unidirectional and the cover is composed of galvanized steel tiles supported on metal profiles that distribute the load of the slab and the roof trusses. Over time, many structural and non-structural elements have come to exhibit a high degree of cracking and the beginning of the etching process. In order to analyze them, a detailed inspection of the building was made with conducting a thorough mapping of injuries he had. Techniques such as armor scans, sclerometry and were used in order to obtain the strength of concrete, check if the armor were executed according to the project, and with the use of ultrasound and fissurômetro, evaluate the openness and depth of cracks. After all analyzes rose the possible causes of the problems and came to the



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



conclusion that the building was quite compromised, with serious problems that could compromise the integrity of the building.

Keywords: Pathologies, case study, public building, structural verification.

1. INTRODUÇÃO

Na engenharia civil, o processo de realização de uma edificação compreende três fases distintas: projeto, execução e utilização. O projeto é nessa etapa que são estabelecidos todos os subsídios necessários para o desenvolvimento do empreendimento. A execução de uma obra é resultado de um conjunto de operações como: planejamento, gerenciamento, organização do canteiro-de-obras, condições de higiene e segurança no trabalho, correta operacionalização dos processos administrativos em seu interior, controle de recebimento e armazenamento de materiais e equipamentos e da qualidade na execução de cada serviço específico do processo de produção. A utilização vai estar relacionada com a finalidade que a edificação foi projetada [1].

No caso de uma baixa qualidade ou ocorrência de falhas em uma ou mais fases de realização de uma edificação provoca defeitos que podem comprometer a segurança e a durabilidade do empreendimento. Nesse caso, a Patologia das Construções é a ciência que estuda todo e qualquer fenômeno que afeta o desempenho do edifício, seja ele físico, econômico ou estético. Essa perda de desempenho pode ocorrer, entre outras razões, devido a projetos mal detalhados, falta de critérios durante a execução de serviços, baixa qualidade e emprego inadequado dos materiais aplicados, manutenção inadequada do edifício [2].

Com base nisso, este trabalho apresenta um estudo de caso realizado em um prédio público da cidade de Belém/PA, o qual apresentava um histórico de diversas manifestações patológicas relacionadas com a fissuração de elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) e também de elementos não estruturais, como as paredes de vedação. Além do mais, passou por uma grande reforma, mas várias das ocorrências existentes anteriormente voltaram a se manifestar, indicando que estavam ativas e que suas origens não foram sanadas. Desta forma, objetiva-se apresentar as intervenções realizadas para analisar a situação em que o prédio se encontrava, fazer um levantamento dos problemas encontradas e determinar suas possíveis causas e por fim sugerir medidas para contribuir na sua solução.

1.1. Principais Manifestações Patológicas

Quando uma edificação apresenta algum problema em sua integridade, podem surgir sinais externos, sintomas, indicando que algo não está correto. Algumas vezes esses sinais externos demoram a aparecer e outras podem ser imperceptíveis à maioria dos leigos [3].

Na Tabela 1 é apresentado o levantamento das principais incidências de ocorrências patológicas nas construção. Nela é possível ver que a grande maioria das incidências estão relacionadas com manchas de umidade e bolor em paredes e infiltração. Entretanto se as trincas e fissuras decorrentes de movimentação estrutural e as decorrentes de recalques da fundação, fossem consideradas em apenas uma classificação “TRINCAS E FISSURAS”, estas superariam em 3% o tipo mais incidente.

Tabela 17 – Manifestações patológicas na construção [4]

Tipo de ocorrência	Incidência (%)	Principais causas
Manchas de umidade e bolor em paredes, infiltração	70	Ipermeabilização, revestimento, instalação e qualidade de esquadrias
Trincas e fissuras decorrentes de movimentação estrutural	47	Estrutura inadequada, alvenaria convencional sem vigas e pilares
Trincas e fissuras decorrentes de recalque de fundações	26	Falta de fundação ou inadequada para o solo
Afundamentos pisos (pisos ociosos)	9	Má compactação do aterro
Flexão de estrutura do telhado	7	Uso de madeira de baixa qualidade, dimensionamento inadequado da estrutura do telhado
Fixação deficiente das telhas	7	Muitas vezes associado ao problema anterior, instalação de telhas de fibrocimento sem seguir normas do fabricantes
Cupim em madeiras	2	Uso de madeiras de baixa qualidade ou com tratamento inadequado

1.2. Origem das Manifestações Patológicas

As manifestações patológicas em edificações podem ter origens diferenciadas. De modo geral, os fatores podem ser: endógenos (causas com origem em fatores inerentes à própria edificação), exógenos (causas com origem fora da obra e provocadas por fatores produzidos por terceiros, ou pela natureza) e naturais (causas que podem ser falhas previsíveis ou imprevisíveis, evitáveis ou inevitáveis, conforme o caso)” [5].

Na Tabela 2 está sendo mostrada a classificação e uma lista de fatores levando em consideração a origem dos problemas:

Tabela 18 - Lista de patologias e classificação quanto a origem [6]

Origem Exógena	a) vibrações provocadas por estaqueamento, percussão de máquinas industriais, ou tráfego externo; b) escavações de vizinhos; c) rebaixamento de lençol freático; d) influência do bulbo de pressão de fundações diretas de obra de grande porte em construção ao lado; e) trombadas de veículos em alta velocidade com a edificação; f) explosões, incêndios, acidentes de origem externa
Origem Endógena	a) falhas de projeto; b) falhas de gerenciamento e execução (desobediências às normas técnicas, utilização de materiais de baixa qualidade, ausência ou precariedade de controle tecnológico, utilização de mão de obra não qualificada); c) falhas de utilização (sobrecargas não previstas no projeto, mudança de uso); d) deterioração natural de partes da edificação pelo esgotamento da sua vida útil.
Origem na natureza	a) movimentos oscilatórios causados por movimentos sísmicos; b) ação de ventos e chuvas anormais; c) inundações provocadas por chuvas anormais; d) acomodações das camadas adjacentes do solo; e) alteração do nível do lençol freático por estiagem prolongada ou pela progressiva impermeabilização das áreas adjacentes; f) variações da temperatura ambiente (calor, variações bruscas) g) ventos muito fortes, acima dos previstos em norma técnica.

A maior parte das manifestações patológicas estão relacionadas à falhas de projeto, seguido, de forma decrescente, por falhas na execução, qualidade de materiais, uso inadequado e planejamento deficiente, como pode ser visto na Figura 1, a qual mostra a porcentagem da distribuição das falhas de acordo com sua origem [7].

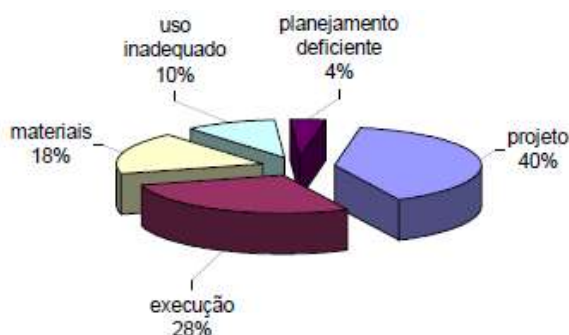


Figura 26: Distribuição das falhas de projeto [7]

1.3. Abordagem de um problema patológico

Em caso de ocorrência de uma manifestação patológica é importante investiga-la cuidadosamente para que suas possíveis causas sejam determinadas e uma medida eficiente para saná-lo seja tomada [8].

Os fenômenos patológicos, de modo geral, habitualmente apresentam manifestação externa característica, a partir da qual se pode deduzir a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos [9].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A estrutura para analisar e solucionar problemas patológicos dividida em três partes divide: Levantamento de subsídios, Diagnóstico e Definição da conduta. O levantamento de subsídios consiste em acumular e organizar dados necessários para o entendimento dos fenômenos presentes nos problemas patológicos, por meio de vistorial do local, o estudo da anamnese (histórico do problema) e a realização de exames complementares realizados quando a observação visual não é suficiente. O diagnóstico está relacionado com o entendimento dos fenômenos, buscando identificar as ligações de causas e efeitos que caracterizam uma manifestação patológica e assim determinar a sua possível origem. Por fim, a definição da conduta envolve as alternativas de intervenção e tratamento que devem ser tomados com o objetivo de resolver o problema [10].

2. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO

Trata-se de uma edificação construída no ano de 2010, com estrutura em concreto armado composta por 1 (um) pavimento térreo, 2 (dois) níveis elevados, e 1 (um) nível de cobertura. As vedações foram executadas com tijolos cerâmicos e com divisórias do tipo drywall. As lajes são pré-moldadas unidirecionais e a cobertura é composta por telhas de aço galvanizado apoiadas sobre perfis metálicos que distribuem a carga na laje e nas vigas de cobertura.

Com o intuito de preservar a identidade da instituição em que o prédio se encontra, não será citado nome e nem sua localização. Vamos considerar como sendo um prédio público da cidade de Belém/PA.

3. METODOLOGIA EMPREGADA

Para uma melhor análise das manifestações patológicas foram repassados os projetos Arquitetônico e Estrutural da edificação em questão. Com estes documentos em mãos, seguiu-se a seguinte metodologia para tratar as manifestações patológicas existentes na edificação:

- a) Análise preliminar dos projetos estrutural e de fundações e dos laudos de sondagem a fim de identificar as zonas de interesse para a investigação;
- b) Entre 26 e 27 de fevereiro de 2015 foi realizada uma inspeção visual preliminar, a fim de identificar de uma maneira global os problemas existentes, auxiliando no planejamento da inspeção detalhada da edificação;
- c) Entre os dias 9 a 28 de março de 2015 foi realizada uma inspeção detalhada do edifício, com a realização de um mapeamento minucioso das ocorrências e danos e com a realização de ensaios não-destrutivos, feitos com o objetivo de analisar o tamanho de fissuras, determinar a resistência e a qualidade do concreto, e confirmar se as armaduras existentes nos elementos estruturais são compatíveis com as especificadas em projeto estrutural.
- d) Diagnóstico dos problemas encontrados
- e) Sugestão de intervenções para sanar as manifestações patológicas encontradas

4. INSPEÇÃO PRELIMINAR

4.1. Manifestações Patológicas nas Lajes

As lajes de todos os pavimentos são do tipo pré-moldada unidirecional. No caso das lajes de cobertura, foi possível observar fissuras na direção das vigas que servem de suporte. Após a investigação realizada no local, concluiu-se que estas fissuras foram causadas pela falta de armadura negativa na ligação entre os panos de laje. Mesmo que as lajes sejam admitidas em projeto como simplesmente apoiadas, é necessário que sejam utilizadas armaduras para o controle destas fissuras.

Também foram observados que em muitas das vigotas pré-moldadas, na região de contato com as vigas do pavimento apresentava corrosão das armaduras o que provoca o deslocamento do concreto de cobrimento. As Figuras 2.a e 2.b ilustram de maneira geral os danos observados nas lajes da edificação.



a) Fissura na região da armadura negativa entre laje e viga da cobertura.



b) Armaduras da vigota exposta sofrendo corrosão.

Figura 2: Manifestações patológicas na laje

4.2. Manifestações Patológicas nas Vigas

De uma forma geral, as vigas dos pavimentos elevados apresentam alto grau de fissuração. Foram observadas fissuras de flexão (Figura 3.a), de retração (Figura 3.b), de cisalhamento (Figura 4.a), além de nichos de concretagem (Figura 4.b). No caso da retração, o principal mecanismo de formação é a perda excessiva de água no estado ainda fresco do concreto, podendo ter sido evitada com a cura adequada, principalmente após as primeiras horas de concretagem. Elas diferenciam-se das fissuras de flexão, fundamentalmente devido a sua regularidade de espaçamento e abertura, cortando toda a seção transversal do elemento. Já os nichos de concretagem são provocados por falhas construtivas no processo de adensamento do concreto.



a) Fissuras de Flexão



b) Fissuras de Retração

Figura 3: Fissuras de flexão e retração nas vigas



a) Fissuras de Cisalhamento



b) Nicho de Concretagem

Figura 4- Fissuras de cisalhamento e nicho de concretagem nas vigas

4.3. Manifestações Patológicas nos Pilares

Em alguns pilares foram observadas fissuras horizontais por sobrecarga as quais podem ser ocasionada por uma flexão excessiva das vigas ou devido o fato do concreto apresentar baixa resistência no momento em que a estrutura foi colocada em carga (Figura 5.a). Porém, na grande maioria dos pilares, as fissuras observadas parecem ter origem na retração do concreto (Figura 5.b) devido à deficiência no processo de cura. Foram observados ainda problemas de deslocamento do concreto de cobrimento (Figura 5.c) provocados por falhas de concretagem ou por corrosão das armaduras.



a) Fissuras de Flexão



b) Fissuras de Retração



c) Deslocamento do Concreto

Figura 5: Manifestações patológicas nos pilares

4.4. Manifestações Patológicas nas Alvenarias

Foram observadas fissuras inclinadas em diversos panos de alvenaria. Estas fissuras localizam-se usualmente próximas aos vãos de portas e janelas, mas também foram observadas em panos de parede sem qualquer abertura. As Figuras 6.a e 6.b ilustram algumas das situações observadas. Após a análise estrutural do edifício, que indicou um baixo nível de rigidez das vigas, conclui-se que estas fissuras estão fundamentalmente relacionadas com o deslocamento excessivo das vigas de suporte do pavimento.



a) Fissuras em pano de alvenaria sem qualquer tipo de fissura



b) Fissuras no vão de janela

Figura 6: Manifestações patológicas nas alvenarias

4.5. Abertura das Fissuras

No mês de março foi feita uma medição inicial da abertura das fissuras nas vigas e pilares. Nos meses de abril e maio foram feitas mais duas medições para o acompanhamento da evolução destas fissuras. As medições foram feitas com o uso de um fissurômetro (Figura 7), que mede a abertura em milímetros das fissuras com precisão de 0,1 mm.



Figura 7: Acompanhamento de fissuras com fissurômetro

De uma forma geral, as fissuras nas vigas apresentam abertura superior a 0,3 mm, limite recomendado por [11]. O acompanhamento da evolução das fissuras mostrou que várias das fissuras em vigas apresentaram redução na abertura,

indicando que em vários elementos estas fissuras estão ativas e requerem a intervenção, a fim de reestabelecer um nível de comportamento adequado em serviço, além de evitar o comprometimento da vida útil da estrutura.

5. INSPEÇÃO DETALHADA

Nas Figuras 8, 9 e 10 apresenta-se plantas dos pavimentos superiores nas quais são indicados os pontos selecionados para a realização dos ensaios nas lajes, vigas e pilares, representados pela letras “TR”, “V” e “P”, respectivamente.

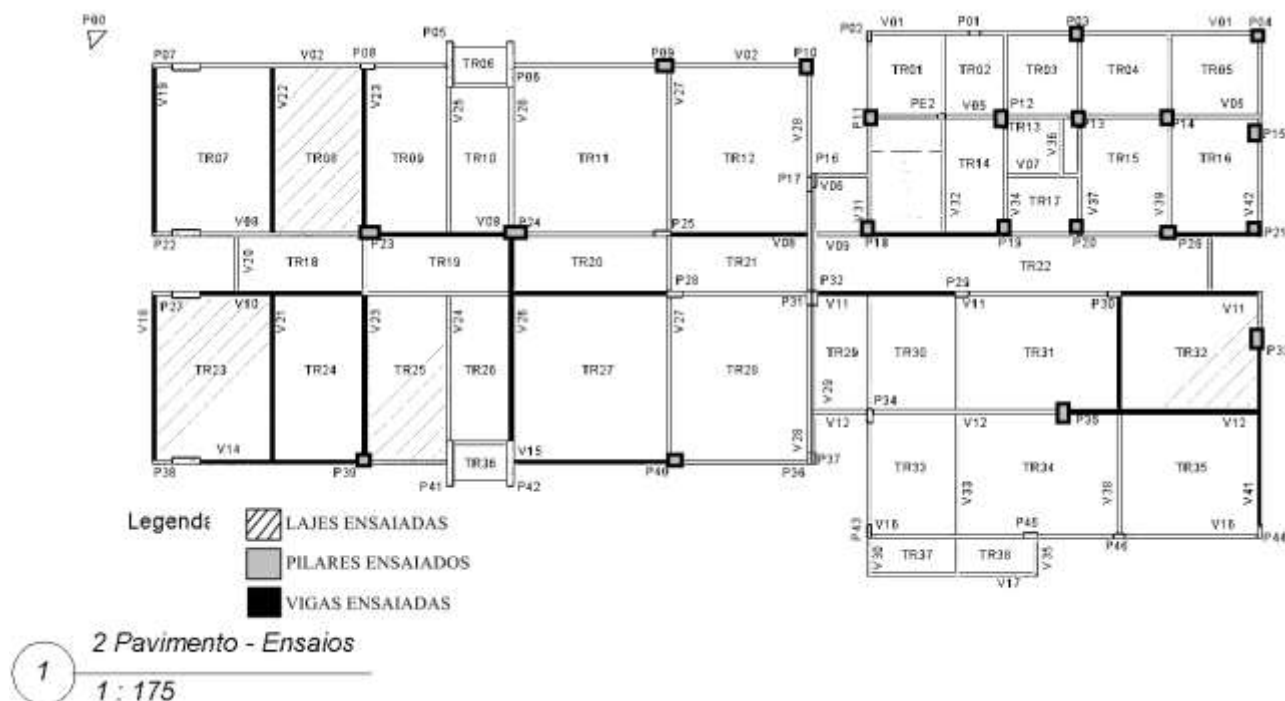


Figura 8: Elementos selecionados para os ensaios no 1º pavimento

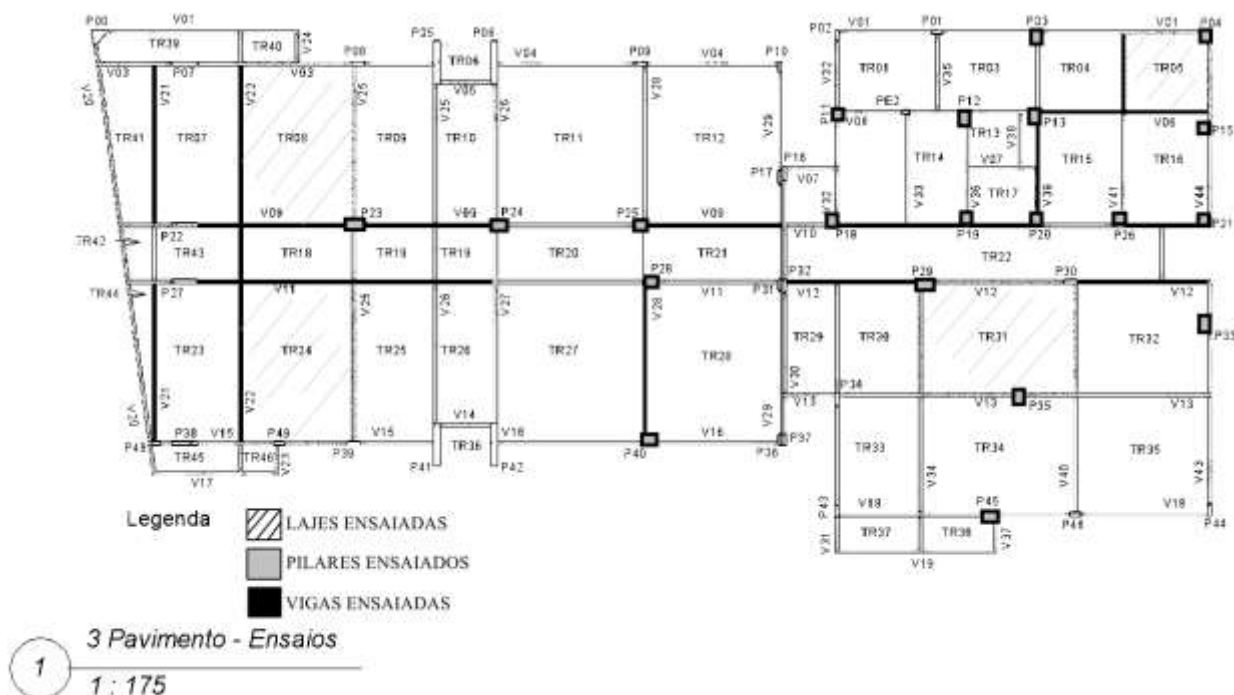


Figura 9: Elementos selecionados para os ensaios no 2º pavimento

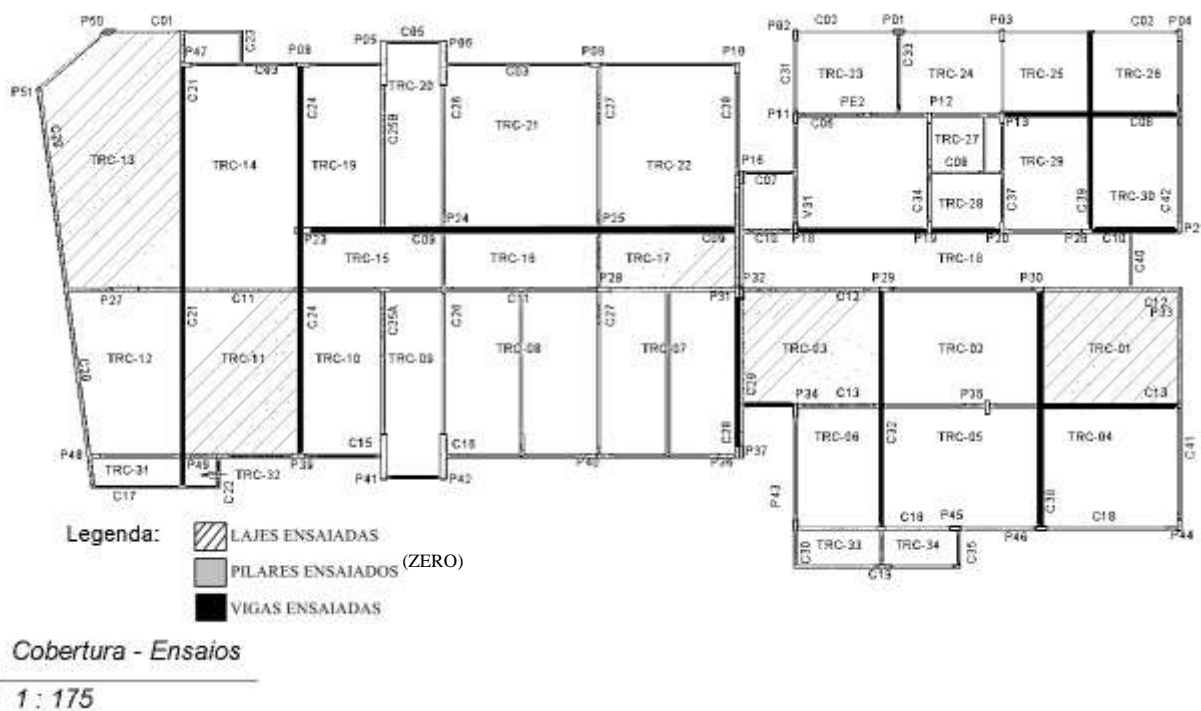


Figura 10: Elementos selecionados para os ensaios na cobertura

5.1. Escaneamento das Armaduras

Um escâner para concreto, mostrado na Figura 11, foi utilizado com o objetivo de auxiliar na determinação da quantidade, posicionamento e diâmetro das armaduras existentes dentro dos elementos de concreto inspecionados. Os resultados obtidos foram utilizados para avaliar se a execução da estrutura seguiu as orientações apresentadas no projeto estrutural. Estes ensaios serviram ainda de suporte para a realização dos ensaios de esclerometria e ultrassom, uma vez que as barras de aço influenciam tanto na dureza superficial como na velocidade da propagação de ondas do concreto.



Figura 11: Ensaio de escaneamento das armaduras

5.2. Ensaios de Esclerometria

Os ensaios de esclerometria foram realizados de acordo com as prescrições da [12], utilizando um esclerômetro de reflexão. Este ensaio serve para estimar a resistência à compressão, através da dureza superficial do concreto. Para isso foi retirada a argamassa de revestimento dos pilares a fim de executar os ensaios na superfície do concreto.

Em cada ponto foram aplicados 12 (doze) golpes, sendo, após isso, determinado o valor médio e o valor característico da resistência do concreto no ponto analisado. Para a execução dos ensaios nas vigas e nas lajes, foi necessário retirar parcialmente o forro. No caso específico das lajes, foi necessário ainda retirar o material de preenchimento na parte inferior (poliestireno), a fim de permitir a aplicação dos golpes na superfície inferior da capa de concreto. A Figura 12 mostra os ensaios de esclerometria realizados.



Figura 12: Realização dos ensaios de esclerometria

5.3. Ultrassom

Foram realizados ensaios com ultrassom nos elementos de concreto, conforme indicado na Figuras 13. Estes ensaios seguiram as recomendações da [13], e foram realizados com o intuito de determinar a profundidade de algumas fissuras nas vigas e nos pilares, observadas durante a inspeção visual.



Figura 13: Ensaios de ultrassom para a determinação da profundidade das fissuras

6. RESULTADOS DOS ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS

Os ensaios de escaneamento das armaduras, que foram realizados em todos os elementos onde foram feitos testes de esclerometria e ultrassom, indicaram que de uma forma geral, as armaduras existentes são compatíveis com as armaduras especificadas no projeto estrutural.

Na Tabela 3 são apresentados os resultados dos ensaios de esclerometria. Para determinar a resistência característica (f_{ck}) do concreto foi utilizado o procedimento especificado na [14], utilizando-se os valores experimentais apresentados

no Anexo C. Para as lajes, a resistência característica à compressão estimada do concreto foi determinada usando a Equação 1, a qual é recomendada no caso em que o número de ensaios é entre 6 e 20. No caso dos pilares e das vigas, a resistência característica à compressão estimada do concreto foi calculada usando-se a Equação 2, válida para amostras com mais de 20 ensaios.

$$f_{ck,est} = 2 \cdot \left(\frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} \right) \quad (1)$$

Onde:

m é a metade do número de n exemplares. Se n for ímpar e $f_1 < f_2 < \dots < f_m < f_n$, despreza-se o mais alto valor de n.

$$f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65 \cdot S_n \quad (2)$$

Onde:

f_{cm} é a resistência à compressão média do concreto na idade do ensaio

S_n é o desvio padrão dos resultados.

Tabela 19 - Resultados dos ensaios de esclerometria

Elemento	Pavimento	Nº de ensaios	f_{cm} (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)
Pilares	1º	20	20,8	17,0
	2º	20	22,1	17,5
Vigas	1º	20	18,3	16,4
	2º	20	17,9	13,8
	Cobertura	20	16,8	12,3
Lajes	1º	4	21,3	15,8
	2º	4	27,7	24,8
	Cobertura	5	28,0	25,4

De um modo geral, observou-se que a resistência à compressão do concreto da edificação é inferior ao valor mínimo recomendado pela [11], versão vigente no período da concepção da estrutura, que estabelece um valor mínimo de 25 MPa de acordo com a classe de agressividade II, na qual a edificação se encontra. Admite-se que o concreto pode apresentar ganhos de resistência de 20% a 30% até o primeiro ano de sua execução. Se isso for levado em consideração, é possível concluir que, no momento da desforma, o concreto dos pilares e das vigas apresentava baixa resistência, o que pode explicar o elevado grau de fissuração dos elementos estruturais observado durante a inspeção.

De modo qualitativo, buscou-se medir a profundidade de algumas fissuras, a fim de avaliar as condições de integridade da estrutura, conforme apresentados na Tabela 4. De acordo com os resultados, observou-se que alguns elementos apresentaram alta profundidade de fissuração em relação à espessura da peça. Deve-se destacar o caso do pilar P26, cuja fissura atravessa 2/3 da seção transversal, podendo ser capaz de comprometer a capacidade resistente deste elemento.

Tabela 20 - Resultados do ensaio de ultrassom

Pavimento	Elemento	Pf* (cm)	Pe** (cm)
1º Andar	P13	5,0	20,0
	P15	4,0	15,0
	P26	10,0	15,0
	P33	11,0	20,0
	VC10	14,5	15,0

* Profundidade de fissura

** Profundidade do elemento analisado

7. CONCLUSÕES

Diante de todo o exposto, observou-se em toda a edificação a presença de manifestações patológicas importantes, principalmente fissuras, que propagam-se por pilares, vigas e lajes e apresentam causas diversas, tais como: retração, flexão, cisalhamento, expansão da armadura devido corrosão, entre outros. Muitas das fissuras identificadas podem ter sido geradas pela baixa qualidade do concreto empregado na construção da edificação. No entanto, o monitoramento



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



indica que muitas delas são ativas, tendo ainda profundidade expressiva, fruto de falhas no dimensionamento das lajes e das vigas principalmente. Recomenda-se que estas fissuras sejam tratadas a fim de evitar danos futuros, como a corrosão das armaduras, que a médio prazo pode comprometer a vida útil do edifício.

No caso dos danos em elementos não-estruturais como as alvenarias, muito provável que sejam originados por deslocamentos excessivos das lajes e vigas. Logo, é fundamental reforçar o edifício a fim de enrijecer o conjunto de vigas e lajes, garantindo assim um desempenho adequado da estrutura quando em serviço.

Assim o edifício, da forma em que se encontrava, não apresentava condições de segurança para uso. Logo, deveria passar por intervenção tanto para garantir comportamento satisfatório em serviço quanto para assegurar um fator de segurança adequado que evite o colapso prédio.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Olivari, G.. “Patologia em Edificações”. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo: Monografia, 2003, 95p.
- [2] Rodrigues, A. C.. “Levantamento Das Principais Manifestações Patológicas Em Edificações Residenciais De Uma Construtora De Porto Alegre”. Porto Alegre, julho, 2013, 102p
- [3] Tutikian, B.; Pacheco, M.. “Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil”. *Boletim Técnico Alcopat – Brasil*, 2013, 17p.
- [4] Klein, D. L.; Campagnolo, J. L.; Filho, L. C. P. S.. *Curso de patologias das construções*. Porto Alegre, 1999.
- [5] Deutsch, S. F.. *Perícias de engenharia : a apuração dos fatos* . São Paulo, 2011, 222p.
- [6] Grandiski, P.. “Problemas Construtivos”. *Apostilas*, 2011, 59p.
- [7] Verçozza, E. J. “Patologias das edificações”. Porto Alegre: Sagra, 1991, 9p.
- [8] Andrade, T.; Silva, A.J.C. “Patologia das Estruturas”. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed) Concreto: In.: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005, V.1, Cap. 32, 674p.
- [9] Helene, P. “Manutenção para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto”. *Pini*, 2ªed. São Paulo, 1992, 215p.
- [10] Carmo, P. O. “Patologia das Construções”. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2002, 15p.
- [11] ABNT NBR 6118. “Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos”. 2007, 231p.
- [12] ABNT NBR 7584. “Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio”. 2012, 10p.
- [13] ABNT NBR 8802. “Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica – Método de ensaio”. 1994, 8p.
- [14] ABNT NBR 12655. “Concreto – Preparo, controle e recebimento”. 2015, 22p.



**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ENCONTRADAS EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL
LOCALIZADO NA CIDADE DO RECIFE EM UMA ZONA DE AGRESSIVIDADE
AMBIENTAL III**

TARCIANA SIMONI BATISTA

Pós graduanda na Escola Politécnica de Pernambuco
Recife, Brasil
tarciana.simoni@outlook.com

ELIANA BARRETO MONTEIRO

Professora da Escola Politécnica de Pernambuco
e da Universidade Católica de Pernambuco
eliana@poli.br

LUIZ FERNANDO BERNHOEFT

Eng. Civil
luizfernando@petrusengenharia.com.br

RESUMO

Diante do recente cenário da construção civil observado em todo o país, é possível verificar a grande quantidade dos empreendimentos que estão sendo entregues dia após dia pelas construtoras. Tem-se observado que muitas empresas de construção civil dedicam pouco tempo em uma fase muito importante da obra, que é a fase de planejamento e compatibilização dos projetos. Diversos fatores como a especificação incorreta dos materiais, a negligência na execução e uma má fiscalização do setor da qualidade da obra poderão ocasionar manifestações patológicas, assim como, diminuir o tempo de vida útil de qualquer edificação. Para entregar a obra no prazo estipulado com o cliente, fatores como esses estão se tornando cada vez mais comuns em grande parte das construtoras e nota-se o deficiente sistema de qualidade existente nas empresas. O presente trabalho tem como objetivo mostrar as principais manifestações patológicas e erros executivos encontrados em um edifício com 8 anos de entrega, localizado na cidade do Recife. Constatou-se na vistoria que fissuras e infiltrações estão entre os incidentes mais frequentes. Devido o surgimento de tais problemas, o cliente que investiu um alto valor para comprar um apartamento neste edifício, acaba ficando insatisfeito com escolha da construtora e provavelmente nunca irá recomendar ou comprar um novo apartamento com a mesma empresa.

Palavras chave: construção civil, qualidade, manifestações patológicas.

ABSTRACT

Given the recent construction scenario observed throughout the country, many new buildings are being finished by construction companies. It has been noted that many of these companies doesn't give the necessary attention to planning and compatibility of projects. Several factors such as incorrect specification of materials, negligence in the implementation and poor supervision of the work quality of the sector may cause pathological manifestations, or even the decrease in the lifetime of a building. To deliver the building in the correct deadline and without delays, these factors are becoming increasingly common in many construction companies. This article aims to present pathological manifestations and construction errors found in a building with 8 years of built, in the city of Recife. In this building cracks and infiltrations were the most frequent encountered problems. Due to these problems, the customer that invested a high amount to buy an apartment at this building, ends up dissatisfied with the construction company and probably will never recommend or buy a new apartment with the same company.

Keywords: construction, quality, pathological manifestations.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Desde o início da civilização o homem vem adquirindo conhecimentos sobre a construção de edifícios, visando atender suas necessidades e desejos. Em muitos casos, estas edificações apresentam problemas em termos de durabilidade, conforto, segurança e saúde dos ocupantes, sendo necessária a procura de soluções para a melhoria das construções. [2], afirmam que a obtenção do desempenho ao longo de uma determinada vida útil depende de várias etapas para ser atingida, que vai desde aqueles que concebem os empreendimentos até os responsáveis por sua operação e manutenção. Para [3], o significado de durabilidade liga-se ao desempenho satisfatório para o qual aquele componente ou material foi projetado, mantendo assim, suas condições de resistência normais para o serviço empregado. A deterioração é o oposto de durabilidade de forma geral, a segunda consiste na capacidade que certo material tende a se comportar de forma adequada, sem ser comprometido por um tempo determinado pré-estabelecido. Com o aquecimento do mercado, as demandas das empresas de construção aumentaram desordenadamente e novas obras são lançadas e entregues com muita rapidez, na maioria das vezes, a fase de planejamento da obra não é levada em consideração como deveria e construir e vender rapidamente se torna o grande objetivo de muitas empresas do setor da Construção Civil. Com esse crescimento desordenado, aumenta o número de obras entregues inacabadas, favorecendo desta forma, o surgimento de manifestações patológicas nas estruturas. Segundo [4], as manifestações patológicas são problemas frequentes e representam um dos maiores problemas de uma edificação durante sua vida útil. E as ocorrências desses problemas estão ligadas à idade da construção, ao clima, aos materiais e técnicas construtivas aplicadas e ao nível de controle de qualidade realizado nas construções. De acordo com [6], os custos de reparos são muito elevados, visto que muitas das manifestações patológicas poderiam ser evitadas com planejamento e investimento em projetos mais detalhados, seguindo a boa prática, com a contratação de materiais e mão-de-obra qualificada e treinamento dos trabalhadores envolvidos no processo. É importante salientar que alguns tipos de manifestações patológicas das construções interferem diretamente nas edificações em aspectos que podem ser um aviso de um possível estado perigoso para a estrutura, comprometendo o desempenho da obra em relação à estanqueidade e/ou durabilidade e causando também um impacto psicológico aos usuários que convivem com esta anomalia [5]. O presente trabalho objetiva fazer uma exposição de eventuais manifestações patológicas ligadas à estrutura civil de uma edificação entregue há 8 anos que foi submetida à vistorias a fim de entender as suas principais causas.

2. ESTUDO DE CASO

O método utilizado para a realização deste trabalho baseou-se na inspeção visual das áreas mencionadas neste relatório. Dos equipamentos utilizados, estão a trena, fissurômetro, paquímetro e câmera fotográfica. Não foram realizados ensaios laboratoriais. As fundações foram vistoriadas por amostragem. Foram distribuídos questionários aos moradores, com posterior visita por amostragem dos apartamentos selecionados, após análises das respostas. Foram vistoriados os reservatórios inferior e superior. Foi realizado um estudo aprofundado em cada elemento construtivo do edifício, tais como: fundações, fachadas, cobertas, reservatório superior, reservatório inferior, instalações elétricas, instalações hidráulicas, componentes de segurança, entre outros elementos.

2.1 Características do edifício

Trata-se de um empreendimento construído com fundação profunda e localizado em uma área litorânea classificada pela NBR 6118 (2014) como zona de agressividade ambiental III. De acordo com a norma, a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Neste caso, a agressividade III é considerada forte e o risco de deteriorização da estrutura é grande. O edifício não recebe respingos da maré, mas se encontra a aproximadamente 100m da praia e recebe alta incidência de maresia.

2.2 Diagnóstico das manifestações patológicas encontradas

2.2.1 Pavimento Subsolo

2.2.1.1 Fundações

Foram escavados por amostragem 03 (três) elementos estruturais de fundação segundo a Figura 1, sendo observados blocos de coroamento de fundação profunda. Em todos os blocos de fundação, foram observadas fissuras variando entre 0,2 a 2mm de espessura. De acordo com a Figura 2, é possível ver uma fissuração desorientada com características expansivas e forte suspeita de RAA (Reação Álcali-Agregado) devido às características de mapeamento. A reação álcali-agregado é um processo químico onde alguns constituintes mineralógicos do agregado reagem com hidróxidos alcalinos (provenientes do cimento, água de amassamento, agregados, pozolanas, agentes externos, etc.) que estão dissolvidos na solução dos poros do concreto. Como produto da reação forma-se um gel higroscópico expansivo. A manifestação da reação álcali-agregado pode se dar de várias formas, desde expansões, movimentações diferenciais nas estruturas e fissurações até pipocamentos, exsudação do gel e redução das resistências à tração e compressão. Ou seja, trata-se de um problema que teria sido instalado no período de construção da edificação e que deve ser informado à construtora por ser uma manifestação patológica de origem endógena (construtiva). Outro fator observado é que não foram encontrados indícios de impermeabilização dos blocos, deixando a estrutura ainda mais desprotegida.



Figura 1: Blocos de coroamento da fundação.



Figura 2: Fissuração com características expansivas.

2.2.1.2 Elementos estruturais (Superestrutura)

Foram observadas manchas de infiltração no teto do estacionamento proveniente do pavimento superior (Figura 3 e Figura 4) e manchas de eflorescência próximo a casa de lixo e gás (Figura 5). Do ponto de vista técnico, as infiltrações são eminentemente prejudiciais à estrutura do edifício uma vez que a umidade causa condições favoráveis à corrosão das armaduras inerentes e existentes ao concreto armado, sendo eletrólito da pilha de corrosão, podendo resultar a despassivação (perda da proteção química das armaduras), diferença de Ph e de potenciais eletroquímicos, sendo importante ainda ressaltar que o prédio se encontra em zona de agressividade de grau III, em uma escala de 1 a 4, segundo a NBR 6118 (2014). Essas infiltrações foram ocasionadas devido a falhas de impermeabilização da laje superior, pois possui outro pavimento de estacionamento acima do pavimento afetado. Já as eflorescências são depósitos normalmente brancos que se formam sobre a superfície do concreto, argamassas, tijolos, pedras e outros materiais porosos, que alteram a estética dos acabamentos. São formados pela dissolução pelas águas de infiltrações dos sais (hidróxido de cálcio/ principalmente) do cimento e cal. Quando a água evapora, deposita estes sais na superfície.



Figura 3: Infiltrações na laje do estacionamento.



Figura 4: Infiltrações na laje do estacionamento.



Figura 5: Manchas de eflorescência na viga de entrada da casa de gás.

2.2.1.3 Diversos aspectos construtivos (Vedação, instalações e revestimentos)

Nas paredes foi possível observar a presença de fissuras em interface de elementos estruturais distintos concreto x alvenaria de acordo com a Figura 6. Tais fissuras não tem comprometimento estrutural mas facilitam a penetração de agentes agressivos que geram danos a estrutura. Nos casos em que há união de estruturas diferentes, como um pilar e uma alvenaria recomenda-se usar uma tela eletro-soldável de modo a minimizar a ocorrência de fissuras no encontro. Este procedimento deve ser realizado na época da execução da obra, pois para corrigir o problema após a incidência de fissuras, além do retrabalho, causa desconforto aos moradores.

Observou-se também, a presença de instalações elétricas expostas, podendo gerar acidentes em caso de manutenções (Figura 7).

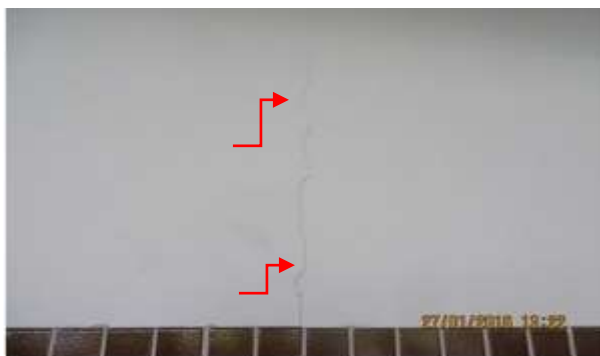


Figura 6: Fissura no encontro concreto x alvenaria.



Figura 7: Instalações elétricas expostas.

2.2.2 Reservatório inferior

Nas paredes foi observada uma elevada porosidade, destacamentos pontuais, falência/deficiência do sistema impermeabilizante, fissuras, manchas de eflorescência e pontos de corrosão fruto de falha executiva de cobrimento das armaduras, contrariando a NBR 6118 (2014).

No teto interno, observou-se ausência de sinais do sistema impermeabilizante. Normas atuais indicam a importância dessa proteção devido à água por condensação e corrosões da armadura, fruto também de falha executiva de cobrimento das armaduras, contrariando também a NBR 6118 (2014) e pontos de estalactites indicando infiltrações (Figuras 8 a 11). Nota-se uma falha muito grave da construtora, pois a impermeabilização é fundamental para a prevenção de tais manifestações patológicas. Assim como, uma parede com elevado grau de porosidade só facilita a entrada de água e agentes externos como cloretos e CO₂.



Figura 8: Destacamento do concreto na parede interna do reservatório inferior.



Figura 9: Pontos de corrosão nas paredes do reservatório inferior.



Figura 10: Pontos de estalactites na laje do reservatório.



Figura 11: Manchas de infiltração na laje do reservatório inferior.

2.2.3 Pavimento Pilotis

2.2.3.1 Elementos estruturais (Superestrutura)

Foi verificado a presença de manchas de infiltrações no teto da guarita proveniente da laje externa descobertas (Figura 12), provavelmente tal infiltração deve ter ocorrido por falhas na manta asfáltica presente na laje. Conforme a Figura 13, é possível verificar manchas de infiltrações no teto do estacionamento proveniente do pavimento superior. Assim como, nas paredes observou-se fissuras em interface de elementos estruturais distintos “concreto x alvenaria” e/ou “concreto x concreto” (Figura 14) que se apresentou também na laje do estacionamento. (Figura 15.)



Figura 12: Infiltração na laje da guarita.



Figura 13: Manchas de corrosão e fissuras no estacionamento.



Figura 14: Fissura vertical na parede do estacionamento.



Figura 15: Fissura e infiltração na laje do estacionamento.

2.2.4 Coberta

Analisando a cobertura, evidenciou-se a presença de telhas quebradas, soltas e com ausência de fixação podendo gerar vulnerabilidade em movimentação das mesmas (Figura 16). Inclusive, constatou-se a ausência de bases para fixação de antenas, com perfurações no sistema impermeabilizante (Figura 17). A cobertura também possuía rufos em componentes pré-moldados de baixa resistência, alguns pontos com ausência de impermeabilização, danificado e ainda elevada aberturas pontuais entre telhas e rufos.

As telhas não fixadas podem resultar em movimentação e vulnerabilidade a infiltrações. Assim como, a ausência de bases para fixar as antenas perfura a laje e pode gerar infiltrações e a tubulação exposta a raios solares tem risco iminente de rompimento ou desconexão. O último apartamento do edifício é o que mais sofre com a entrada de água pela cobertura, fotos de tais infiltrações poderão ser vistas nos próximos tópicos.



Figura 16: Telha quebrada na cobertura.



Figura 17: Perfuração do sistema impermeabilizante para colocação da antena.

2.2.5 Reservatório Superior

Nas paredes observou-se destacamentos pontuais, deficiência de regularização (Figura 18). No teto interno, observa-se ausência de sinais do sistema impermeabilizante. Normas atuais indicam a importância dessa proteção devido à água por condensação e corrosões da armadura, fruto também de falha executiva de cobertura das armaduras, contrariando a NBR 6118 (2014) e pontos de estalactites indicando infiltrações (Figura 19).



Figura 18: Destacamentos no concreto.



Figura 19: Pontos de estalactites e corrosão de armadura.

2.2.6 Fachadas

Nas fachadas, foi possível identificar a necessidade de manutenção pelo acúmulo de lodo e bolor nas juntas de assentamento - argamassa de rejunte (Figura 20). Perfurações inadequadas para fixação de telas, sem sua devida calafetação (Figura 21). Observou-se também a presença de manchas de eflorescência e pontos de estalactites (Figuras 22 e 23). Como também, placas cerâmicas danificadas/trincadas (Figura 24) e fissuras em argamassa de rejunte (Figura 25). É importante ressaltar que tais problema já não são de responsabilidade da construtora. Pois para a prevenção da incidência de bolores, é necessária que sejam realizadas manutenção preventiva por parte do condomínio. Assim como, as perfurações para colocação das telas é de responsabilidade de cada cliente e não da Construtora. Pois o cliente que quiser instalar uma tela em seu apartamento, deve fazer a calafetação logo em seguida pois a fresta ao redor do furo torna-se vulnerável à entrada de água, e conseqüentemente, ao aparecimento mais rápido de manifestações patológicas.



Figura 20: Manchas de bolor na fachada.



Figura 21: Perfurações inadequadas para fixação de telas.



Figura 22: Manchas de eflorescências na fachada.



Figura 23: Esquadria manchada pela eflorescência.



Figura 24: Revestimento da fachada fissurado.



Figura 25: Rejuntamento da fachada fissurado.

2.2.7 Interior dos apartamentos

Para o estudo nos apartamentos, foram vistoriados apenas os apartamentos que já obtinham reclamações dos clientes. Na vistoria foi possível identificar manifestações patológicas como fissuras nas paredes de vedação dos quartos possivelmente por dilatação térmica e falha de contraverga e cerâmicas fissuradas no piso na área de serviço.

Foi identificado também, a presença de infiltrações no teto da varanda provenientes do apartamento superior e as paredes dos quartos provenientes da fachada.

Fissuras típicas nas proximidades das janelas também foram comuns nas vistorias e a causa possivelmente de falhas e/ou ausência de vergas e contra vergas nas portas e janelas. Nos apartamentos do último andar, foi observado manchas

de infiltrações no teto provenientes da falta de impermeabilização da coberta. Esses problemas são identificados nas figuras 26 a 29)



Figura 26: Fissura no piso do quarto.



Figura 27: Fissura próxima à janela.



Figura 28: Infiltração no teto do último apartamento.



Figura 29: Infiltração no teto da varanda.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

De acordo com a análise feita nos apartamentos que obtinham reclamações, constatou-se a seguinte distribuição abaixo, sendo predominante a ocorrência de revestimentos trincados, infiltrações e por último, fissuras.

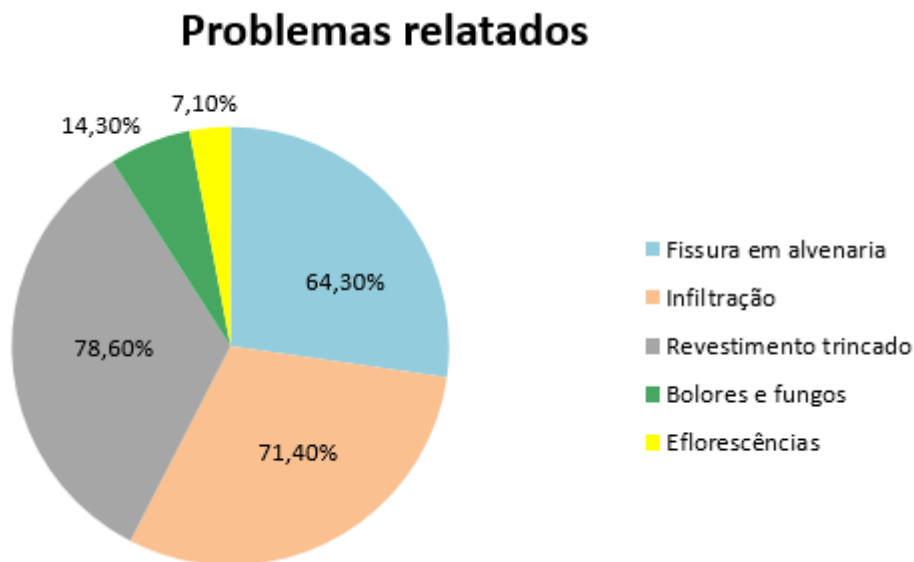


Figura 30: Gráfico demonstrativo dos problemas relatados pelos clientes.

Diante do estudo realizado, é possível constatar a grande quantidade de manifestações patológicas existentes no edifício vistoriado. Muitas delas, que não deveriam existir devido a pouca idade do empreendimento em questão. Dentre os problemas encontrados, alguns são de origem congênita, a qual está ligada a deficiência e erros nos projetos, omissões ou até mesmo descumprimento às normas técnicas. Como também, verificou-se a presença de manifestações de origem construtiva, que decorre do período da execução da construção, como por exemplo, do emprego de mão de obra desqualificada ou do uso de materiais inadequados e sem qualidade. Como toda obra não é eterna e deve possuir manutenção para aumentar a sua vida útil, observou-se a presença de manifestações patológicas de origem adquirida, que está relacionada com a exposição do meio em que a construção está inserida, sujeita à intempéries e as ações do meio ambiente. E que devem ser minimizadas a fim de preservar e postergar a durabilidade da estrutura.

Esse caso abordado neste estudo é apenas um exemplo dos diversos casos existentes em todo o país. A cada dia, situações como estas estão mais comuns e mais rotineiras. Fica então a pergunta, até quando as empresas de construção civil continuarão sem dar a devida importância na qualidade das obras entregues?



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118:2014
- [2] BORGES, C. A. M.; SABBATINI, F. H. “*O conceito de desempenho de edificações e a sua importância para o setor da construção civil no Brasil*”. - São Paulo: EPUSP, 2008. 19 p. - (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia).
- [3] NEVILLE, A.M.,J.J.BROOKS. “Tecnologia do concreto”, BOOKMAN 2ª Ed. 2013 452p. 2013.
- [4] PARISI JONOV, Cristiane Machado; NASCIMENTO, Nilo de Oliveira; PAULO E SILVA, Adriano de. “Avaliação de danos às edificações causados por inundações e obtenção dos custos de recuperação. Ambiente construído”, Porto Alegre, RS,BRASIL,v.13,n.1,p.75-94, janeiro a março de 2013.
- [5] SOBRINHO, M. M. B. *Estudo da ocorrência de fungos e da permeabilidade em revestimentos de argamassa em habitações de interesse social* - Estudo de caso na cidade de Pitangueiras, São Paulo. Dissertação (Mestrado em Construção Civil): UFSCar, São Carlos, 2008.
- [6] TAGUCHI, M. K. Avaliação e qualificação das patologias das alvenarias de vedação nas edificações. Dissertação (Mestrado): UFPR, Curitiba, 2010.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ENCONTRADAS EM OBRAS DO PROGRAMA MINHA CASA MINHA VIDA (PMCMV)

P. S. VALENTE

Estudante
UFPA
Pará; Brasil
pedrosv2010@hotmail.com

M. M. RIOS

Estudante
UFPA
Pará; Brasil
matheus_marinho100@hotmail.com

W. B. SANTANA

Estudante
UFPA
Pará; Brasil
wyl_santana@hotmail.com

L. M. F. MAUÉS

Professor
UFPA
Pará; Brasil
maues@ufpa.br

RESUMO

Nos últimos anos, ocorreu um grande avanço nas técnicas e nos materiais utilizados na indústria da construção civil. Contudo, as manifestações patológicas das construções ainda persistem e se proliferam em inúmeras edificações, principalmente em obras de moradia popular, como no Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV), que surgiu com o intuito de sanar o déficit habitacional existente no país, financiando habitações para o público de baixa renda. Em vista da importância de se garantir às pessoas o direito básico de moradia presente na Constituição Federal, este trabalho tem por objetivo identificar e quantificar as principais manifestações encontradas nas obras do PMCMV no estado do Pará. Para isso, utilizou-se como metodologia os dados de reclamações pós-obra feitas pelos moradores contemplados no programa. No universo de 3997 habitações, foram identificadas 2521 reclamações, dentre as quais as mais frequentes foram: problemas com peças cerâmicas e infiltração, com um total de 750 e 542 manifestações, respectivamente. O trabalho ainda propõe identificar algumas das principais causas que corroboraram para estas ocorrências, buscando um melhor conhecimento das mesmas, a fim de mitigar a ocorrência de manifestações patológicas em obras do programa. Palavras-chave: manifestações patológicas, Programa Minha Casa Minha Vida, reclamações.

ABSTRACT

In recent years, there was a breakthrough in the techniques and materials used in the construction industry. However, the pathological manifestations in buildings persist and proliferate in numerous buildings, mainly in affordable housing projects, such as the Program "Minha Casa Minha Vida" (PMCMV), which emerged in order to remedy the existing housing shortage in the country, funding housing for low-income public. Because of the importance of guaranteeing people the basic right to this house in the Federal Constitution, this paper aims to identify and quantify the main manifestations found in houses of PMCMV, in the state of Pará. For this, it was used as a methodology data post-work claims made by the residents included in the program. In the universe of dwellings 3997, 2521 complaints were identified, among which the most common were: problems in ceramic parts and the infiltration, with a total of 750 and 542 events, respectively. The paper also proposes to identify some of the main causes for that corroborated these occurrences, seeking a better knowledge of them in order to mitigate the occurrence of pathological manifestations in the Program constructs.

Keywords: pathological manifestations, Program Minha Casa Minha Vida, complaints.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

No decorrer dos anos, a falta de moradia tem se apresentado como um problema vivenciado por inúmeros cidadãos brasileiros, uma vez que as desigualdades sociais e a concentração de renda dificultam o acesso à casa própria, obrigando estas pessoas a estabelecer moradia em situação irregular, nas quais as condições de habitabilidade são muito precárias, sem um adequado fornecimento de água, sem acesso à rede de eletricidade ou sem um efetivo tratamento de esgoto.

Nesse contexto, o Governo Federal criou, em 2009, o Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV), com o intuito de minimizar o déficit habitacional brasileiro, que chegou às marcas de 5.546 milhões de domicílios em 2008 [1]. O Programa surgiu enquanto proposta social, pois se concentra principalmente no financiamento subsidiado de moradias para pessoas com uma renda de até 3 salários mínimos.

Um significativo número de moradias tem sido construído desde a fundação do Programa, entretanto, a qualidade desses empreendimentos nem sempre é a ideal. O tempo de 24 meses estabelecido em contrato para a finalização das obras muitas vezes não é suficiente para uma boa execução de projeto. Isso faz com que a realização das etapas construtivas ocorra de forma deficiente, o que acaba por potencializar o surgimento de manifestações patológicas. Dessa forma, o governo não tem conseguido cumprir integralmente com seu papel de garantir habitações com a qualidade almejada pela população.

Diversas manifestações patológicas vêm surgindo nos residenciais de moradia popular, como é mostrado nos trabalhos de [2-4]. Isso revela que esse problema está presente nesses empreendimentos de tal forma que não pode mais ser negligenciado. A NBR 15575 [5], atualizada em 2013, estipula o desempenho mínimo que uma edificação deve ter em relação aos diversos sistemas construtivos (estruturas, vedações verticais, cobertura, dentre outros) e tenta direcionar as ações das construtoras para que essas patologias não venham a se tornar ainda mais frequentes.

As manifestações patológicas trazem consigo problemas estéticos e psicológicos, na medida em que o usuário não tem suas expectativas atendidas no que se refere à qualidade do empreendimento. Além disso, as patologias podem trazer problemas de saúde ao morador, como ocorre no caso de aparecimento de fungos em revestimentos. A grande quantidade de ocorrências dessas anomalias é um indício que ainda há muito por se fazer em termos de qualidade e durabilidade aliadas ao baixo custo, na construção de moradias populares [6].

Em vista disso, o presente trabalho tem por objetivo identificar as principais patologias encontradas no Programa Minha Casa Minha Vida de empreendimentos localizados no Estado do Pará. Busca-se quantificar essas patologias e fazer uma análise daquelas mais frequentes, com o intuito de conhecer melhor o problema para propor futuras melhorias.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 A Patologia como Ciência

Quando se fala em edificações, Patologia pode ser entendido como o estudo das origens e manifestações das situações em que o edifício, ou parte dele, apresente um desempenho insatisfatório daquilo para o que foi projetado. De acordo com [7], Patologia é o campo da Engenharia das Construções que estuda as origens, formas de manifestação, consequências, e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Consumidores da construção civil, públicos e privados, têm sofrido com a falta de durabilidade de algumas estruturas. Edifícios comerciais e residenciais, de pequeno e grande porte, com alguns anos de vida, podem apresentar manifestações patológicas. O problema não está somente na patologia em si, mas também na idade em que elas estão surgindo, visto que algumas estruturas, com poucos anos, já precisam de manutenções corretivas para prolongar sua vida útil, ver [8].

Numa edificação, um sintoma, para ser considerado como patológico, deve comprometer algumas das exigências de construção, seja de capacidade mecânica, funcional ou estética. Como a patologia pode ser influenciada pelo comportamento da estrutura em uso, pelo tempo e pelas condições de exposição, percebe-se, portanto, que há uma forte relação entre a patologia e desempenho, vida útil e durabilidade da edificação [9].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.2 Durabilidade, Vida Útil e Manutenção

Durabilidade pode ser definida como a capacidade de manter em serviço e com segurança uma estrutura, durante um tempo especificado ou período de vida útil em um determinado meio ou entorno, mesmo que este meio seja desfavorável ao sistema construtivo [10]. Vida útil, por sua vez, pode ser elucidada como o período no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para as quais foi projetada, conforme mostra [11]. Para que esse tempo de vida útil e durabilidade seja prolongado, é fundamental que se faça a devida manutenção nos componentes da construção.

Manutenção, de acordo com a NBR 14037 [12], é o “conjunto de atividades a serem realizadas visando conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação, atendendo a necessidades e segurança dos usuários”. Portanto, manutenção não deve ser vista unicamente como uma forma de reparo a um dano ocorrido, e sim como uma forma de correção ou prevenção de um possível dano a ser causado. As estratégias de manutenção podem ser classificadas como preventiva (ocorrida na fase de projetos), que evita o aparecimento de danos; e corretiva, quando o dano já está instaurado, apresentando custos mais elevados, segundo [13].

Atividades de manutenção realizadas em concordância com as necessidades apresentadas por uma edificação previamente inspecionada tende a fazê-lo voltar a condições semelhantes à do seu estado inicial. Porém, usualmente manutenções são vistas como uma forma de desperdício em construções, e inevitavelmente existe uma crescente degradação sobre as mesmas. Segundo pesquisa desenvolvida em [14], crescem as exigências quanto à expectativa da vida das edificações e previsão da degradação para os componentes da edificação. Ou seja, há a necessidade de se efetuar serviços com durabilidade cada vez maior e promover formas de evitar a sua deterioração.

Segundo a Lei de Sitter, formulada originalmente para estruturas de concreto, mas que pode ser utilizada para processos construtivos: “Um dólar bem aplicado na fase de concepção é equivalente a cinco na fase de manutenção preventiva, vinte e cinco na de manutenção corretiva e cento e vinte e cinco na reabilitação ou reconstrução” [15].

2.3 Fatores e mecanismos de degradação

A degradação pode ser sintetizada como a perda da capacidade do material de responder a determinadas exigências ao longo do tempo, resultado de agentes de deterioração, como a má execução, as propriedades do material, a relação que este se dará com os outros componentes do sistema, e por fim a manutenção do conjunto, ver [16].

Um exemplo típico de intempéries proporcionada por agentes degradantes é a chuva e o vento incidindo sobre a parede externa, que caso não tenha sido bem executada irá oferecer condições propícias para atuação de mecanismos degradantes, tais como fissuras, deslocamentos, fungos e macro-organismos [17].

Além disso, a radiação solar influi grande agressividade nos componentes da edificação como se pode comprovar em [18]. Dessa forma, a temperatura provoca variações químicas e físicas nos materiais, podendo gerar fissuras, deslocamentos e pulverulências, principalmente em revestimentos porosos, que dispõem de grande quantidade de finos no agregado ou aglomerante, possuindo uma elevada absorção de água e umidade ocasionando tensões nas interfaces que não se encontram devidamente ligadas.

Existe ainda a degradação provocada por micro-organismos (fungos, algas e bactérias) ou mesmo macro-organismos (Vegetação e insetos). A biodeterioração é um mecanismo ocasionado pela atividade vital de organismos sobre os materiais, com alteração de suas propriedades. O termo não deve ser confundido com biodegradação, uma vez que essa atividade descreve uma ação benéfica dos micro-organismos sobre os materiais, tornando-se ecologicamente aceitáveis [19]. Quando esses organismos se desenvolvem provocam a aceleração do envelhecimento e corrosão dos materiais, para que isso ocorra, existe a influência de fatores biológicos e climáticos, como o pH, temperatura, luz, umidade e condições nutritivas [20-21].

O crescimento desses seres vivos provoca grandes mazelas a edificações em geral, sendo responsáveis pelo aparecimento de diversas manifestações patológicas, a exemplo de bolor, deslocamento, fissuras, entre outros.



2.4 Manifestações Patológicas

2.4.1 Descolamento cerâmico

O descolamento é uma manifestação patológica causada pela falta de agregação das ligações entre as camadas que compõem o sistema de revestimento, ocorrendo ao longo do tempo. Essa manifestação não está necessariamente relacionada com a queda imediata das placas cerâmicas, uma vez que o processo se inicia bem antes com a ruptura da interface entre camadas, tornando o sistema instável estruturalmente. Pode-se perceber o problema através de um som cavo, emitido por placas cerâmicas, quando percutidas, ou ainda pode-se observar um afastamento físico das placas cerâmicas e do rejunte.

Para [22], são diversas as causas para a ocorrência do descolamento cerâmico, sendo as preponderantes:

- A intensidade que se dará a solicitação do revestimento;
- A instabilidade, dada a acomodação do conjunto, a fluência da estrutura de concreto armado, e, as variações higrotérmicas e de temperatura;
- A falta de juntas de assentamento ou movimentação, ou a sua execução inadequada;
- A ausência de detalhes construtivos (contravergas, juntas de canto de parede, etc.) e de especificação dos serviços que serão executados;
- A falta de conhecimento ou descaso da mão-de-obra;
- A utilização de materiais com prazo de validade vencido ou contendo substâncias deletérias;
- A aplicação dos materiais após o seu tempo ótimo de utilização;

Por fim, para se obter um revestimento com desempenho satisfatório, é necessário um controle de qualidade desde o projeto de execução, incluindo a alvenaria, sendo esta a base para o revestimento cerâmico, as argamassas empregadas no assentamento e na execução das juntas, as placas cerâmicas e até da mão-de-obra, conforme é afirmado em [23].

2.4.2 Trincas e fissuras

Segundo a NBR 15575 [5], fissuração é o seccionamento na superfície ou em toda seção transversal de um componente, com abertura capilar, provocado por tensões normais ou tangenciais. As fissuras podem ser classificadas como ativas (variação da abertura em função de movimentações higrotérmicas ou outras) ou passivas (abertura constante), em geral são manifestações patológicas decorrente do alívio de tensões de um elemento ou entre dois elementos que estão em contato.

As fissuras são regiões propícias para penetração de agentes agressivos, a exemplo da penetração dos cloretos em regiões salinas, corroendo a armadura e prejudicando a estrutura. Além disso, através desses espaços, a carbonatação poderá agir, diminuindo a vida útil das estruturas.

Devido aos movimentos diferenciais, ocorre à deformação de estruturas devido a flechas excessivas de vigamentos e lajes, além da deficiência de ancoragem, consequentemente, ocorre o aparecimento de fissuras e trincas no revestimento, as quais apresentam configurações denteadas.

2.4.3 Manifestação patológica de infiltração

Uma das causas de infiltração nessas edificações se dá em função da deterioração das juntas de assentamento. A mesma se dá devido à ação de intempéries, como sol e chuva, além de outros fatores, como fadiga do rejunte por ciclos higrotérmicos, envelhecimento e aplicação errônea do rejunte, implicando em baixa resistência mecânica e infiltração de produtos agressivos em água. Com a abertura desses espaços, a edificação fica sujeita à penetração de substâncias nocivas, comprometendo o seu desempenho.

A água é uma das maiores causadoras de patologias, seja de forma direta ou indireta, estando diretamente vinculada aos materiais, ou agindo através do meio externo. As principais causas de infiltração ocorrem em decorrência dos seguintes processos verificados nas obras:

- **Infiltração acidental:** É a umidade causada por falhas no sistema de tubulações, a exemplo de águas pluviais, de esgoto e de água potável, e que gera infiltrações. A existência de umidade com esse tipo de origem tem uma importância significativa quando se trata de edificações que já possuem um longo tempo de existência, pois os



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



materiais apresentam um tempo de vida excedido, rompendo-se facilmente e causando danos ao sistema. A falta de manutenção predial também contribui para essa manifestação patológica.

- Infiltração por falhas na interface: Nesse processo, a umidade passa das áreas externas para as áreas internas, por intermédio de pequenas trincas e pela alta capacidade dos materiais absorverem a umidade do ar. Geralmente, é ocasionada pela chuva, com o vento como agravante.
- Infiltração ascensional: Ocasionada pela ascensão da água em paredes, em virtude do fenômeno de capilaridade. Os vasos capilares pequenos permitem que a água suba até ficar em equilíbrio com a força da gravidade. A altura que a água ascende depende do diâmetro do vaso capilar. Quanto menor o vaso, maior a altura.

3. METODOLOGIA

Para analisar as principais manifestações patológicas do PMCMV no Estado do Pará, foram selecionados 8 conjuntos habitacionais, dispostos nas cidades de Belém, Ananindeua, Abaetetuba, Castanhal e Santa Isabel. Cada conjunto contém entre 94 e 1100 unidades habitacionais. O total de moradias é de 3997, conforme mostra a tabela 1.

Tabela 1 – Quantidade de Unidades Habitacionais

Conjuntos Habitacionais	Número de Unidades Habitacionais
Residencial A	94
Residencial B	344
Residencial C	478
Residencial D	484
Residencial E	497
Residencial F	500
Residencial G	500
Residencial H	1100
TOTAL	3997

Com o intuito de quantificar o número de manifestações patológicas pós-obra nestas habitações, este trabalho compila os motivos de diversas vistorias realizadas pelas equipes de manutenção das construtoras responsáveis pelos projetos.

De maneira a identificar a magnitude do problema, verificou-se a quantidade de manifestações para cada residencial, identificando aqueles que apresentaram um maior número de ocorrências, e, visando demonstrar quão presentes eram as manifestações nessas residências, foi calculado um índice baseado na divisão das quantidades de patologias pelas quantidades de unidades habitacionais.

Essas queixas foram agrupadas em 25 classes de manifestações patológicas, que vão desde problemas com os revestimentos cerâmicos, até imperfeições em esquadrias e caimento de piso. Estes dados, foram então hierarquizados, de modo que se pudesse identificar as categorias de patologia mais recorrentes. Esses dados são mostrados tanto em números absolutos quanto em distribuição percentual.

Além disso, de maneira a complementar os resultados encontrados, foram feitas entrevistas com os engenheiros responsáveis, possibilitando identificar algumas das causas que corroboraram para a manifestação destas patologias.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Quantificação das manifestações patológicas por residencial

As manifestações patológicas foram quantificadas por intermédio das reclamações pós-obra realizadas pelos moradores. Ao contabilizá-las, foi verificado um total de 2521 manifestações. A maior quantidade de ocorrência foi encontrada no Residencial A, como mostra a tabela 2.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 2 – Quantidade de manifestações patológicas

Conjuntos Habitacionais	Número de manifestações
Residencial A	1305
Residencial D	689
Residencial E	204
Residencial F	150
Residencial H	104
Residencial C	35
Residencial B	26
Residencial G	8
TOTAL	2521

O anexo D da NBR 15575 [5] informa os prazos de garantia dos sistemas construtivos, fixados entre 1 a 5 anos conforme cada sistema, iniciando sua contagem a partir da data de expedição do “Auto de Conclusão”. A maioria das queixas foram realizadas no intervalo de um a dois anos depois da obra ser concluída, o que mostra que os problemas patológicos surgiram de forma muito precoce, ocasionando transtorno aos moradores que esperavam um desempenho melhor de sua residência.

O número de manifestações patológicas foi bastante expressivo, visto que, em alguns casos, o número de manifestações ultrapassou o número de unidades habitacionais, como ocorreu com os residenciais D, A e H. Fazendo-se uma divisão entre o número de reclamações concernentes à patologia e o número de unidades habitacionais, tem-se, de modo genérico, uma medida de quantas patologias foram encontradas em cada domicílio, o que é mostrado na tabela 3.

Tabela 3 – Relação entre as manifestações patológicas e as unidades habitacionais

Conjuntos Habitacionais	Manifestações	Unidades habitacionais	Manifestações/Uni. Hab.
Residencial D	689	497	1,386
Residencial A	1305	1100	1,186
Residencial H	104	94	1,106
Residencial E	204	484	0,421
Residencial F	150	478	0,314
Residencial C	35	500	0,070
Residencial B	26	500	0,052
Residencial G	8	344	0,023
TOTAL	2521	3997	0,631

Pode-se verificar que os residenciais D, A e H obtiveram uma relação maior que 1, revelando, sem grandes pormenores, que cada uma das unidades desses conjuntos apresentaram pelo menos um problema patológico. Obviamente que houveram residências que não apresentaram nenhuma reclamação, mas, em contrapartida, houveram aquelas que apresentaram duas ou três, para que a média em torno do valor 1 fosse obtida.

4.2 Identificação das Manifestações Patológicas mais frequentes

Puderam ser identificadas nessa amostra, 25 classes de patologias diferentes. Conforme as vistorias eram realizadas, os profissionais responsáveis de cada construtora identificavam as manifestações patológicas e as classificavam em uma das 25 categorias, de forma que cada reclamação corresponde a uma patologia específica. A tabela 4 mostra as 10 mais frequentes.

As duas manifestações mais recorrentes foram as de revestimento cerâmico e as de infiltração, correspondendo a mais da metade do total de reclamações. Foram encontradas, ainda, outras categorias com um menor número de ocorrências, como: sistema de cobertura (18), esquadrias de alumínio (16), vidros (14), metais sanitários (9), ferragens das esquadrias (7), antena coletiva (3), iluminação de emergência (2), instalação de telefonia (2), instalação de incêndio (1) e pintura (1). Todos esses problemas menos frequentes totalizaram 73 ocorrências e foram enquadrados na categoria “outros”.

Tabela 4 – Principais manifestações patológicas

Manifestações	Quantidade
Revestimento cerâmico	750
Infiltração	542
Caimento de piso	239
Instalações hidrossanitárias	209
Instalação de interfonia	187
Instalações elétricas	161
Forro de gesso	130
Esquadrias de madeira	55
Caixas de descargas e válvulas	22
Louças sanitárias	22
Outros	73

Os problemas com a cerâmica chegam a representar 32% da totalidade, enquanto que os de infiltração chegam aos valores de 23%. A distribuição percentual destas manifestações patológicas é apresentada na Figura 1.

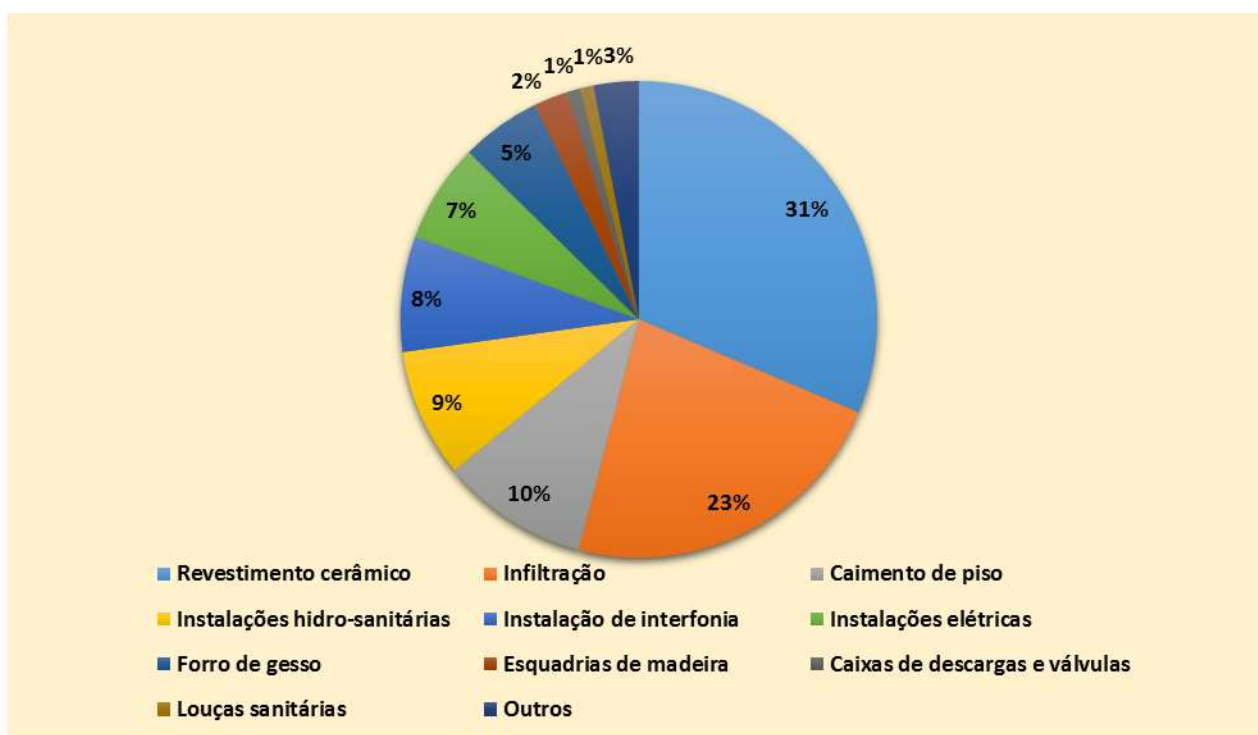


Figura 1: Distribuição percentual das manifestações patológicas

Muitas das causas do problema de revestimento cerâmico estavam relacionadas com a má execução do projeto. Em algumas situações, etapas de construção que viriam antes do assentamento das placas cerâmicas, como a etapa de aplicação dos caixilhos de janela, não eram executadas. Devido a isso, depois que a fase de revestimento era concluída, precisava-se ainda quebrar alguns azulejos para que se pudesse prosseguir na etapa de fixação dos caixilhos das esquadrias. Essa negligência de alguns estágios ocorria porque a verba para a compra do material das portas e janelas ainda não havia sido liberada. Logo, para que não se perdesse tempo e dinheiro com a ociosidade de mão-de-obra, outras etapas construtivas, que seriam posteriores, eram realizadas antecipadamente.

Quanto às infiltrações, havia reclamações das mesmas pelas janelas, pelas paredes e principalmente pelo teto. Ao se fazer vistorias, foi descoberto que muitos desses problemas no teto tinham relação com as encanações dos apartamentos do andar superior. Por vezes, encontrava-se instalações hidrossanitárias do banheiro com rachaduras e vazamentos que acabavam por prejudicar o morador do andar inferior.

A seguir, baseado em relatos dos engenheiros durante a visita às obras, será feita uma análise das possíveis causas das duas manifestações patológicas com maior número de ocorrências.

4.3 Manifestação patológica no revestimento cerâmico

4.3.1 Descolamento

O descolamento de peças cerâmicas tem ocorrido em diversas partes das edificações, como pisos de cozinha, salas e banheiros, mesmo nas obras entregues recentemente, como pode ser observado na figura 2. A imagem mostra peças cerâmicas próximas ao ralo que tiveram que ser removidas devido ao descolamento dessas mesmas.



Figura 2: Descolamento de revestimento cerâmico

Visando compreender as razões de um índice elevado desta manifestação, buscou-se identificar as causas da ocorrência das mesmas. Portanto, utilizou-se da análise dos registros de assistência técnica e de conversa com os engenheiros responsáveis pela execução das obras, entre as causas apontadas como origem, pode-se atestar como sendo:

- Falta de treinamento adequado da mão-de-obra, que a despeito das orientações dos responsáveis técnicos, e em função da deficiência de fiscalização da qualidade do serviço, negligenciam o procedimento de execução do serviço (PES);
- Com o intuito de aumentar o lucro e enxugar o orçamento, optou-se por adquirir materiais de baixo custo, sendo que muitas vezes não apresentavam a qualidade ideal para sua utilização. Além disso, a estocagem inadequada dos mesmos contribuía para sua deterioração e prejuízo de suas características ótimas;

4.3.2 Trincas e Fissuras

Nas obras analisadas, segundo os engenheiros, os principais elementos que proporcionaram fissuras foram:

- Fissuras ocasionadas em paredes devido a movimentos diferenciais, onde a aplicação de material inadequado e a falta de um procedimento de cura contribuíram para retração da argamassa. Os materiais apresentavam elevada relação água/cimento, e cimento de composição fina;
- A aplicação de material fora do prazo de validade ocasionou a expansão por hidratação retardada dos materiais, que originou o aparecimento de fissuras;
- A deterioração das juntas de assentamento tornou possível a ação de intempéries (insolação, ação da água), somando-se à fadiga do rejunte por ciclos higrotérmicos. Esses processos contribuíram para fissuração e queda do rejunte;

4.4 Manifestação patológica por infiltração

Essa manifestação foi encontrada em diversas localidades ao longo dos residenciais. Alguns desses exemplos podem ser observados nas figuras 3 e 4.



Figura 3: Infiltração proveniente de problemas na impermeabilização de calha na cobertura



Figura 4: Infiltração decorrente da má execução do ralo e rejunte de piso

A figura 3 mostra um caso de infiltração ocasionado pela ausência de impermeabilização na laje, agravada pelo aparecimento de algumas fissuras, as quais são evidenciadas pela seta. A figura 4 demonstra uma má impermeabilização do ralo, associada à não aplicação do rejunte, o que acaba por provocar a infiltração no teto do apartamento de baixo. A seta evidencia a má impermeabilização do ralo.

Quanto às manifestações de infiltração, os engenheiros apontam ainda:

- A falta de um processo adequado de instalação e a utilização de equipamentos com baixa qualidade provocou o rompimento de tubos de PVC, provocando o vazamento no sistema hidráulico. Essa mazela se dá pela falta de orientação e fiscalização das atividades, provocando grandes custos de reparo, uma vez que em diversos casos é necessário quebrar a alvenaria para se chegar ao local do problema;
- Em algumas obras, não foi efetuada uma correta impermeabilização para garantir a estanqueidade, observando-se inclusive casos de infiltração ascensional nos primeiros andares, decorrente da umidade do solo. Em áreas molhadas, a infiltração é mais frequente, onde não se utilizou produtos impermeabilizantes devido ao orçamento enxugado.

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho quantificou as principais manifestações patológicas em obras do PMCMV no Estado do Pará e identificou as duas mais recorrentes: problemas com placas cerâmicas para revestimento e infiltração. Estudos como esse, que buscam identificar, diagnosticar e avaliar a ocorrência de danos nas edificações, são de suma importância para retroalimentar a indústria da construção civil com informações que ajudem a não cometer os mesmos erros construtivos futuramente. Por meio disso, é facilitada a elaboração de ações eficientes a fim de melhorar a qualidade geral das construções e otimizar a aplicação dos recursos.

Através de visitas aos empreendimentos e por depoimentos dos engenheiros responsáveis, foi possível verificar que muitos das manifestações patológicas ocorriam em função da má execução de projeto, influenciada, muitas vezes, pela



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



falta de recursos em tempo hábil. Paralelo a isso, o orçamento enxuto para a execução de obras obriga as construtoras a adequarem suas técnicas construtivas, de forma a viabilizar empreendimentos com as margens de lucro esperadas. Todavia, para além da questão do lucro, é fundamental que se garanta a durabilidade esperada das construções, propiciando, dessa forma, a desejada condição de moradia saudável.

Em meio ao déficit habitacional existente no país, é necessário entender que não basta realizar investimentos no sentido de simplesmente reverter esse quadro. Os programas habitacionais do Minha Casa Minha Vida devem investir esforços na qualidade do ambiente construído. Caso contrário, os próprios moradores terão que arcar com a responsabilidade de reconstrução das condições de habitabilidade, durabilidade e segurança das edificações.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Fundação João Pinheiro. Conjuntura Econômica – Boletim 4º Trimestre/2008. Belo Horizonte, 2008.
- [2] Soares, R. C. *et al*, “Verificação de manifestações patológicas em condomínios residenciais do Programa ‘Minha Casa Minha Vida’ ocasionados por falta de manutenção preventiva da baixada cuiabana”, 2014.
- [3] Alexandre, I. F., “Manifestações Patológicas em Empreendimentos Habitacionais de Baixa Renda Executados em Alvenaria Estrutural: Uma Análise da Relação de Causa e Efeito”, 2008.
- [4] Azevedo, S. L. *et al*, “Levantamento e Análise das Manifestações Patológicas no PAR Regente (Pelotas/RS) e Possíveis Medidas Profiláticas”, Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 2008.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1: Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 1 – Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.
- [6] Souza, A. P. “Levantamento de patologias em obras residenciais de baixa renda devido à ausência de controle tecnológico em materiais”, 2014.
- [7] Souza, V. C.; Ripper, T., “Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto”, São Paulo: PINI, 1998.
- [8] Andrade, T., “Tópicos sobre Durabilidade do Concreto”, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v1, 2005, p.753-792.
- [9] Andrade, T.; Silva, A. J. C., “Patologia das Estruturas”, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, 2v, 2005, p.953-983.
- [10] Gaspar, D. T., “Durabilidad del hórmingón; corrosión química; algunas consideraciones”, 1988, 24p.
- [11] Monteiro, E. C. B., “Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras”, 2002, 211p.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14037: Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações — Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos. Rio de Janeiro, 2014.
- [13] Flores-Colen, I.; Brito, J., “A system approach for maintenance budgeting of buildings facades based on predictive and preventive strategies”, *Elsevier*, v. 24, 2010, 1718-1729p.
- [14] Shonet, I. M. *et al*, “Deterioration patterns for maintenance management: a methodological approach”, 1999, 1666-1678p.
- [15] Sitter, W. R., “Costs for Service Life Optimization. The ‘Law of Fives’”, 1984.
- [16] Gaspar, B.; Brito, J., “Mapping defect sensitivity in external mortar renders: Construction and Building Materials”, *Elsevier*, v.19, 2005, 571-578p.
- [17] Souza, R. H. F.; Almeida, I. R., “O projeto da UFF para avaliar o desempenho de revestimentos de fachadas”, 2005
- [18] Consoli, O. J., “Análise da Durabilidade dos Componentes das Fachadas de Edifícios, Sob a Ótica do Projeto Arquitetônico”, 2006, 208p.
- [19] Pereira, L. M., “Avaliação das Patologias e da Biodeterioração na Biblioteca Central da UFSM”, 2012, 126p.
- [20] Resende, M. M., “Manutenção preventiva de revestimentos de fachada de edifícios: limpeza de revestimentos cerâmicos”, 2004, 224p.
- [21] Gaklik, E. S., “Jardim Histórico do Palacete Dr. Astrogildo de Azevedo: mapeamento de manifestações patológicas e métodos de limpeza”, 2012.
- [22] Sabbatini, F.H., Barros, M.M.S.B., “Produção de revestimentos cerâmicos para paredes de vedação em alvenaria: diretrizes básicas”, 2001, 31p.
- [23] Bauer, R.J.F., & Rago, F., “Expansão por umidade de placas cerâmicas para revestimento”, 2000, 41-45p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS MAIS COMUNS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS PARA MORFOLOGIA EM VIGA CAIXÃO

G. MARINHO

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
gabrielmarinho17@hotmail.com

E. SANTOS

Engenheira Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
elainesouza.cad@gmail.com

F. KOSLOSKI

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
kosloskiflavia@gmail.com

E. PACHECO

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
edieinys@gmail.com

M. L. SANTOS FILHO

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
maurolacerda1982@gmail.com

H. CEZARIO

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
helo.cezario@gmail.com

RESUMO

O Brasil depende das rodovias para garantir o escoamento de sua produção e, conseqüentemente, a efetiva distribuição de insumos básicos para a população. Tendo isso em vista, torna-se essencial o controle de manifestações patológicas das Obras de Arte Especiais (OAE), que essas são as estruturas de interligação de vias. Atenta-se para a iminência de ruptura dessas estruturas, que podem interromper, por tempo indeterminado, o transporte de mercadorias no país. Sendo assim, abordaram-se as principais manifestações patológicas existentes em OAE com sistema construtivo em viga caixão, amplamente utilizado em todo o Brasil. Este estudo busca auxiliar as inspeções rotineiras realizadas, informando pontos que necessitem de atenção, além de apontar erros executivos comuns que possam danificar a OAE. Com isso, facilita-se a tomada de decisão em relação à manutenção dessas estruturas, visando uma maior confiabilidade do sistema de inspeção e recuperação. Analisou-se 152 Obras de Artes Especiais no estado do Paraná, inspecionadas pelo EMEA – Escritório Modelo de Engenharia Civil em parceria com o DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), das quais 20% utilizam a viga caixão em sua morfologia. As manifestações mais recorrentes foram os diversos níveis de corrosão de armadura.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ABSTRACT

Brazil depends on the highways to ensure the flow of its production and an effective distribution of basic inputs for society. Keeping this in view, it's essential has a control of pathological manifestation of The Special Construction Work. Give a consideration of the possibility of a structure breakdown, which can stop for an indefinite period, the transport of goods around the country. Therefore, It was taken into consideration the main pathological manifestation with the box girder construction process, usually used in Brazil. This article try to assist regular inspection of bridges, helping with some points that needs more attention and to target some issues with the process, which could damage the Special Construction Work. This study makes the decision of the maintenance easier, giving more reliability to the inspection process. EMEA (Civil Engineer Model Office) analyzed 152 Special Construction Work in partnership with DNIT, which 20% used box girder in the structure. The frequently manifestation was different levels of rusting.

1. INTRODUÇÃO

A importância das Obras de Arte Especiais (OAE) está baseada, principalmente, na necessidade de ligação entre duas localidades distintas, garantindo assim, que determinados obstáculos sejam superados.

Em um país predominantemente rodoviário, o colapso de uma OAE pode causar transtornos sociais, culturais e econômicos na população, desde a situada ao redor da estrutura em questão, até a que seria beneficiada com o consumo de insumos que deveriam usufruir desta para seu deslocamento.

Dito isto, torna-se importante uma análise inicial das manifestações patológicas existentes em uma obra, para que estas consigam ser tratadas antes de levar a estrutura ao colapso. Para auxiliar neste levantamento, será apresentado a seguir as manifestações mais comuns existentes em Obras de Arte Especiais que apresentam em sua estrutura vigas caixão.

Para o presente artigo serão analisadas 152 Obras de Artes Especiais no estado do Paraná, que estão sob jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e foram vistoriadas pelo Escritório Modelo de Engenharia Civil da UFPR (EMEA). Dentre estas, 20% referem-se a obras que possuem viga caixão em sua estrutura.

As vigas caixão são vigas formadas por duas ou mais almas, por uma única mesa inferior e uma ou mais mesas superiores, formando na sua configuração um caixão.

São altamente eficientes para estruturas em curva, devido a sua grande resistência a torção, e em obras com grandes vãos, evitando problemas de instabilidade aerodinâmica. Além dos elementos longitudinais, uma viga caixão tem também um sistema de transversinas. Uma das vantagens importantes deste método construtivo é a possibilidade de se usar a mesa superior como laje do tabuleiro, facilitando e reduzindo os custos de construção.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Nos últimos anos o Brasil apresentou um grande crescimento econômico, e um dos principais vetores deste desenvolvimento foi a indústria da construção civil. Ela é a responsável pelo planejamento, desenvolvimento e execução das grandes obras de engenharia do país.

Segundo o Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, em 2015 o consumo aparente de cimento totalizou cerca de 64,9 milhões de toneladas (SNIC, 2015) [1], que apesar de ser um número menor ao do ano anterior, ainda representa um grande consumo, visto que este material está presente em praticamente em todas as construções. Dentre estas, estão as Obras de Arte Especiais, que em geral são constituídas por concreto armado. É de suma importância o conhecimento



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



detalhado de como este material se comporta, principalmente quando esta exposto diretamente e indiretamente as intempéries, como é o caso das pontes e viadutos expostos nesta pesquisa.

2.1. Manifestações Patológicas

A ocorrência de manifestações patológicas pode ser associada a praticamente todas as fases de produção e/ou utilização de uma obra: durante a elaboração do projeto e de sua execução, escolha dos materiais e até mesmo durante o seu uso. E para que a obra desempenhe o seu papel adequadamente, de modo a garantir a segurança e o conforto do usuário, outro aspecto deve ser levado em conta: a qualidade aplicada em todas as fases da construção. Souza e Ripper (1998) [2] ressaltam as principais condições que as etapas mais importantes da obra devem atender para garantir a qualidade da qual a mesma necessita. Eles afirmam que durante o processo de elaboração do projeto, deve-se levar em consideração a satisfação do cliente, a facilidade de execução, e o detalhamento e especificações adequadas, de modo a garantir a manutenção da obra. Já na etapa da construção, o prosseguimento do projeto deve ser metódico e exato, assim como a escolha dos materiais a fim de proporcionar a durabilidade necessária. Por fim, na etapa de utilização, deve-se garantir o bem-estar e a segurança do usuário, assim como a previsão de manutenções periódicas.

A patologia da construção está intimamente ligada à qualidade e, embora esta última tenha avançado muito e continue progredindo cada vez mais, os casos patológicos não diminuíram na mesma proporção, embora seja verdade que a diminuição tenha sido razoável (Cánovas, 1988)[3].

Helene (1992)[4] atesta que os fenômenos patológicos possuem um comportamento específico, exibindo manifestações externas muito características, tornando possível deduzir a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos. O autor ainda enfatiza que as manifestações mais agravantes em uma estrutura de concreto armado são a corrosão da armadura, as fissuras e as flechas excessivas das peças estruturais, dado que estes podem causar o colapso da construção.

Outros estudiosos, como Souza e Ripper (1998)[2] destacam a importância de se conhecer e entender o surgimento e o desenvolvimento das manifestações patológicas, compreendendo suas causas antes de qualquer outra providência, para depois aplicar uma solução eficiente.

No presente estudo, as pontes e viadutos estudados, além de estarem suscetíveis às falhas citadas anteriormente, também estão habitualmente expostos às intempéries e a ambientes agressivos. A NBR 6118 (ABNT, 2007)[5] ressalta que os principais mecanismos para deterioração do concreto são: a lixiviação por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas, que dissolvem e carregam os compostos hidratados do cimento; reações deletérias superficiais de alguns agregados; expansão por ação de águas; e solos que estejam contaminados com sulfatos, propiciando reações expansivas e deletérias, dentre outros. Já os principais mecanismos responsáveis pela deterioração da armadura são a despassivação por carbonatação e despassivação por elevado teor de cloreto.

Segundo o Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários, desenvolvido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2010)[6], as pontes de concreto armado, embora reconhecidas pelo seu baixo custo de manutenção e pela sua durabilidade, deterioram-se pelas mesmas razões que as pontes construídas com outros materiais: envelhecimento, construção pouco apurada, estruturas subdimensionadas para cargas móveis sempre crescentes e projetos deficientes para os padrões atuais. Mostra a importância do entendimento e da prevenção de ocorrência de manifestações patológicas nessas obras.

3. METODOLOGIA

O presente estudo utilizou dados obtidos a partir das inspeções de Obras de Artes Especiais, realizadas pelo Escritório Modelo de Engenharia Civil. Tal processo de inspeção é composto por diversas etapas, sendo que destas, uma das mais



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



importantes é o cadastramento da morfologia e das manifestações patológicas encontradas em uma OAE, este cadastramento ocorre em campo. Foram coletados e analisados dados (elementos e manifestações patológicas) referentes às pontes e viadutos em viga caixão localizados no estado do Paraná, sob jurisdição do DNIT.

Para uma análise adequada, a manifestação patológica foi verificada levando em conta a estrutura como um todo, considerando a importância do elemento onde se encontrava e a intensidade com que se repetia. Os principais elementos existentes em OAE's em viga caixão estão expostos na Tabela 21.

Tabela 21: Principais elementos de OAE em viga caixão. (Os Autores, 2015)

Principais Elementos de uma OAE em Viga Caixão
Laje em concreto armado
Viga Caixão
Pilares
Aparelhos de apoio
Encontro
Pavimento asfáltico
Barreira
Defesa metálica
Guarda - Rodas
Operação e sinalização
Drenagem
Blocos de fundação

3.1. Principais elementos de um OAE em viga caixão

Uma ponte ou viaduto em viga caixão é composto por diversos elementos que estão distribuídos na superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, sendo que além dos estruturais, no modelo desenvolvido pelo EMEA são considerados outros componentes, como por exemplo a parte de sinalização e operação dessas estruturas. A seguir, apresentam-se breves descrições dos principais elementos de Obra de Arte Especial em viga caixão.

3.1.1. Lajes

Existem diferentes tipos de lajes que são empregados na construção civil, sendo que estes podem ser classificadas de acordo com a composição, tipo de apoio, esquema de cálculo, dentre outros. O Modelo desenvolvido pelo EMEA, fez a diferenciação dos mesmos de acordo com a composição, sendo que as lajes em concreto armado foram as mais encontradas em pontes viadutos em viga caixão.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003)[7], lajes ou placas são elementos de superfície plana sujeitos principalmente à ações normais a seu plano. De forma geral, as lajes estão submetidas a solicitações verticais que atuam nas estruturas e são repassados para apoios (vigas e pilares).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.1.2. Vigas Longitudinais

Considerou-se para este estudo vigas longitudinais do tipo viga caixão em concreto armado e em concreto protendido. Vigas caixão metálicas não foram abordadas, visto que não houve ocorrência desta morfologia no banco de dados analisado. A definição de uma viga caixão já foi apresentada anteriormente.

3.1.3. Pilares

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014)[8], pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que forças normais de compressão são preponderantes. Sua principal função destes elementos é receber os carregamentos das vigas e transmiti-los até a estrutura da fundação. Os pilares mais comuns em estruturas na morfologia em questão foram os em colunas de concreto armado.

3.1.4. Aparelhos de apoio

De acordo com a norma desenvolvida pelo DNIT (091/2006 –ES)[9], os aparelhos de apoio são dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura ou a infraestrutura. As três principais funções dos aparelhos de apoio são: transmitir as cargas da superestrutura à mesoestrutura ou à infraestrutura; permitir os movimentos longitudinais da superestrutura devidos à retração própria da superestrutura e aos efeitos da temperatura, expansão e retração; e permitir as rotações da superestrutura, motivadas pelas deflexões provocadas pela carga permanente e pela carga móvel.

Os aparelhos de apoio mais comuns encontrados nas pontes e viadutos inspecionados foram os elastoméricos, do tipo *Neoprene* fretado. Este elemento, em geral, são compostos por borracha de policloropeno, e são comumente utilizados devidos as suas boas características mecânicas e pela sua ótima capacidade isotérmica.

3.1.5. Encontro

Os encontros são elementos que possuem dupla função: suporte da ponte e proteção do aterro contra intempéries. Dessa forma, são responsáveis por resistir as cargas verticais e horizontais originadas pela superestrutura, e transmiti-las para o solo.

Porém, muitas das extremidades de pontes e viadutos encontravam-se em balanço, desta forma era comum a utilização de cortinas de concreto armado. De acordo com RESOT.art. 18º(1997) [10], as cortinas são muros ou paredes de espessura relativamente reduzida, de aço, concreto armado ou madeira, suportadas por ancoragens, escoras ou impulso passivos do terreno. A resistência à flexão destas estruturas desempenha uma função significativa na contenção do terreno, sendo a contribuição do seu peso insignificante.

3.1.6. Pavimento

Os dois tipos de pavimentos encontrados nas OAE's inspecionadas foram o asfáltico e o de concreto armado.

O pavimento asfáltico é formado por múltiplas camadas, sendo que o revestimento é a camada destinada a receber as solicitações provenientes dos veículos, além de ser o mais afetado pelo clima. Em sua maioria, os pavimentos brasileiros são constituídos de uma mistura de agregados minerais, de variadas dimensões e fontes e de ligantes asfálticos, que em geral, proporcionam a impermeabilidade, flexibilidade, resistência, dentre outros requisitos que um pavimento deve garantir.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Pavimentos de concreto, também conhecidos como pavimentos rígidos, trata-se de uma tecnologia segura e reconhecida mundialmente. Por não sofrer deformação plástica, proporciona elevada qualidade de rolamento e reduzido custo de manutenção. Além disso, apresenta uma vida útil superior ao de pavimentos asfálticos. Por apresentarem elevada capacidade de absorção de cargas e distribuírem estas por uma área elevada, transmitem poucas solicitações a base do pavimento. Pode ser encontrada em concreto simples, concreto armado ou protendido.

3.1.7. Barreira e defesa

Segundo a norma desenvolvida pelo DNIT (110/2009-ES) [11], as barreiras de concreto em rodovias são dispositivos de proteção, rígido e contínuo, implantando ao longo das rodovias, com forma, resistência e dimensões capazes de fazer com que veículos desgovernados sejam reconduzidos à pista, sem brusca redução de velocidade nem perda de direção, causando o mínimo de danos ao veículo, seus ocupantes e ao próprio dispositivo, de modo que os acidentes não sejam agravados por fatores como, por exemplo, saídas de pista, colisão com objetos fixos (árvores, postes, pilares) e colisão frontal com veículos trafegando na pista de fluxo oposto. Sendo que, esta mesma norma determina que as barreiras utilizadas como guarda-rodas de pontes e viadutos devem obedecer aos dispositivos da Norma DNIT 109/2009.

Nas pontes e viadutos que compõem essa pesquisa, verificou-se a presença de barreiras do tipo *New Jersey* (padronizada) e não padronizadas (barreiras antigas executadas antes da vigência da Norma 109/2009 do DNIT) [12].

3.1.8. Drenagem

A drenagem é um elemento de extrema importância para a OAE, visto que a sua inexistência ou a deficiência de algum elemento que componha este sistema, pode proporcionar diversas manifestações patológicas e comprometer em grande escala a sua durabilidade. Este sistema é constituído por inúmeros elementos, dentre eles tem-se os drenos, buzínos e as pingadeiras, sendo que estes são os mais notórios em campo.

3.2. Principais manifestações patológicas em OAE em viga caixão

Devido ao elevado número de manifestações patológicas encontradas nas obras em estudo, elaborou-se tabelas, expostas abaixo, nas quais foram apresentadas as possíveis manifestações que podem ocorrer nas vigas caixão, baseadas no material e na técnica de construção.

A Tabela 22, apresenta as principais manifestações em vigas caixão de concreto protendido.

Tabela 22: Manifestações patológicas mais frequentes em vigas caixão de concreto protendido. (Os Autores, 2015)

Principais Manifestações Patológicas Vigas Caixão de Concreto Protendido
Fissura em linha na região dos apoios
Fissura em linha no meio do vão
Fissura em linha a 45° nos cantos
Fissura na face superior sobre as vigas
Fissura mapeada
Manchas de fogo
Fragmentação por fogo
Manchas de umidade



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 23: Manifestações patológicas mais frequentes em vigas caixão de concreto protendido (Conclusão).
(Os Autores, 2015)

Principais Manifestações Patológicas Vigas Caixão de Concreto Protendido
Eflorescências, com surgimento de manchas esbranquiçadas
Estalactites devido a lixiviação
Deslocamento do concreto devido a altas tensões de compressão
Desgaste superficial
Corrosão da armadura (apenas mancha de corrosão)
Corrosão da armadura com deslocamento de concreto
Corrosão da armadura com deslocamento e perda de seção
Corrosão da armadura com deslocamento e rompimento da barra
Armadura exposta por deficiência de cobrimento, sem corrosão
Concreto segregado
Nicho de concretagem
Forma aderida à superfície do concreto
Desalinhamento
Deslocamento
Deformação excessiva
Choque de veículos

Já a Tabela 24, expõe as principais manifestações patológicas encontradas em vigas caixão de concreto armado.

Tabela 24: Manifestações patológicas mais frequentes em vigas caixão de concreto armado. (Os Autores, 2015)

Principais Manifestações Patológicas Vigas Caixão em Concreto Armado
Fissura em linha na região dos apoios
Fissura em linha no meio do vão
Fissura em linha a 45° nos cantos
Fissura na face superior sobre as vigas
Fissura próxima ao consolo
Fissura próxima ao apoio com a superestrutura
Fissura mapeada
Manchas de fogo



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tabela 25: Manifestações patológicas mais frequentes em vigas caixão de concreto armado (Conclusão).
(Os Autores, 2015)

Principais Manifestações Patológicas Vigas Caixão em Concreto Armado
Fragmentação por fogo
Manchas de umidade
Eflorescências, com surgimento de manchas esbranquiçadas
Estalactites devido a lixiviação
Deslocamento do concreto devido a altas tensões de compressão
Desgaste superficial
Corrosão da armadura (apenas mancha de corrosão)
Corrosão da armadura com deslocamento de concreto
Corrosão da armadura com deslocamento e perda de seção
Corrosão da armadura com deslocamento e rompimento da barra
Armadura exposta por deficiência de cobrimento, sem corrosão
Concreto segregado
Nicho de concretagem
Forma aderida à superfície do concreto
Desalinhamento
Deslocamento

4. RESULTADOS

Após análise realizada, foi possível desenvolver um ranqueamento baseado na frequência que determinada manifestação encontrava-se presente, evidenciado na Tabela 4. A partir destes dados foi construído um gráfico para melhor entendimento da situação (Figura 1).

Tabela 4 : Relação entre as principais manifestações patológicas em vigas caixão de concreto armado e o seus respectivos percentuais de ocorrência.(Os Autores, 2015)

Manifestações Patológicas	Ocorrência	Percentual de ocorrência
Corrosão da armadura com deslocamento de concreto	46	23%
Manchas de umidade	45	23%
Manchas de fogo	20	10%
Eflorescências, com surgimento de manchas esbranquiçadas	18	9%
Fissuras em linha a 45° nos cantos	13	7%
Corrosão da armadura (apenas mancha de corrosão)	11	6%
Fissuras em linha horizontal	10	5%

Tabela 4 : Relação entre as principais manifestações patológicas em vigas caixão de concreto armado e o seus respectivos percentuais de ocorrência (Conclusão).(Os Autores, 2015)

Manifestações Patológicas	Ocorrência	Percentual de ocorrência
Fissura em linha vertical	9	5%
Deficiência nas pingadeiras e buzínates	9	5%
Corrosão da armadura com deslocamento e perda de seção	9	5%
Outros	6	3%

PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA VIGA CAIXÃO

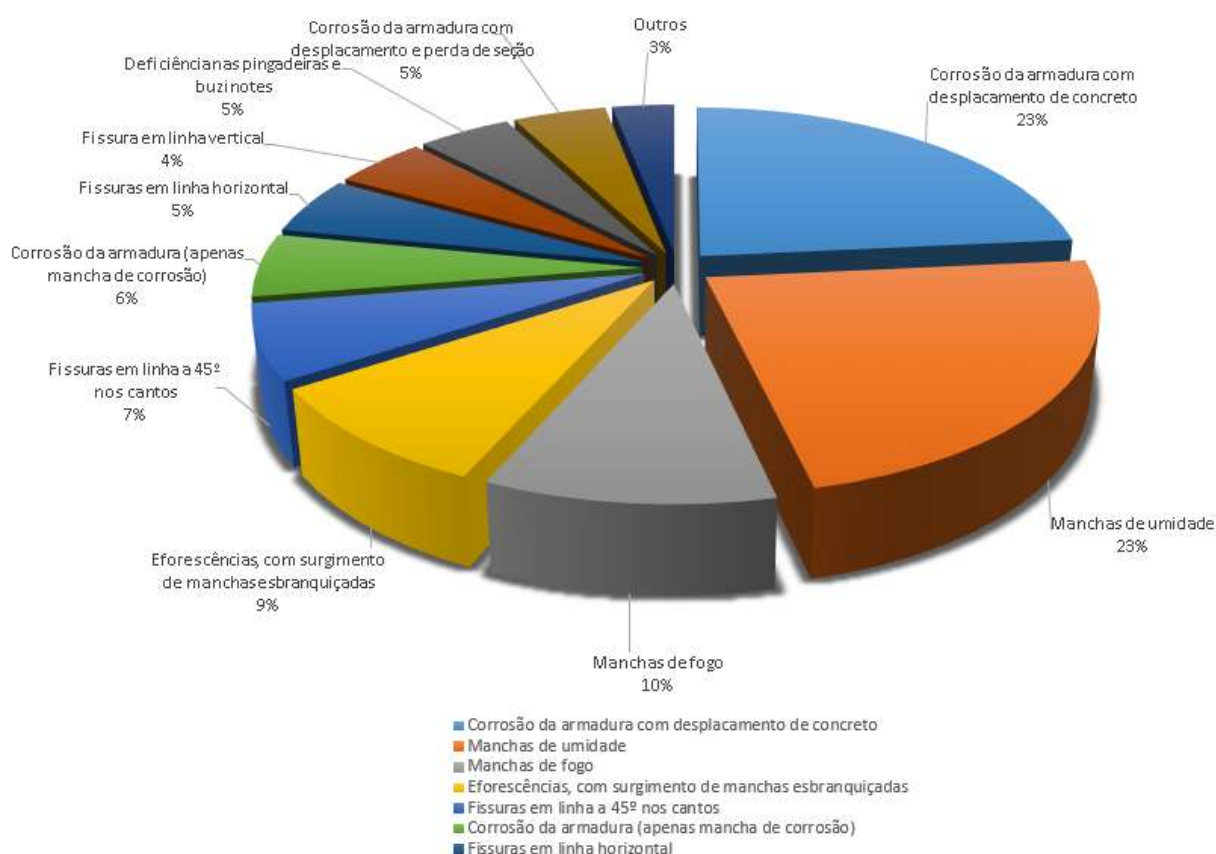


Figura 1: Principais manifestações encontradas em vigas caixão de concreto armado. (Os Autores, 2015)

As manifestações que apresentaram maior ocorrência foram a "Corrosão da armadura com deslocamento de concreto" e as "Manchas de umidade". Além da relação existente entre a morfologia e as manifestações, sabe-se que no Brasil a deterioração de estruturas de concreto armado é, infelizmente, muito comum, como é evidenciado por Dal Molin (1998) [13], Aranha (1994) [14], Nince (1996) [15], dentre outros.

A corrosão da armadura foi uma manifestação bastante encontrada e considerada como grave. Inicia-se quando agentes agressivos, muitas vezes carregados pela água, alteram as condições do concreto ao redor da barra de aço, despassivando a armadura e criando uma pilha galvânica na região. Com isso começa a ocorrer o processo de corrosão



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



eletroquímica que tem como produto a formação de ferrugem, produto este significativamente mais volumoso do que o ferro em seu estado inicial. Com esta transformação passa a ser gerado tensões no interior da peça, responsáveis pela fissuração e deslocamento do concreto.

Já as manchas de umidade são formadas quando ocorre absorção de água pelos elementos da estrutura e provocam, desde modificações estéticas, até o comprometimento da OAE. Com o tempo pode acarretar no surgimento de algumas manifestações patológicas como a corrosão, a lixiviação, entre outras.

5. CONCLUSÃO

É facilmente observado uma relação entre a morfologia estudada, Obras de Arte Especiais em viga caixão, com as duas manifestações mais ocorrentes: corrosão da armadura com deslocamento de concreto e manchas de umidade.

As vigas caixão apresentam seu interior oco. Quando ocorrem problemas com a drenagem onde a água do tabuleiro não está escoando corretamente, devido a inexistência ou entupimento dos drenos, ela acaba entrando no interior do caixão, e muitas vezes estes não apresentavam sistemas de drenagem, deixando a água acumulada no interior. Estando acumulada, a água acaba penetrando nos elementos que compõe a OAE, principalmente nas vigas, e assim pode desencadear a corrosão da armadura e as manchas de umidade, dentre outras manifestações patológicas.

A água apresentou-se como o principal agente responsável pela ocorrência tanto da corrosão do concreto quanto do surgimento de manchas de umidade. Com isso foi possível concluir que, tanto na fase de construção quanto de operação da OAE's em viga caixão, deve-se tomar um cuidado ainda maior quando se estiver analisando os sistemas de drenagem destas. Evitar esses problemas podem estar ligados a uma maior vida útil da estrutura e um menor custo de reparo para os responsáveis pelas obras.

6. REFERÊNCIAS

- [1] SNIC - Sindicato Nacional da Indústria do Cimento – Resultados preliminares de dezembro de 2015. Disponível em: <<http://www.snic.org.br/pdfresultado/Resultados%20Preliminares%20Dezembro%202015.pdf>>. Acesso em 13 de fevereiro de 2016.
- [2] Souza, V.C.; Ripper, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.
- [3] Fernández Cánovas, Manuel. Patologia e terapia do concreto armado. São Paulo: Pini, 1988. 552 p.
- [4] Helene, Paulo R. L. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. 2 ed. São Paulo: Pini, 1992. 213 p.
- [5] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2007. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [6] DNIT- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa - Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR; Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários, 2010, 159 p.
- [7] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [8] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- [9] DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa - Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR; Tratamento de aparelhos de apoio:concreto,neoprene e metálico – Especificação de Serviço, 2006, 07 p.
- [10] RESOT – Regulamento de Estruturas de Suporte e Obras de Terra. Decreto -Lei nº32/97 M. Art 18º, 1997.
- [11] DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa - Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR; Obras complementares- Segurança no tráfego rodoviário – Execução de barreiras de concreto - Especificação de Serviço, 2009, 08 p.
- [12] DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa - Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR; Obras complementares- Segurança no tráfego rodoviário – Projeto de barreiras de concreto - Procedimento, 2009, 16 p.
- [13] Dal Molin, D.C.C.Fissuras em estruturas de concreto armado:análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul. Dissertação Mestrado em Engenharia-Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.
- [14] Aranha, P.M.S. Contribuição ao estudo de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região Amazônica. Dissertação (Mestrado), Univesidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.
- [15] Nince,A.A. Levantamento de dados sobre causas de deterioração de estruturas na região Centro- Oeste. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 1996.



**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS MAIS FREQUENTES EM OBRAS DE ARTE
ESPECIAIS COM DUAS VIGAS LONGITUDINAIS**

D. J. SOUZA

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
diegojesus@ufpr.br

H. CEZARIO

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
helo.cezario@gmail.com

I. G. SILVA

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
isa.grossisilva@gmail.com

E. FLÔR

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
ericp.f@hotmail.com

RESUMO

Entre as etapas do processo de projeto de estrutura de pontes, consta a definição da morfologia estrutural que será adotada. Entre as diversas opções que tem em mãos o projetista, o modelo baseado em duas vigas longitudinais está entre as alternativas mais simples e acolhidas. Essa opção destaca-se também por ser adequada aos casos mais genéricos, que conferem solicitações que não recaem em quadros específicos. Em todo caso, estruturas com duas vigas longitudinais, associadas a um conjunto de vigas transversais – também denominadas transversinas – permitem a configuração do efeito de grelha almejado para as estruturas de pontes. O Escritório Modelo de Engenharia Civil (EMEA) da Universidade Federal do Paraná, em parceria com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) vêm elaborando um projeto que busca, entre outros objetivos, cadastrar e avaliar o desempenho das Obras de Arte Especiais (OAEs) dos estados do Paraná e Santa Catarina. Entre os processos de avaliação consta o levantamento das manifestações patológicas atuantes na OAE. A partir dos dados levantados, foi possível associar os mecanismos deletérios às morfologias das obras, particularizada neste artigo às estruturas de ponte em duas vigas. Este artigo busca apresentar um estudo de caso a partir do levantamento cadastral destas OAEs, bem como avaliar a correlação entre as manifestações atuantes e a morfologia em estudo. Os dados avaliados permitiram estabelecer tal correlação, bem como inferir sobre os processos que encaminham a essa correspondência.

Palavras-chave: Obras de Arte Especiais, Mecanismos Deletérios, Ponte em duas Vigas.

ABSTRACT

Among the steps of the bridge structure design process, there is the definition of the structural morphology to be adopted. Among the various options at hand the designer, the model based on two longitudinal beams is among the simplest and most accepted alternatives. This option also stands out for being suitable to the most generic cases, which give requests that do not fall into specific frames. In any case, structures with two longitudinal beams associated to a set of transverse beams - also called crossbeams -, allow the configuration of the desired grid effect for bridge structures. The Model Office of Civil Engineering (EMEA) at the Federal University of Paraná, in partnership with the National Department of Transport Infrastructure (DNIT), have been developing a project that seeks, among other objectives, register and evaluate the performance of the Special Art Works (OAE) in the states of Paraná and Santa Catarina. Among the evaluation processes, there is the register of the pathological manifestations active in OAE. From the data collected, it was possible to associate the deleterious mechanisms to morphologies of the works, particularized in this article, to the two beams bridge structures. This article intends to present a case study from the cadastral research of these OAE, and to evaluate the correlation between active demonstrations and morphology study. The evaluated data allowed to establish this correlation and infer about how the processes refer to this correlation.

Keywords: Special Construction of Art, Deleterious mechanisms, Bridge into two beams



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

As obras de arte especiais (OAE's) constituem pontos críticos da malha rodoviária e ferroviária do país. Isso ocorre, pois as OAE's são fundamentais na interligação entre dois pontos através de obstáculos naturais, e, ao mesmo tempo apresentam alto grau de degradação e que trazem riscos sociais, ambientais e econômicos para o país.

Logo, torna-se importante a geração de um mapeamento das obras e seu nível de degradação, que serão usados como informação para priorizar serviços de recuperação, localizando estruturas em risco eminente. Este é o principal objetivo do projeto entre a Universidade Federal do Paraná (UFPR) e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) intitulado “Desenvolvimento e Aplicação de Metodologia de Avaliação Objetiva das Condições Funcionais e Estruturais de Obras de Arte Especiais”. O presente artigo é vinculado à execução desse projeto e todos os dados apresentados e métodos utilizados são, portanto, oriundos das atividades desenvolvidas neste.

A manutenção deste tipo de obra está ligada a fatores econômicos, ambientais e sociais e, quando realizada de maneira correta, garante o bom funcionamento da estrutura. As inspeções realizadas pelo Escritório Modelo de Engenharia Civil, ligado à UFPR, apresentam muito mais do que a listagem de manifestações patológicas: oferecem também um panorama da durabilidade da estrutura, bem como o modo que ela poderá interferir nos gastos com manutenção, no ambiente que está inserida e na vida da população que dela depende.

Segundo DNER (1996) [1], no caso de Obra de Arte Especial, o tipo estrutural mais simples é a viga, a qual pode ser utilizada em uma ampla faixa de extensão, desde 10 metros de extensão em pontilhões ou com mais de 100 metros no caso de vigas protendidas, além de poder ter altura variável conforme a concepção estrutural. Contudo, manter as dimensões constantes tornam a execução mais simples e rápida. No entanto, seu uso pode ser limitado pela estética ou pelo gabarito vertical desejável.

A NBR 6118/14 (item 14.4.1.1) [2] define vigas como “elementos lineares em que a flexão é preponderante” e elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominada barras.

De acordo com Araújo (1999) [3], é comum em pontes de duas vigas longitudinais a variação da espessura das vigas, essencialmente, na região de apoio ao pilar devido ao grande esforço cortante na região.

Conforme a IPR-709 (2004) [4] existem 5 (cinco) tipos de inspeções realizadas em pontes rodoviárias, as quais se distinguem pela função e periodicidade que são feitas. O presente estudo refere-se a análise de determinadas Obras de Artes Especiais (OAE's) com morfologia de duas vigas nas quais foram realizadas a inspeção cadastral, com o objetivo de registrar o máximo de informações possíveis, desde os dados de projeto, como informações construtivas e os particularidades observados in-loco.

Segundo MARCHETTI (2011) [5], os principais requisitos de uma ponte são a funcionalidade, segurança, estética, economia e durabilidade. Sendo assim, a importância de se quantificar e estudar as manifestações patológicas está ligada diretamente na análise de segurança e durabilidade da OAE.

Dessa maneira, objetivo do presente estudo é tornar possível ter uma noção prévia das principais manifestações patológicas encontradas em OAEs de morfologia de duas vigas, a fim de que auxilie os inspetores dessas construções.

2. METODOLOGIA

O convênio do Escritório Modelo de Engenharia Civil (EMEA) e Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) visa criar uma metodologia de ranqueamento de pontes e viadutos através das inspeções realizadas em campo. Para o presente estudo, foram usadas as inspeções realizadas através desse convênio e analisadas apenas as manifestações existentes em pontes e viadutos de duas vigas, totalizando 36 OAEs.

A inspeção seguiu o padrão proposto por Falavigna et al. (2015) [6] em que uma equipe é designada para realizar as atividades de croqui (esboço dos perfis longitudinal, transversal, vista superior da pista e vista superior dos elementos), relatório fotográfico (fotos cadastrais e de manifestações patológicas), cadastro da OAE inspecionada e listagem das manifestações patológicas existentes. Ainda na inspeção em campo é observada a intensidade da manifestação, podendo classificá-la como insignificante, pequena, média, grande ou imensa, de acordo com a presença da manifestação



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



patológica no elemento da OAE analisada. A intensidade insignificante se refere a menos de 5% da área total do elemento. A intensidade pequena acontece quando de 5 a 25% da área do elemento está com manifestação patológica. Para se ter intensidade média, é necessário que de 25 a 50% do elemento esteja com a manifestação. Para intensidade grande é necessário de 50 a 75% e para intensidade imensa a manifestação deverá estar presente em mais de 75% da área do elemento. Considerando esta informação, analisaremos abaixo as manifestações patológicas que ocorrem com maior frequência na morfologia de duas vigas, sendo elas a corrosão da armadura com deslocamento de concreto e a mancha de umidade, relacionando-as com a intensidade e o elemento em que está presente. Após a realização dessa etapa, os dados são compilados e armazenados em um banco de dados.

De acordo com IPR-709 (2004) [4], além dos procedimentos gerais devem ser realizados os específicos que, no caso de superestruturas de vigas e lajes maciças, deve-se registrar a deficiência de cobrimento, armaduras expostas e corroídas e as anomalias no concreto, como fissuras, deslocamentos, infiltrações e eflorescências, além de identificar as possíveis causas como drenagem deficiente, ausência de pingadeiras e trincas na laje. Desse modo, é evidente a importância da análise das manifestações patológicas presentes no sistema estrutural de duas vigas, registrando a ocorrência e progressão das mesmas. Deste modo, o Escritório Modelo de Engenharia Civil desenvolveu a lista de manifestações patológicas presente abaixo e que foi usada como base para o presente artigo.

2.1 Manifestações patológicas encontradas nas Obras de Arte Especiais.

- FISSURAS
 - Fissura em linha na região dos apoios
 - Fissura em linha no meio do vão
 - Fissura em linha a 45° nos cantos
 - Fissura na face superior sobre as vigas
 - Fissura em linha vertical
 - Fissura em linha horizontal
 - Fissura mapeada
- MANCHAS
 - Manchas de fogo
 - Fragmentação por fogo
 - Manchas de umidade
 - Eflorescências, com surgimentos de manchas esbranquiçadas
- CONCRETO
 - Estalactites devido a lixiviação
 - Desgaste superficial
- CORROSÃO
 - Corrosão da armadura (apenas mancha de corrosão)
 - Corrosão da armadura com deslocamento do concreto
 - Corrosão da armadura com deslocamento e perda de seção
 - Corrosão da armadura com deslocamento e rompimento da barra
- DEFEITOS CONSTRUTIVOS
 - Armadura exposta por deficiência de cobrimento, sem corrosão
 - Concreto segregado
 - Nicho de concretagem
- DEFEITOS GEOMÉTRICOS
 - Desalinhamento
 - Deslocamento
- FLECHA
 - Deformação excessiva



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- ENCONTROS
 - Deslizamento
- APARELHOS DE APOIO
 - Danos gerando esforços imprevistos
- DRENAGEM
 - Inexistência de drenos
 - Entupimento de drenos
 - Quantidade ou tamanho insuficiente
 - Deficiência nas pingadeiras e buzinotes
 - Percolação de águas pluviais ou subterrâneas
- PAVIMENTO
 - Buraco
 - Desgaste
 - Afundamento, escorregamento e/ou ondulação
 - Recapeamento irregular
- OPERAÇÃO
 - Choque de veículos
 - Sinalização horizontal deficiente
 - Barreira não padronizada
 - Guarda corpo rompido ou inexistente
 - Iluminação deficiente
- OUTROS
 - Vegetação incrustada

3. RESULTADOS

Para o presente estudo foram coletadas informações de inspeções em OAE's realizadas pelo EMEA, sendo que de 186 OAEs, 36 são da morfologia de duas vigas.

Após o cadastramento de cada OAE e das manifestações patológicas em cada elemento, observou-se que as 5 (cinco) manifestações patológicas mais recorrentes são, respectivamente, corrosão da armadura com deslocamento de concreto, manchas de umidade, eflorescência com o surgimento de manchas esbranquiçadas, corrosão com o aparecimento apenas das manchas de corrosão e armadura exposta por deficiência de cobrimento, sem corrosão, como mostra (Figura 27).



Figura 27 - Cinco manifestações patológicas mais recorrentes em morfologia de duas vigas

Na inspeção em campo também são observadas as intensidades das manifestações patológicas, cujas classificações enquadram-se como insignificante, pequena, média, grande ou imensa, de acordo com a intensidade no elemento da OAE analisada. O grau insignificante se refere a menos de 5% da área total do elemento. A pequena acontece quando de 5 a 25% da área do elemento está com manifestação patológica. Para se ter intensidade média, é necessário que de 25 a 50% do elemento esteja com a manifestação. Para proporções grandes são necessários de 50 a 75% e, por fim, na imensa, a manifestação deverá estar presente em mais de 75% da área do elemento. Considerando esta informação, analisa-se abaixo as manifestações patológicas que ocorrem com maior frequência na morfologia de duas vigas, sendo elas a corrosão da armadura com deslocamento de concreto e a mancha de umidade, relacionando-as com a intensidade e o elemento em que está presente.

3.1 Corrosão da armadura com deslocamento de concreto

Esta manifestação patológica fora observada 89 vezes e em 7 elementos diferentes, sendo eles: viga de concreto armado, pilar em colunas de concreto armado, transversina de ligação e portante de concreto armado, viga de contraventamento de pilar, travessa de concreto armado, laje de concreto armado e encontro - cortina e parede frontal de concreto armado. A (Figura 28) mostra o gráfico da porcentagem desta manifestação em cada elemento.

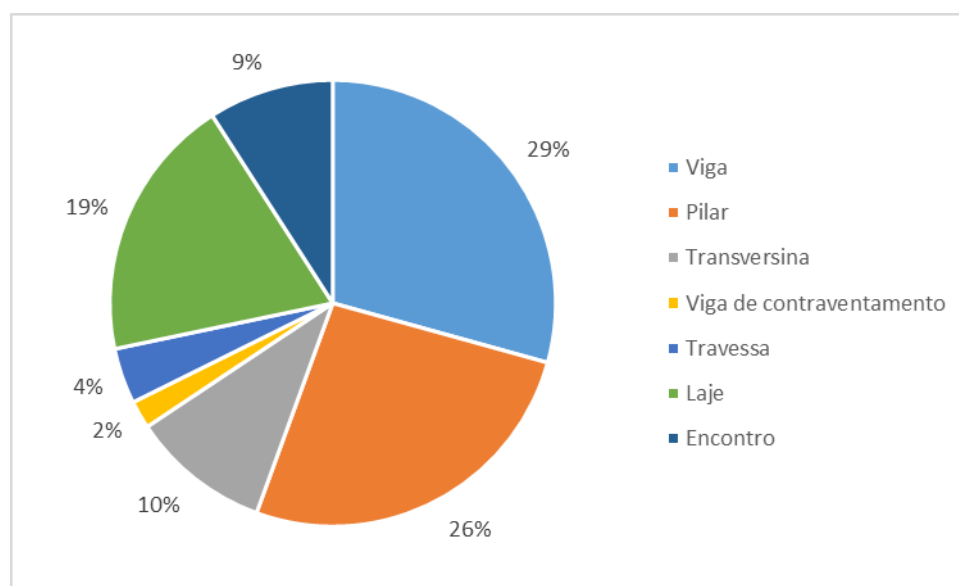


Figura 28 – Porcentagem dos elementos onde ocorre a manifestação corrosão da armadura com deslocamento do concreto

De acordo com o gráfico acima, a viga é o elemento onde há a maior ocorrência de corrosão da armadura e posterior deslocamento do concreto. Tais eventualidades são ligadas, em sua maioria, à falta de cobertura durante a construção ou à lixiviação da reserva alcalina do concreto e carbonatação, levando ao despassivação da armadura e conseqüente corrosão.

3.2 Mancha de umidade

Esta manifestação patológica obteve uma ocorrência de 85 vezes e em 7 elementos diferentes, sendo eles: viga de concreto armado, pilar em colunas de concreto armado, transversina de ligação e portante de concreto armado, muro de arrimo, travessa de concreto armado, laje de concreto armado e encontro - cortina e parede frontal de concreto armado. A (Figura 29) mostra o gráfico da porcentagem desta manifestação em cada elemento.

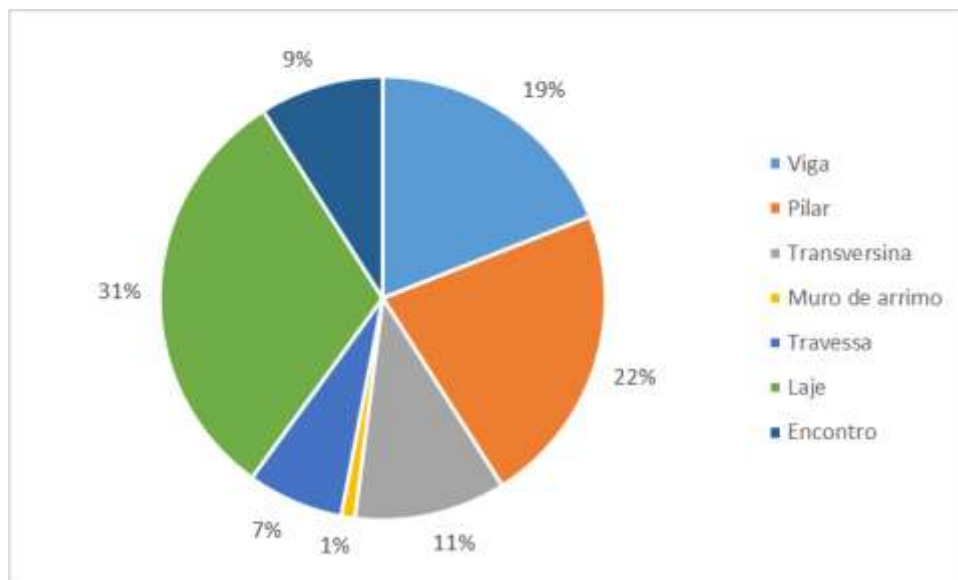


Figura 29 – Porcentagem dos elementos onde ocorre a manifestação mancha de umidade

Observa-se que as vigas são o terceiro elemento onde mais ocorrem manchas de umidade, possivelmente pelo contato direto com a laje, este último, onde fora observada a maior ocorrência. Quanto à presença de manchas nos pilares, o que se viu fora uma intensa presença de umidade nas proximidades com o solo, haja vista que a absorção capilar do concreto influencia diretamente neste resultado.

Foi notado em inspeção que, quando não existe pingadeiras ou buzinetes, a ocorrência desta manifestação é consideravelmente maior. Deste modo, a viga recebe o manchamento e a umidade oriundos da laje, podendo agravar outras manifestações nela existentes.

3.3 Fissuras

Dentre as manifestações patológicas observadas e que se relacionam com o tipo de morfologia de duas vigas estudada estão os diversos tipos de fissuras, das quais podemos citar: fissura mapeada, fissura próxima com o apoio na superestrutura, fissura na face superior sobre as vigas, fissura em linha no meio do vão, fissura em linha horizontal, fissura em linha na região dos apoios, fissura em linha a 45° nos cantos e fissura em linha vertical, como mostra a

O tipo de fissura que obteve maior incidência foi às fissurações horizontais, comumente associadas às lajes, n linha no meio do vão cuja ocorrência é devido à flexão.



Figura 4 - Tipo e quantidade de fissuras

A Figura 31 ilustra a intensidade das fissuras encontradas no estudo das OAE's. Além disso, outra fissura que demonstra grande importância nesse estudo devido ao tipo de estrutura é a em linha a 45° nos cantos, que indica a presença de esforços cortantes ocasionando fissuras de cisalhamento.

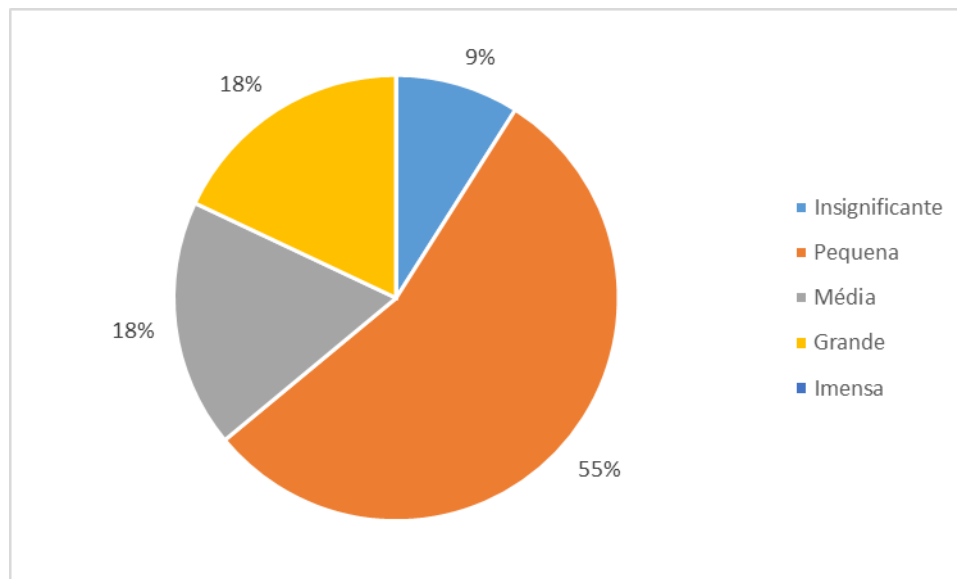


Figura 31 – Intensidade da fissura em linha no meio do vão

Desta forma, observa-se que para morfologia composta por duas vidas, seja de concreto armado ou protendido, a ocorrência da fissuração ocasionada pelos esforços de flexão são relevantes.

4. CONCLUSÃO

Por meio do estudo realizado é possível constatar as principais manifestações patológicas observadas nas 36 Obras de Artes Especiais, que possuem o sistema estrutural de duas vigas, localizadas nos estados de Santa Catarina e Paraná, sendo que as com maior incidência são as originadas de falhas construtivas que podem ser por uso de materiais inapropriados, escolha de métodos ou equipamentos inadequados ou pelo uso de mão de obra não especializada, levando a ocorrência de deslocamento com corrosão, manchas de umidade, eflorescência, entre outros. Além disso, o levantamento das fissuras é o esperado para OAEs de duas vigas, já que pela morfologia os esforços predominantes são momento fletor e força cortante que originam fissuras no meio do vão e a 45° nos apoios.

5. REFERÊNCIAS

- [1] DNER. “Manual de projeto de obras-de-arte especiais”, 1996.
- [2] Associação Brasileira De Normas Técnicas, “Projeto de estruturas de concreto – procedimento, NBR 6118”, 2014,
- [3] Araújo, D., “Projeto de ponte em concreto armado com duas vigas”, 1999, p. 21.
- [4] Dnit, IPR 709.
- [5] Marchetti, O. “Pontes de concreto armado”, 1ª Ed, São Paulo, *Blucher*, 2011.
- [6] Falavigna, C. *et al*, “A procedure for the inspections and assessment of bridges”, Eighth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Foz do Iguaçu, 2016.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA PONTE DO SAPUCAIA NO MUNICÍPIO DE BRAGANÇA/PA

F. R. F. SOUSA

Bolsista PET-Engenharia Civil
Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada – UFPA
Pará; Brasil
felipe.sousa@itec.ufpa.br

C. M. AZEVEDO

Graduanda de Eng. Civil
UFPA
Pará; Brasil
carolinemenezes1@live.com

C. P. CRUZ

Graduanda de Eng. Civil
UFPA
Pará; Brasil
camilavhcruz@hotmail.com

M. C. M. CORDEIRO

Bolsista PET-Engenharia Civil
UFPA
Pará; Brasil
michellemelocordeiro@gmail.com

I. P. GOMES

Graduanda de Eng. Civil
UFPA
Pará; Brasil
irailcegomes@yahoo.com.br

L. N. P. CORDEIRO

Professora Doutora do ITEC/FEC/GPMAC
UFPA
Pará; Brasil
lupcordeiro@gmail.com

RESUMO

A inevitável degradação de estruturas em concreto localizadas em zonas costeiras remete à necessidade imperativa de manutenções preventivas, tendo em vista que a névoa salina que se apresenta como um elemento veicular operante e ativo de ataque por transportar cloretos, fundamentalmente, em peças de concreto armado aparente. Este estudo foi realizado em estrutura de concreto armado situados na orla marítima ou eflúvio marítima da cidade de Bragança-PA, a qual está localizada no litoral atlântico nordeste do Estado do Pará. Tem como objetivo geral analisar as manifestações patológicas de uma ponte de concreto, localizada sobre um rio com influência das marés oceânicas, da Região litorânea de Bragança-PA. A mesma tem como particularidade ter sido projetada e utilizada inicialmente como ponte férrea, mas atualmente está integrada à malha rodoviária da cidade. Foi realizada “in loco” uma ampla inspeção visual com acervo fotográfico, além da realização de ensaios de carbonatação, e esclerometria para verificar a resistência do concreto. Os resultados permitiram classificar seu desempenho, segundo a metodologia sugerida pelo Manual de Inspeção Rodoviária (DNIT) [8] e ABNT NBR 7584/2012 [12], respectivamente, a qualidade do concreto. Sendo assim, é possível apresentar neste artigo o estudo/diagnóstico capaz de classificar a qualidade da estrutura da Ponte do Sapucaia. Palavras-chave: Concreto armado. Ponte. Carbonatação. Ensaios não destrutivos.

ABSTRACT

The inevitable degradation of concrete in structures located in coastal areas brings the imperative care for preventive maintenance in order that the salt smog that is presented as an active pathological agent that attacks by transporting chloride, being a menace for fundamentally reinforced concrete. This study was conducted in reinforced concrete structure situated on the waterfront or maritime effluvium of the city of Bragança-PA, that is located on the Atlantic coast north of Pará state. And has as main objective to analyze the pathological manifestations of a concrete bridge, located on a river with influence of ocean tides, the coastal region of Bragança-PA. The same has the particularity to have been designed and used primarily as support for railroad, but is currently integrated road network of the city. It was held "in loco" a comprehensive visual inspection with photographic collection, in addition to carrying out carbonation tests, and sclerometry to verify the strength of concrete. The results allowed to classify their performance, according to the methodology suggested by Brazilian National Department of Transports and NBR 7584/2012 respectively, the quality of concrete. Being so it is possible to present in this article the study / Diagnostic able to rank the quality of Sapucaia bridge structure.

Key words: Reinforced concrete, bridge, carbonation, non-destructive testing.

1. INTRODUÇÃO

É inegável a importância das pontes para o desenvolvimento econômico e social das comunidades e seu entorno, com relativa frequência é dado destaque às grandes pontes com complicados sistemas estruturais, sendo pouco consideradas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



as pontes de pequeno e médio porte. No estado do Pará, devido a sua geografia e alta concentração de hidrovias, há dezenas de pequenas pontes, as quais ligam inúmeras localidades, muitas vezes como único acesso rodoviário, oferecendo a estas a oportunidade de acesso a recursos necessários e de escoamento da produção conforme Miranda (2009)[1]. Entretanto muitas destas apresentam manifestações patológicas comprometedoras, cuja presença poderá oferecer riscos à sociedade e implica em prejuízos financeiros conforme é demonstrado por Verly et al (2015)[2].

Deste modo, esta pesquisa buscou avaliar e apresentar o estado de conservação de uma ponte de médio porte, localizada na zona urbana da cidade de Bragança, situada na região nordeste do Pará. Foi objeto de estudo a Ponte do Sapucaia, que transpõe o Rio Caeté, por apresentar uma série de especificidades relevantes ao estudo das manifestações patológicas como: influência flúvio marítima, pois sazonalmente o rio Caeté recebe a água marinha advinda do oceano Atlântico[3]; elevado tempo de construção, uma vez que data da década de 1950[4]; alteração na funcionalidade de projeto, já que foi originalmente projetada como suporte à ferrovia da Estrada de Ferro de Bragança e hoje encontra-se incorporada à malha rodoviária[5]; além das características próprias da região amazônica como grande variação diária de temperatura e elevada umidade[6].

O meio ambiente é um dos principais agentes causadores de danos nas construções, de tal forma que um ambiente agressivo pode acelerar, ou mesmo, desencadear um processo patológico conforme NBR 6118[7], introduzindo, pela porosidade e pela rede de capilares, gases e líquidos que contêm agentes químicos agressivos.

Uma vez conhecidas e estimadas as características de deterioração dos materiais e dos sistemas estruturais, é possível conceituar durabilidade como sendo a capacidade da estrutura resistir a estas características, sem deteriorar-se, apresentando um desempenho satisfatório, o qual determinará sua vida útil.

Com o intuito de avaliar a durabilidade da ponte em estudo, foi realizada “in loco” uma ampla inspeção visual com acervo fotográfico, além da realização dos ensaios não destrutivos de carbonatação e esclerometria para verificar a resistência do concreto. Os resultados destes, em conjunto com a inspeção visual, ao serem comparados com as dos parâmetros presentes em normas regulamentadoras permitiram obter uma síntese do nível patológico apresentado pela estrutura estudada.

2. METODOLOGIA

Utilizou-se como base para a inspeção visual a metodologia das inspeções rotineiras, descritas no Manual Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento[8], a qual consiste em coleta de informações sobre os danos e insuficiências estruturais instalados nos diferentes elementos componentes da obra. Sendo assim registradas e quantificadas as necessidades da estrutura em termos de manutenção e recuperação, bem como, avaliar as condições de segurança das mesmas. Os danos devem ser amplamente fotografados e eventualmente representados em croquis, visando manter um padrão na apresentação dos dados, assim como foi feito por Sartori (2008) [9] e Carvalho et al (2007)[10]

Aos elementos estruturais são atribuídas notas técnicas que variam de acordo com os danos existentes e as insuficiências estruturais eventualmente geradas pelos mesmos. A estrutura como um todo também recebe uma nota técnica, que refletirá sua condição de estabilidade. A nota técnica da estrutura corresponde à nota técnica do elemento que receber a nota mais baixa. A Tabela 1 apresenta o quadro que relaciona as notas técnicas com as condições apresentadas pelo elemento estrutural



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



NOTA	DANOS NO ELEMENTO/INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos e nem insuficiência estrutural	Nada a fazer, só manutenção preventiva	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas sem sinais que estejam causando insuficiência estrutural	Nada a fazer, apenas serviços de manutenção preventiva e corretiva	Boa	Obra sem problemas sérios
3	Há danos, gerando alguma insuficiência estrutural, mas sem sinais de comprometimento da estabilidade da obra	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se porém, colocar o problema em observação sistemática	Boa ou aparentemente boa	Obra potencialmente problemática. Recomenda-se monitorar os elementos danificados através de inspeções rotineiras; para detectar em tempo hábil, eventual agravamento da insuficiência da estrutura
2	Há danos, gerando significativa insuficiência estrutural, porém não há ainda, aparentemente, risco tangível de colapso da estrutura	A recuperação (e/ou reforço) estrutural deve ser feita em curto prazo	Sofrível	Obra problemática, postergar em demasia sua recuperação pode significar sério comprometimento da vida útil-ou mesmo eventual colapso- no futuro
1	Há danos, gerando grave insuficiência estrutural, o elemento em questão encontra-se em estado crítico. Havendo risco tangível de colapso estrutural	A recuperação (e/ou reforço) estrutural, ou mesmo a substituição da obra deve ser feita sem tardar	Precária	Obra crítica, podendo configurar situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como : restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, instrumentação contínua de deslocamentos e deformações

Tabela 1- quadro de notas técnicas (adaptado de DNIT, [8])

Os ensaios não destrutivos foram realizados in loco, o teste de carbonatação visa detectar a reação do hidróxido de cálcio presente no concreto com o gás carbonico do ambiente causando perda da reserva alcalina, possibilitando desta

forma a corrosão das armaduras. O teste baseia-se na observação do intervalo da mudança de cor da solução de fenolftaleína, situada numa faixa de pH entre 8,3 e 10, isto é, quando a cor encontrada é vermelho-carmim o concreto apresenta-se não carbonatado, entretanto, caso fique incolor, de fato, o concreto está carbonatado; utilizamos um procedimento semelhante ao descrito por Mota (2009) [11].

Esclerometria é o ensaio não destrutivo para avaliação da dureza superficial do concreto. Neste ensaio utiliza-se um aparelho denominado esclerômetro de reflexão (ou Martelo de Schmidt) conforme o mostra na figura 1. Com este aparelho obtém-se um valor da dureza do concreto, chamado Índice Esclerométrico. O uso do esclerômetro de reflexão tem seu uso normatizado no Brasil pela NBR 7584 (2012)[12]. A utilização do Esclerômetro é simples: posiciona-se o esclerômetro perpendicularmente à superfície a ser ensaiada, encostando-o e o pressionando-o em uma área determinada conforme a NBR 7584[12] mostrado na figura 2. Através de um mecanismo interno de mola, uma massa metálica de características conhecidas é arremessada contra a haste metálica, e esta se impacta no concreto. Ocorre um repique dessa massa tanto maior quanto mais duro (ou mais resistente) for o concreto. Faz-se a leitura desse repique, que através de uma curva de correlação conveniente, encontra-se a resistência estimada do concreto naquela região.



Figura 1: Esclerômetro similar ao utilizado no ensaio



Figura 2 : Área de aplicação de golpes do martelo

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados de inspeção visual

As manifestações patológicas apresentaram-se abundantes em toda extensão da estrutura estudada, conforme dados sintetizados na Tabela 01.

Notou-se que, visualmente, os elementos estruturais mostravam-se deteriorados em sua maioria, indicando falta de manutenções preventivas e, ou, intervenções corretivas inoperantes. Deve-se salientar que é dever da engenharia

despertar a atenção da sociedade civil para a necessidade cívica de planejar a manutenção e a reabilitação de todo patrimônio edificado, individualmente e coletivamente Ripper (2005) [13].

Nas figuras de 1 a 6 são mostradas os principais danos passíveis de identificação visual.



Figura 3: Exposição e corrosão de armadura longitudinal



Figura 4 : Vista do tabuleiro



Figura 5: Ausência de armadura devido à corrosão e desgaste superficial devido à cavitação no pilar a esquerda.



Figura 6: Exposição e corrosão da armadura inferior do tabuleiro rodoviário.



Figura 7: Vista inferior do tabuleiro mostra sinais de oxidação de armaduras e de infiltração.



Figura 8: Detalhamento da desagregação de concreto

Utilizando metodologia semelhante a de Mota (2009)[11] em consonância às notas mostradas na Tabela 1, pode-se sintetizar as patologias encontradas na Tabela 2.

Aspectos identificados	Danos	Causas prováveis
Exposição, corrosão e ruína de armadura	Ruína Parcial	Cobrimento insuficiente e perda elevada de seção da armadura
Manchas avermelhadas	processo de corrosão	Cobrimento insuficiente, elevada porosidade do concreto, concreto com deficiência alcalina
Desagregação do concreto	Ruína Parcial	Cavitação devida à água

Tabela 02 – Catalogação dos danos

3.2 Ensaios não destrutivos

3.2.1 Teste de carbonatação

A elevada alcalinidade, obtida principalmente pela presença de hidróxido de cálcio, $(Ca(OH)_2)$, liberado das reações de hidratação pode ser reduzida com o tempo. Segundo Helene (1986) [14], essa redução ocorre, essencialmente, pela ação do gás carbônico (CO_2) presente na atmosfera e outros gases ácidos, tais como SO_2 e H_2S . Esse processo, denominado carbonatação do concreto, ocorre lentamente.

A espessura de carbonatação na sua forma de avanço em direção ao aço, considerando os concretos armados e protendidos, pode ser considerado como uma frente de carbonatação. Esta frente pode ser visualizada mediante a um indicador químico apropriado como é a fenolftaleína que se torna incolor na zona carbonatável e toma uma cor vermelho-carmim na região que permanece alcalina (não carbonatada) (ANDRADE, 1992) [15]. Uma vez que a frente de carbonatação atinja a armadura, a passividade do aço é perdida e o mesmo poderá iniciar a corrosão.

Verificou-se que o nível de carbonatação foi baixo, haja vista as análises investigatórias realizadas “in loco” com aplicação da fenolftaleína, onde as peças de concreto ficaram na cor vermelho-carmim. Em condições similares, esse resultado também foi atestado por Castro et al. (2000a) [16], uma vez que esses autores verificaram em pesquisa realizada no México uma limitada carbonatação em estrutura de concreto em Região do litoral, atribuindo a corrosão da armadura ao ataque de cloreto, sendo, no entanto, a carbonatação existente tanto maior, quanto maior fossem o tempo de operação (serviço), a altitude e a distância do mar (até 200 m aproximadamente). Nesta linha, Castro et al. (2000c) [17] através de ensaios realizados, concluíram como fatores prováveis na limitação da carbonatação, a proximidade do mar e uma elevada resistência à compressão da estrutura de concreto.



Figura 9: Peças de concreto durante a aplicação da solução de fenolftaleína



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.2.2 Ensaio de Esclerometria

As vantagens desse método são que ele não provoca danos estruturais, é rápido de ser executado (caso as superfícies já tenham sido preparadas) e sua operação é simples. Como principal desvantagem do ensaio é que ele avalia somente a superfície do concreto, a qual deve ser representativa de concreto em exame.

Através da seleção dos dados válidos, foi possível determinar o Índice Esclerométrico e conseqüentemente a resistência superficial do concreto constituinte dos pilares da ponte; ainda que estes valores sejam superficiais e não representem fielmente a resistência de um material homogêneo como o concreto, este ensaio pode ser utilizado como um dos parâmetros de aferição da integridade estrutural. Os resultados para o índice esclerométrico e resistência superficial são mostrados na tabela 02

Tabela 03 – Valores de Índice Esclerométrico

Ponte sobre o rio Sapucaia Índice Esclerométrico		Resistencia em MPa	
Pilar 1	Pilar 2	Pilar 1	Pilar 2
35	33	27	24

4. CONCLUSÃO

A inspeção visual, respeitando-se o quadro mostrado na Tabela 1, leva a concluir que o estado de preservação da ponte a colocaria entre as notas 2 ou 1, sendo assim classificada quanto à estabilidade como sofrível ou precária uma vez que a estrutura estudada apresentava níveis de deterioração elevados, indicando que a vida útil encontra-se seriamente comprometida. Com isso, necessita de reabilitações imediatas para se obter um controle confiável do estado de conservação e segurança desta obra.

Ao analisar o teste de carbonatação, verificou-se um índice de alcalinidade satisfatória, o que está de acordo com os resultados de Castro et al. (2000a) [16]. A corrosão em decorrência do ataque dos íons cloreto mostra-se como a causa principal da deterioração avançada das peças, tendo em vista que a ponte encontra-se em um ambiente de influência marinha, e por esta razão recebe diariamente a névoa carregada de íons cloreto, além de sazonalmente a própria maré ser parcialmente composta de água salgada, o que intensificaria o ataque de cloretos.

A dureza superficial aferida através do ensaio esclerométrico apresentou um resultado satisfatório, entretanto este fator por si só não é representativo de ausência de patologias.

As manifestações patológicas encontradas têm seus efeitos oriundos de diversas causas. Apresentam danos ainda reversíveis e com relativa facilidade para serem sanados e com baixo custo nas suas intervenções, tais como: no tratamento de fissuras e trincas que podem ser preenchidas com massa acrílica, problemas de carbonatação, perda de revestimento e eflorescência que podem ser atenuados com uma camada de revestimento mais densa, com baixa relação água/cimento e/ou com adição de pozolanas, buscando a redução da porosidade e conseqüentemente o dificultando a penetração de agentes agressivos; a utilização frequente de pinturas anticorrosivas e instalação de sistemas de drenagem da água da chuva, para evitar que a mesma acumule-se e aja com e infiltre-se no concreto.

Outras manifestações patológicas necessitariam de técnicas mais complexas e de custo mais elevado para serem resolvidas, como é o caso da perda de seção das armaduras.

O fato de Ponte do Sapucaia ser originalmente usada na malha ferroviária e posteriormente integrada à rodovia sem ter passado por reforço ou adequação estrutural, por si só torna-se fonte potencial de patologias. Somado ao ambiente agressivo e falta de manutenções preventivas levou a um estado preocupante no que tange à estabilidade e funcionalidade.

5. REFERÊNCIAS

[1] MIRANDA, Rogério Rego; UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ. “**Interfaces do rural e do urbano em áreas de colonização antiga na Amazônia: estudo de colônias agrícolas em Igarapé-Açu e Castanhal (Pa)**”. 2009. 212 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Filosofia e Ciências Humanas, Programa de Pós-Graduação em Geografia, Belém, 2009.

[2] VERLY et al. “**Comparação entre as metodologias de inspeção de pontes: GDE/UNB e DNIT**”. Congresso Latino Americano de Patologia. Lisboa, 2015.

[3] SILVA, Sérgio Brazão e; UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ. **Interações geoquímicas na superfície de gleissolos no Estuário Amazônico**. 2012. xix, 99 f. : Tese (doutorado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Geociências, Programa de Pós-Graduação em Geologia e Geoquímica, Belém, 2012.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] BRASIL Departamento Nacional de Estradas de Ferro. **Estrada de Ferro de Bragança: demonstração tempo-percurso dos trens P.B. 1/2 durante os anos de 1948 a 1956**. Belém: DNEF, 1956. 1 v.
- [5] BRASIL Departamento Nacional de Estradas de Ferro. **Estrada de Ferro de Bragança: documentos diversos**. Belém: DNEF, [19--]. 1 v.
- [6] CRUZ, ERNESTO; SUPERINTENDÊNCIA DO PLANO DE VALORIZAÇÃO ECONÔMICA DA AMAZÔNIA. **A Estrada de ferro de Bragança: visão social, econômica e política**. [Belém]: SPVEA, [1955]. 158 p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: (2014) **Projeto de estruturas de concreto- Procedimento**. Rio de Janeiro.
- [8] DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 010/2004 – PRO, NORMA. **“Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento”**. Rio de Janeiro, 2004a.
- [9] SARTORTI, Artur Lenz. **“Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas – SP”**. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura. Campinas, 2008.
- [10] CARVALHO et al. **“Estudo não destrutivo das técnicas de ultrassom e Esclerometria na avaliação do desempenho mecânico de estruturas de concreto armado”**. Congresso Latino Americano de Patologia. Comlombia, 2007.
- [11] MOTA et al. **“Análise das patologias em estruturas de concreto na zona litorânea da cidade de Recife-Pe”**. Congresso Latino Americano de Patologia. Valparaíso, 2009.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7584: (2012) **Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão**. Rio de Janeiro.
- [13] RIPPER, T. – **“Sistemas Especiais para Reforço de Estruturas de Betão - O futuro em perspectiva segura”**. Portugal, 2005.
- [14] HELENE, Paulo R. L. **“Corrosão em Armaduras para Concreto Armado”**. São Paulo: PINI, 1986, 46 P.
- [15] ANDRADE, M. C. P. **“Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras”**. 1.ed. PINI. São Paulo, 1992.
- [16] CASTRO et al. **“Influence of marine micro-climates one carbonation of reinforced concrete buildings”**. Cement and Concrete Research. Pergamo.
- [17] CASTRO et al. **“Carbonation of concretes in the Mexican Gulf”**. Building and environment. Pergamo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESCOLAS DE ENSINO FUNDAMENTAL E MÉDIO DO MUNICÍPIO DE MONTEIRO – PB

N. M. SOUSA

Estudante
UFAL
Alagoas; Brasil
nilberte.muniz@hotmail.com

W. B. SOUZA FILHO

Estudante
IFPB
Paraíba; Brasil
wagner.souzafilho@gmail.com

G. F. SILVA

Estudante
IFPB
Paraíba; Brasil
gabriel_fernando94@hotmail.com

W. L. B. RIBEIRO

Prof. Engenheiro Civil
IFPB
Paraíba; Brasil
walter.ribeiro@ifpb.edu.br

RESUMO

A educação de qualidade é direito de todo cidadão e é percebida hoje como condição fundamental para o avanço de qualquer país. É o caminho necessário para evoluir, ser competitivo, superar a brutal desigualdade, oferecer perspectivas melhores de autonomia, empreendedorismo e empregabilidade. Mas a educação de qualidade esta diretamente ligada a qualidade da infraestrutura da instituição de ensino. Onde o ambiente de ensino deve garantir para o aluno um conforto necessário para um bom aprendizado. Desso modo o presente trabalho dedica-se a avaliar a quantidade de manifestações patológicas nas estruturas das edificações utilizadas como escolas de ensino fundamental e médio do município de Monteiro – PB e identificar as prováveis causas de cada uma das manifestações. Para tanto foi realizada uma inspeção visual, registros fotográficos e medições in loco com o auxílio de trenas. Foi possível observar um grande número de manifestações patológicas nas estruturas o que gera um risco para os estudantes que diariamente transitam pela instituição.

Palavras-chave: Patologia, infraestrutura, escolas.

ABSTRACT

Quality education is the right of every citizen and is perceived today as fundamental condition for the progress of any country. Is the path necessary to evolve, be competitive, overcome the brutal inequality, offer better prospects for autonomy, entrepreneurship and employability. But quality education is directly linked to the quality of the infrastructure of the educational institution. Where the learning environment must ensure to the student a comfort necessary for a good learning. The present work mode desso is dedicated to evaluate the amount of pathological manifestations in the structures of buildings used as primary and secondary schools of the municipality of Monteiro-PB and identify the probable causes of each of the demonstrations. To do so was made a visual inspection, taking photographs and measurements with the aid of in loco trenas. It was possible to observe a large number of pathological manifestations in the structures which creates a risk for the study.

1. INTRODUÇÃO

A educação tem fator fundamenta no desenvolvimento de um país, pois é através do conhecimento adquirido que uma população desenvolve uma qualidade de vida melhor.

A educação de qualidade é percebida hoje como condição fundamental para o avanço de qualquer país. É o caminho necessário para evoluir, ser competitivo, superar a brutal desigualdade, oferecer perspectivas melhores de autonomia, empreendedorismo e empregabilidade [1].

A infraestrutura da instituição de ensino esta diretamente ligada à qualidade da educação. Promover a educação requer a garantia de um ambiente com condições para que a aprendizagem possa ocorrer. É importante proporcionar um ambiente físico, que estimule e viabilize o aprendizado, além de favorecer as interações humanas [2].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Entretanto esses ambientes, na sua maioria, não proporcionam essas condições, apresentando diversas manifestações patológicas causadas principalmente pela falta de manutenção necessária para manter a qualidade e o prolongamento da vida útil da edificação.

O conceito de vida útil compreende não apenas aumentar a durabilidade da construção em termos físicos, mas também a sua durabilidade funcional, que requer flexibilidade e capacidade de acompanhar a evolução das necessidades dos usuários [3].

Manutenção é um conjunto de atividades a serem realizadas e respectivos recursos para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de seus sistemas constituintes de atender às necessidades e segurança do seus usuários [4].

Desse modo, quando não se tem a manutenção adequada em uma edificação surgem as manifestações patológicas que podem ter diferentes origens, mas todas apresentam algum dano, que pode ser apenas estético quanto estrutural.

Um dos principais causadores de patologia é a presença de umidade. A umidade é uma das grandes responsáveis pelo surgimento de muitas patologias no campo da construção civil. Por tal motivo, prever e analisar as condições favoráveis ao seu aparecimento é muito importante para garantir a qualidade e segurança da edificação durante sua vida útil [5].

Uma dessas patologias que surgem pela presença da umidade é a carbonização. Segundo Taguchi [6], a eflorescência é a formação de depósitos salinos na superfície dos revestimentos, alvenarias, concreto, argamassas, etc., como resultado da sua exposição à água de infiltrações ou intempéries.

Quimicamente a eflorescência é constituída principalmente de sais de metais alcalinos (sódio e potássio) e alcalino-ferrosos (cálcio e magnésio, solúveis ou parcialmente solúveis em água). Pela ação da água de chuva ou do solo estes sais são dissolvidos e migram para a superfície e a evaporação da água resulta na formação de depósitos salinos [7].

Os rebocos e as paredes sujeitos a um período de permanência da água mais elevado, sofrem também maior degradação. Um dos mecanismos mais significativos dessa degradação é a cristalização de sais, sob a forma de criptoflorescências, entre a superfície externa do reboco e a camada de pintura, contribuindo para a perda de aderência da tinta. Já no interior da camada de reboco, provoca a perda de coesão do mesmo tornando-o pulverulento. Esse processo segue-se não só com a perda de coesão e degradação do reboco, gera também a degradação da própria alvenaria (perda de coesão da argamassa de juntas e dos tijolos cerâmicos, quando é esse o caso) [8].

As patologias relacionadas à superfície de revestimentos de uma edificação estão diretamente ligadas aos fatores climáticos, os quais através da influencia dos ventos, chuvas, sol e de outros elementos em suspensão no ar, acabam interferindo na durabilidade e estética desses revestimentos, passando desde comprometimento estético sem maiores riscos, por fissuras, infiltrações e manchamentos mais acentuados, chegando até aos casos mais críticos de descolamentos e deslocamentos dos revestimentos. Tais problemas podem ocorrer principalmente pelo excesso de umidade e temperatura, altamente responsáveis por danos nos materiais, com reflexos também na saúde dos usuários [9].

Em relação às estruturas de concreto armado, as armaduras de aço estão protegidas da corrosão graças à passividade que desenvolvem quando entram em contato com a solução alcalina contida nos poros da pasta de compostos do cimento.

A corrosão do aço provoca seu aumento de volume, gerando tensões de tração no concreto. Aparecem fissuras e dá-se o destacamento da camada de concreto que recobre as armaduras. A espessura da camada de recobrimento é o fator mais importante no processo de corrosão, quanto maior for a sua espessura, mais difícil será a penetração dos agentes agressivos [10].

Entre as patologias já citadas, podem-se destacar também problemas relacionados com as pinturas, as quais apresentam uma enorme quantidade de manifestações decorrentes principalmente pelo uso de tintas de baixa qualidade e erros na aplicação, podendo citar como exemplo a descamação, ruptura na pintura causada pelo desgaste natural do tempo, levando ao total comprometimento da superfície. No estado inicial o problema se apresenta como uma fina fissura e em seguida, num estágio mais avançado, começa a ocorrer às descamações da tinta; Bolhas problema que geralmente é

resultante de perda localizada de adesão e levantamento do filme da superfície; Desbotamento quando ocorre o clareamento da cor original da tinta, muito comum em ambientes expostos à luz solar [11].

Desso modo o presente trabalho dedica-se a avaliar a quantidade de manifestações patológicas nas estruturas das edificações utilizadas como escolas de ensino fundamental e médio do município de Monteiro – PB e identificar as prováveis causas de cada uma das manifestações.

2. MATERIAIS E METODOS

Foram realizadas visitas nas edificações de duas escolas municipais de ensino fundamental e em duas escolas estaduais de ensino fundamental e médio na cidade de Monteiro – PB. Com o uso de trenas, registros fotográficos e inspeção visual foi possível identificar as manifestações patológicas das edificações e seus prováveis agentes causadores.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nas estruturas das instituições de ensino foram identificados diferentes tipos de manifestações patológicas. O quadro a seguir representa as escolas estudadas durante a pesquisa. (ver quadro 1)

QUADRO		
Escola 1	Estadual	José Leite de Sousa
Escola 2	Estadual	Santa Filomena
Escola 3	Estadual	Dr. Miguel Santa Cruz
Escola 4	Municipal	Maria do Socorro Aragão Liberal

Quadro 1: Relação das escolas estudadas durante a pesquisa.

Através da análise dos dados contatou-se o surgimento de algumas manifestações patológicas nas escolas estudadas, as quais estão em destaque à eflorescência; degradação do reboco e alvenaria; Trincas, manchas de umidade e destacamento do revestimento; oxidação das armaduras e descamação, bolhas e destacamento das tintas.

3.1 Manchas de Umidade

Foram encontradas manchas de umidade em duas escolas. Onde na escola 1 as mesmas estavam localizadas na estrutura da caixa d'água decorrente de vazamentos, o que acarreta o aumento das patologias decorrente da presença de água, notou-se também que a caixa d'água não conseguia manter sua capacidade máxima devido o excesso de vazamentos. Já na escola 2 foi encontrado uma mancha de umidade apenas em um local decorrente de vazamento na tubulação de água fria ligado ao friso do bebedouro (figura 1 e 2).



Figura 1: Manchas de umidade no reservatório superior da escola 1.



Figura 2: Manchas de umidade na escola 2.

3.2 Eflorescência

Foi encontrado apenas um caso de eflorescência, sendo ele na escola 2, tendo como agente causador a umidade decorrente de um possível vazamento na tubulação de água fria, causando a degradação dos revestimentos e o surgimento de depósitos salinos na superfície dos mesmos (Figura 3).



Figuras 3: Eflorescência na alvenaria da escola 2.

3.3 Degradação do reboco

A degradação do reboco incidiam nas quatro escolas analisadas, tendo como sua possível causa a cristalização de sais, sob a forma de criptoflorescências, entre a superfície externa do reboco e a camada de pintura, aliados com as ações do intemperismo. (ver imagem 4).



Figura 4: Degradação do reboco na escola 1.



Figura 5: Degradação do reboco na escola 2.

3.4 Fissuras e trincas

As trincas e fissuras estavam presentes em todas as escolas vistoriadas e em diferentes pontos, como nos vãos dos cobogó, portas e janelas decorrentes da falta de vergas e contravergas. Os Pisos também apresentavam varias fissuras e trincas decorrentes de movimentações ou da má compactação do solo, estando responsável também por grande parte das fissuras e trincas encontradas nas alvenarias das quatro escolas (Figuras 6 a 9).



Figura 6: Trincas nas paredes na escola 1.



Figura 7: Trincas nas paredes na escola 3.



Figura 8: Trincas no piso na escola 1.



Figura 9: Trincas no piso na escola 3.

3.5 Corrosão das armaduras

As fissuras e trincas são responsáveis pelo destacamento do concreto decorrente da corrosão das ferragens. Onde a umidade penetra nas estruturas pelas fissuras e trincas chegando até a armação ocorrendo a expansão da mesma fazendo com que o concreto se destaque facilitando ainda mais a corrosão das mesmas, esse tipo de manifestação patológica foi encontrado na escola 1. O surgimento dessa manifestação também pode ser decorrente de um mau dimensionamento do recobrimento mínimo, onde em muitos casos não é respeitado o valor mínimo de recobrimento que proporciona o ataque a essas armaduras ocasionadas pela ação do intemperismo (Figura 10 e 11).



Figura 10: Corrosão da armadura na escola 1.



Figura 11: Corrosão da armadura na escola 1.

3.6 Descamação das pinturas

A descamação das pinturas é uma manifestação patológica que compromete a estética da edificação. Foram observadas nas escolas 1, 2 e 3, tendo como possíveis causas a umidade que faz com que surjam fissuras na pintura e gradativamente se destacando da alvenaria (Figura 12 e 13).



Figura 12: Descamação da pintura na escola 3.



Figura 13: Descamação da pintura na escola 2.

Depois de analisar as ocorrências patológicas em cada uma das escolas relatadas no presente trabalho, foi elaborado um quadro resumo o qual tem como propósito mostrar as manifestações patológicas identificadas.

Quadro resumo		
Escolas Analisadas		Manifestações patológicas identificadas
Escola 1	E.E.F.M José Leite de Sousa	manchas de umidade, degradação do reboco, fissuras e trincas, oxidação das armaduras e descamações das pinturas
Escola 2	E.E. Santa Filomena	manchas de umidade, eflorescência, degradação do reboco, trincas e fissuras, descamação das pinturas
Escola 3	E.E. Dr. Miguel Santa Cruz	descamação da pintura e degradação do reboco.
Escola 4	E.M. Maria do Socorro Aragão Liberal	degradação do reboco, trincas e fissuras.

Quadro 2: Quadro resumo, frequência de manifestação patológica.

4. CONCLUSÃO

Com a realização desse trabalho foi possível analisar algumas das ocorrências patológicas mais frequentes em quatro escolas do município de Monteiro-PB, notou-se que tais ocorrências patológicas eram ocasionadas pela falta de manutenção preventiva e corretiva tendo em conta que muitas dessas ocorrências poderiam ser evitadas através dessas ações. Os resultados mostram que dentre as escolas analisadas a que teve maior frequência de manifestações patológicas foi a escola Estadual José Leite de Sousa, a qual teve sua última reforma segundo informações fornecidas pela diretoria da mesma no ano de 1997. Portanto, é fundamental e indispensável que ocorram ações preventivas e corretivas para evitar futuros danos mais graves às estruturas das escolas, uma vez que para uma educação de qualidade é indispensável um ambiente físico agradável e que não venha a por em risco a integridade dos seus usuários.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] MORAN, José Manuel. A educação que desejamos: Novos desafios e como chegar lá. Campinas, SP: Papirus, 2007.
- [2] SOARES NETO, J. J. ; JESUS, G. R. ; KARINO, C. A. ; D. F. ANDRADE. Uma Escala para Medir a Infraestrutura Escolar. Estudos em Avaliação Educacional (Impresso), v. 24, p. 78-99, 2013.
- [3] JOHN, V. M. ; SILVA, V. G. ; AGOPYAN, V. . Agenda 21: uma proposta de discussão para o construbusiness brasileiro. In: II Encontro Nacional e I Encontro Latino Americano sobre Edificações e Comunidades Sustentáveis, 2001, Canela. Edificações e Comunidades Sustentáveis. Porto Alegre: ANTAC/UFRGS, 2001. v. 1. p. 91-98.
- [4] GOMIDE, A. J. Prova Pericial no Direito Imobiliário, São Paulo. PINI, 2012.
- [5] SANTOS S. S. Patologia das construções. Revista Especialize On-line IPOG - Goiânia - 7ª Edição. 2014
- [6] TAGUCHI, M. K. Avaliação e qualificação das patologias das alvenarias de vedação nas edificações. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. 2008.
- [7] GRANATO, J. E. Patologia das fachadas revestidas de cerâmica e granito. Patologia das construções . 2005. Notas de aula.
- [8] VEIGA, M. R.; TAVARES, M.. Características das Paredes Antigas. Requisitos dos Revestimentos por Pintura. In: Actas do Encontro A indústria das tintas no início do século XXI. Lisboa, APTETI, 2002.
- [9] FREITAS, J. G; CARASEK, H.; CASCUDO, O. Utilização de termografia infravermelha para avaliação de fissuras em fachadas com revestimento de argamassa e pintura. Ambiente. construido. Porto Alegre , v. 14, n. 1. 2014. p. 57-73,
- [10] BERENQUER, R. A. GUIMARÃES, N. A. S. G. MONTEIRO, E.C.B. CABRAL, L. C. COSTA, G. C. Verificação dos Possíveis Fatores Contribuintes Para a Ocorrência de Corrosão de Armadura em Região não Agressiva. Iº Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado. Salvador, Brasil, 2014.
- [10] POLITO, G. Principais sistemas de pinturas e suas patologias. Belo Horizonte, 2006.



MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OCASIONADAS PELA UMIDADE EM EDIFICAÇÃO DO CAMPUS DE GOIABEIRAS DA UFES

P. I. S. RIBEIRO

Arquiteta e Urbanista, Mestranda
Universidade Federal do Espírito Santo
Espírito Santo; Brasil
priscillaisribeiro@gmail.com

A. SANT'ANNA

Física, Mestranda
Universidade Federal do Espírito Santo
Espírito Santo; Brasil
alice_santanna@hotmail.com

G. C. GUIGNONE

Arquiteto e Urbanista, Mestrando
Universidade Federal do Espírito Santo
Espírito Santo; Brasil
gagarquiteto@gmail.com

G. B. JÚNIOR

Engenheiro Civil, Mestrando
Universidade Federal do Espírito Santo
Espírito Santo; Brasil
gercyr@gmail.com

G. L. VIEIRA

Engenheira Civil, Professora e Doutora
Universidade Federal do Espírito Santo
Espírito Santo; Brasil
geilma.vieira@gmail.com

RESUMO

As manifestações patológicas provenientes da umidade provocam deterioração dos materiais de construção e tornam os ambientes insalubres. Medidas referentes à estanqueidade adotadas nas etapas de projeto e execução da obra são fundamentais para evitar tais problemas e, por conseguinte, dispendiosos reparos. O presente trabalho tem como objetivo investigar, diagnosticar e propor soluções em edificação localizada no Centro de Artes da Universidade Federal do Espírito Santo – UFES. Inaugurado em 2005 o prédio apresenta estágio de deterioração avançado devido a manifestações patológicas decorrentes da ação da água. Após vistoria, constatou-se que cerca de 21 dos 37 ambientes internos da edificação estão comprometidos, configurando a urgência de intervenções reparadoras a fim de permitir habitabilidade e funcionalidade ao edifício em sua totalidade.

Palavra-chave: durabilidade, manifestações patológicas, umidade.

ABSTRACT

The pathological manifestations from moisture cause deterioration of building materials and make them unhealthy environments. Measures concerning the tightness adopted in the design stages and work execution are fundamental to avoid such problems and therefore costly repairs. This study aims to investigate, diagnose and propose solutions for building located at the Arts Center of the Federal University of Espírito Santo - UFES. Opened in 2005, the building features advanced stage of deterioration due to pathological manifestations resulting from the action of water. After inspection, it was found that about 21 of the 37 internal environments of the building are compromised by setting the emergency remedial interventions to enable livability and functionality of the building in its entirety.

Keywords: durability, pathological manifestations, moisture.

1. INTRODUÇÃO

O conceito de durabilidade nas construções pode ser compreendido como a capacidade de manutenção de seu desempenho durante a vida útil acima dos valores mínimos estabelecidos em projeto, sem requerer altos custos para manutenção e reparo [1]. O desempenho está intrinsecamente relacionado com a potencialidade dos componentes construtivos em resistir às exigências impostas pelos agentes do meio [2].

Dentre os mecanismos de deterioração que atingem os componentes de uma edificação a umidade pontua-se com destaque, configurando-se dentre os principais promotores da redução da vida útil de edificações. Essa manifestação



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



patológica representa um dos problemas mais difíceis de serem previstos em função da complexidade de seus fenômenos [3]. Seus resultados causam deteriorização dos materiais, odores desagradáveis, desconforto e problemas de saúde aos ocupantes além de dispendiosos reparos.

Conforme Beber [4] a umidade nas edificações pode ter origens diversas, das quais podem se destacar: umidade proveniente da execução – presente na confecção do concreto, confecção de argamassas e execução de pinturas; umidade proveniente de precipitações – presente nas coberturas, paredes, lajes de terraços e umidade do terreno – presente no solo, através do lençol freático e umidade de condensação – presente em paredes, forros e pisos, peças com pouca ventilação, banheiros, cozinhas e garagens. Já as formas como as manifestações da umidade se apresentam nas edificações e os consequentes danos são vários (Quadro 1).

Quadro 1 – Zonas de Incidência, tipos de manifestações e danos causados pela umidade.

Zona de incidência	Tipos de Manifestações	Danos causados
Telhados	Manchas, mofos, degradação dos materiais, gotejamento	Apodrecimento das madeiras, degradação das telhas, degradação das calhas e tubos de queda
Lajes de cobertura	Manchas, mofos, gotejamento	Degradação da impermeabilização, degradação do revestimento cerâmico, corrosão da armadura das lajes, lixiviação do concreto
Paredes e pisos	Manchas, mofos, degradação dos materiais	Degradação do revestimento, descolamento de pinturas, descolamento de reboco, apodrecimento de esquadrias

Fonte: Adaptado de Beber (2004).

Torna-se relevante mencionar que para ocorrer o transporte de água na edificação, tanto no estado líquido como gasoso, é necessária a existência de poros abertos ou fissuras presentes nos componentes de vedação [5]. Concretos com elevada porosidade apresentam maior suscetibilidade ao ingresso de agentes agressivos. De acordo com Neville [6], o que determina a penetração e deslocamento dos agentes agressivos no concreto é a estrutura da sua pasta de cimento hidratada, as suas características químicas e físicas, a concentração superficial das substâncias agressivas e as condições ambientais.

Dentre as principais causas de ocorrências de manifestações patológicas advindas da umidade estão as falhas de projetos e de execução e a adoção de materiais em não conformidade com as normas técnicas. Torna-se comum vislumbrar projetos que não contemplam os detalhes construtivos mínimos necessários a fim de favorecer a adequada estanqueidade dos componentes construtivos, além de outros cuidados como se atentar para as condições do local de implantação e entorno, a partir de visitas e levantamentos de dados. Ressalta-se que do ponto de vista econômico as medidas visando a durabilidade, tomadas em nível de projeto são sempre mais convenientes, seguras e econômicas que aquelas tomadas a posteriori [7].

O objetivo do trabalho é contribuir ao estudo das manifestações patológicas nas construções ocasionadas pela umidade, tendo em vista ser um problema cada vez mais frequente nas edificações, onde projetos contemplando informações técnicas insuficientes somadas à execução carente de mão de obra especializada são recorrentes. Nesse contexto, analisou-se uma edificação localizada no Campus de Goiabeiras da Universidade Federal do Espírito Santo -UFES onde a existência de manifestações patológicas oriundas da ocorrência da umidade estão intensamente presentes já no início de sua vida útil. Sendo assim, investigou-se a origem destas manifestações, o estado de comprometimento da edificação e por último são propostas soluções reparadoras para os problemas diagnosticados.

2. METODOLOGIA

2.1 Método de vistoria

Foram efetuadas visitas na edificação nas datas de 16, 17, 19 e 25 de junho de 2015 no período da tarde, a média de chuva para o mês foi de 110 mm e as temperaturas médias dos dias foram de 22.5, 24.0, 23.5 e 20.0 (°C). A umidade relativa dos dias no período da tarde foi de 85%, 75%, 70% e 84%. É importante ressaltar que o município de Vitória apresenta clima tropical úmido, pluviosidade média de 1.153 (mm/ano), temperatura média no verão de 34.4° e temperatura média no inverno de 24.4 ° (°C) (IBGE, INMET).

Analisou-se a idade da edificação, o padrão construtivo, o estado de conservação e as ocorrências de manifestações patológicas. Foram realizados registros fotográficos e entrevistas com funcionários da universidade, alunos, professores e demais usuários do local.

2.2 Dados da edificação

A edificação analisada faz parte do Centro de Artes da Universidade Federal do Espírito Santo (CAR-UFES) e localiza-se no campus de Goiabeiras em Vitória, Espírito Santo. Compreende uma área construída total de 1715,36 m² e sua fachada principal (Figura 1) apresenta orientação noroeste.



Figura 1: Fachada noroeste (principal).



Figura 2: Planta da cobertura com identificação do trecho não finalizado.

O pavimento térreo é composto por 29 ambientes internos, já o pavimento superior é composto por 10 ambientes internos e uma área descoberta, atualmente desativada e sem acesso. A inauguração da edificação ocorreu em 2005, mas as obras foram interrompidas em 2011 sem que sua execução fosse concluída em plenitude.

A superestrutura da edificação é composta por sistema estrutural viga e pilar em concreto armado e os componentes de vedação são em alvenaria de tijolos cerâmicos. Em relação à cobertura, o telhado é embutido, com platibandas contornando as fachadas. Existem 3 tipos de cobertura na edificação, o primeiro tipo é composto por telhas metálicas com isolamento de poliuretano e filme de PVC, com inclinação de 15%, sem intermediação de laje de cobertura. O outro tipo de cobertura é uma laje em concreto armado com impermeabilização e o terceiro tipo uma clarabóia com

estrutura metálica e uma telha translúcida. Entretanto, durante a visita técnica, constatou que parte da cobertura não foi finalizada (Figura 2), um trecho que deveria estar coberto por telhas metálicas está totalmente descoberto (Figura 3 a) e com a laje de piso sem impermeabilização (Figura 3 b).



Figura 3: (a) Imagem por satélite da cobertura, (b) Laje de piso sem impermeabilização da área descoberta.

2.3 Manifestações patológicas encontradas

Por meio das imagens seguintes, torna-se possível reconhecer o atual estágio de deterioração da edificação em função de ocorrências relacionadas principalmente à umidade. No total foram vistoriados 37 ambientes internos, a área descoberta e as fachadas. Notaram-se manifestações patológicas como manchamentos, bolores, vesículas, furos no gesso, fissuras e deslocamento de argamassa.



Figura 4: (a) Manchamento, vesículas e deslocamento de revestimento - sala 101, (b) Manchamento e vesículas - sala 101, (c) Manchamento e deslocamento de revestimento - sala 102.

No pavimento térreo as salas que abrigam o estúdio fotográfico (salas 101 e 102) e a sala de empréstimo (sala 104) são as mais afetadas pela ação da água, além delas a cozinha dos funcionários (sala 117), o depósito (sala 118) e o ambiente de conexão também apresentaram manifestações patológicas significativas referentes à umidade. Em outros locais como o estúdio de gravação (sala 103), sala da administração (sala 105), estúdio de música (sala 106), sala de apoio (sala 107), estúdio de televisão (sala 120) e circulação principal também foram encontradas manifestações patológicas, entretanto mais brandas.

Em entrevista, um dos funcionários informou que a sala 102 (Figura 4 c), local destinado para o estúdio fotográfico, estava desativada em função do forte odor provocado pelos microorganismos oriundos da umidade, como mofo e bolor, por exemplo. Além dessa sala, mais quatro salas encontravam-se desativadas pelo mesmo motivo.



(a)



(b)

Figura 5: (a) Manchamento e vesículas - sala 104, (b) Manchamentos - sala 118.



(a)



(b)

Figura 6: Ambiente de conexão - (a) Manchamento e bolor, (b) Manchamentos e furo no gesso.

O pavimento superior também foi vistoriado. Nas salas de aulas expositivas (salas 202, 203 e 204) observaram-se diversas avarias em decorrência da ação da água, tais como, manchamentos em quase todas as paredes, inclusive na parede em drywall que faz divisa entre as duas salas, teto danificado e pisos descolados devido aos empoçamentos. Em função da situação encontrada as três salas estavam desativadas.



Figura 7: (a) Manchamento e deslocamento de revestimento - sala 202, (b) Empoçamento e piso danificado- sala 204.

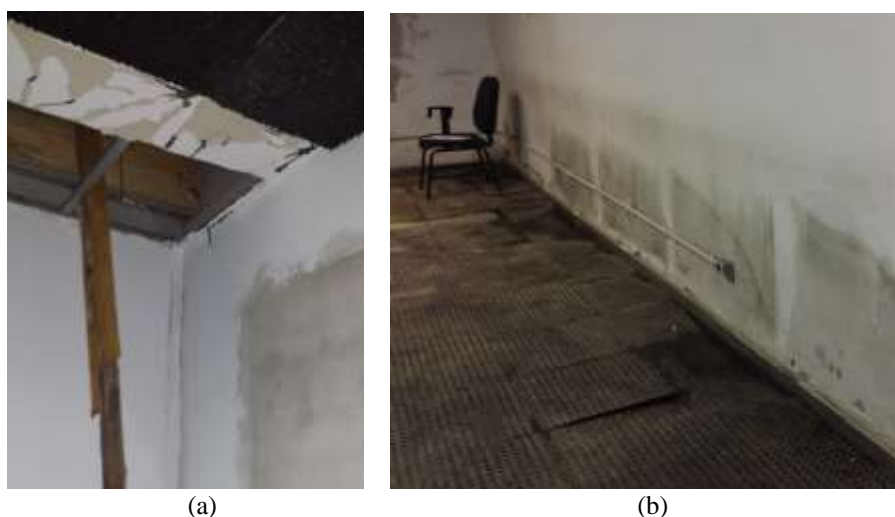


Figura 8: (a) Forro danificado - sala 203, (b) Manchamento na parede em drywall e piso descolado – sala 203.

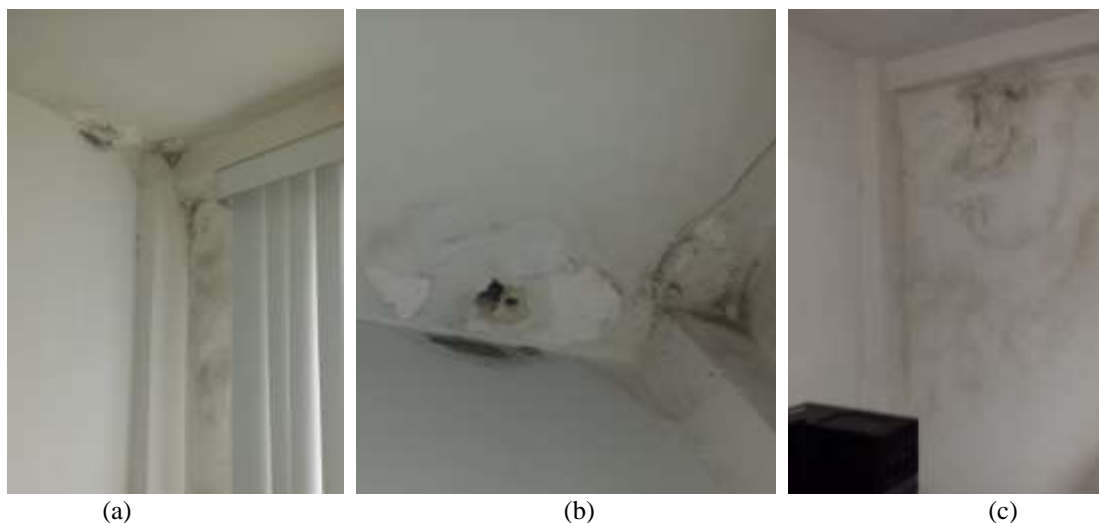


Figura 9: (a) Manchamento na parede e vesículas - sala 205, (b) Forro danificado e manchamentos - sala 205, (c) Manchamentos - sala 206.

Além dessas salas, no pavimento superior, notaram-se outros ambientes com manifestações patológicas referentes à umidade, podem ser destacados: o escritório (sala 205), a sala de aula com computadores (sala 206), o laboratório de informática e o ambiente de vivência.

Identificou-se também a ausência de luz e ventilação natural em algumas salas, tendo em vista que o prédio foi concebido para abrigar atividades audio-visuais e essa característica é pré-requisito para o desenvolvimento de algumas atividades, tais como estúdios de fotografia e música.

Além dos ambientes internos foi necessário vistoriar o trecho descoberto no pavimento superior (Figura 10). Nesse espaço foram encontradas diversas manifestações patológicas, tais como machamentos, bolores, fissuras, empoçamentos, ausência de impermeabilização do piso e resíduos de matérias de construção.

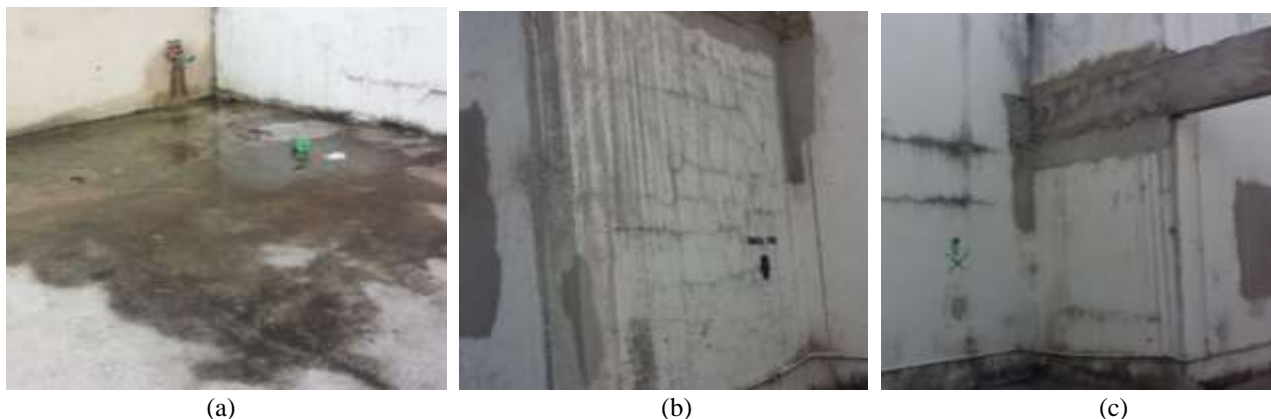


Figura 10: Área descoberta no pavimento superiores - (a) Empoçamento, (b) Mapeamento de fissura, (c) Machamentos e fissuras.



Figura 11: (a) Manchamentos, bolores e fissuras na horizontal – fachada nordeste, (b) Manchamentos, bolores e fissuras na horizontal – fachada noroeste, (c) Fissuras e incidência de vazamento – fachada noroeste.

As fachadas da edificação também foram analisadas. As fachadas mais comprometidas são a fachada nordeste e a noroeste (principal). Nas fachadas nordeste e noroeste (Figura 11 a e b) observou-se a presença de manchamentos, bolores, descolamento do revestimento e fissuras. Na fachada noroeste também observou-se um vazamento acompanhado por machamentos e fissuras (Figura 11 c). Nesse local, em sua parte interna, estão localizadas as salas 205, 206 e a laje impermeabilizada.

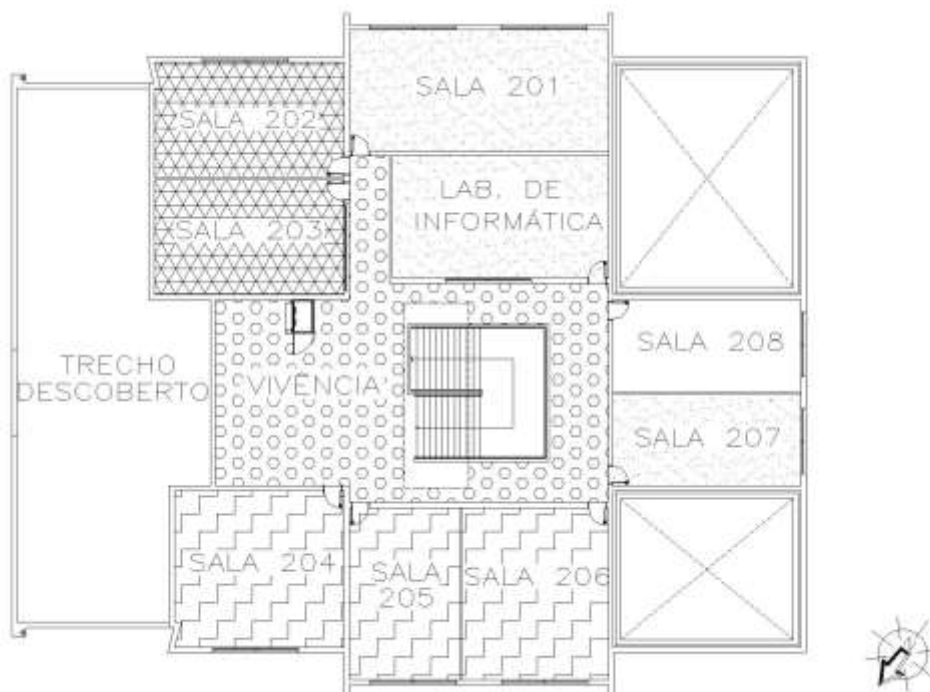
3. Discussão

3.1. Diagnóstico

Quando analisa-se uma estrutura “doente” é absolutamente necessário entender o porquê do surgimento e do desenvolvimento da doença, buscando esclarecer suas causas antes da prescrição e consequente aplicação do remédio necessário [9]. Logo, o conhecimento das causas da deterioração é indispensável.



(a)



(b)

LEGENDA:

	GRUPO A: MANCHAMENTO/BOLOR		GRUPO D: MANCHAMENTO/BOLOR DESLOCAMENTO/VESÍCULAS GESSO DANIFICADO PISO DANIFICADO/EMPOAMENTO
	GRUPO B: MANCHAMENTO/BOLOR DESLOCAMENTO/VESÍCULAS		GRUPO E: AUSÊNCIA DE PATOLOGIA REFERENTE À UNIDADE
	GRUPO C: MANCHAMENTO/BOLOR DESLOCAMENTO/VESÍCULAS GESSO DANIFICADO		

Figura 12: Planta com as manifestações encontradas por ambiente: (a) Pavimento térreo, (b) Pavimento superior.

Sendo assim, com base na análise técnica realizada, na qual constatou-se que cerca dos 37 ambientes vistoriados, entre salas e circulações, 21 apresentam pelo menos algum tipo de manifestação patológica procedentes da umidade (Figura 12), ou seja, aproximadamente 58% dos ambientes da edificação. Com o intuito de elucidar os prováveis fatores que desencadearam e potencializaram a degradação da edificação realizou-se uma análise das prováveis causas que culminaram com o acelerado processo de degradação da edificação. Seguem abaixo as cinco possíveis causas identificadas:

3.1.1. Área descoberta sem impermeabilização

Constatou-se que a uma das principais causas da presença das manifestações patológicas é o trecho que não foi finalizado, pois a área não recebeu a cobertura da telha metálica e nem ao menos foi impermeabilizada. Essa situação desencadeou o aparecimento de manifestações patológicas principalmente nas salas 101, 102, 104 e no ambiente de conexão localizados sob a laje sem impermeabilização.

3.1.2. Cobertura metálica deficiente

Outra causa da ação indesejada da água na edificação aponta para a má execução das telhas metálicas que cobrem a as salas 202, 203 e 204 do pavimento superior. A penetração da água através da cobertura ocasionou diversas avarias nas salas, tais como, danificação do forro e piso de ambas as salas e manchamentos e bolores na parede de drywall que funciona como divisa entre as salas.

3.1.3. Laje com impermeabilização mal executada

As salas 205 e 206, que estão localizadas parcialmente sob a laje impermeabilizada, apresentam manifestações de umidade no teto e nas paredes próximas. Soma-se a isso que além das manifestações internas, como furos no gesso, manchas e vesículas, na parte externa da sala (fachada noroeste) existem machamentos que indicam a presença de infiltração oriundas da cobertura impermeabilizada. Conclui-se então que existe a possibilidade de má execução na impermeabilização da laje em questão.

3.1.4. Fissuras na fachada

Além das três causas citadas, a presença de fissuras e trincas na fachada decorrentes de falha de execução, também é um fator potencializador da ação da água. Quando esse evento ocorre na fachada da edificação, a formação de fissuras e trincas favorece a penetração da água no interior do prédio, ocasionando diversas patologias relacionadas à umidade. As salas 117 e 118 são exemplos de ambientes que apresentam manifestações patológicas potencializadas pelas fissuras. As fissuras identificadas e as prováveis causas estão descritas abaixo.

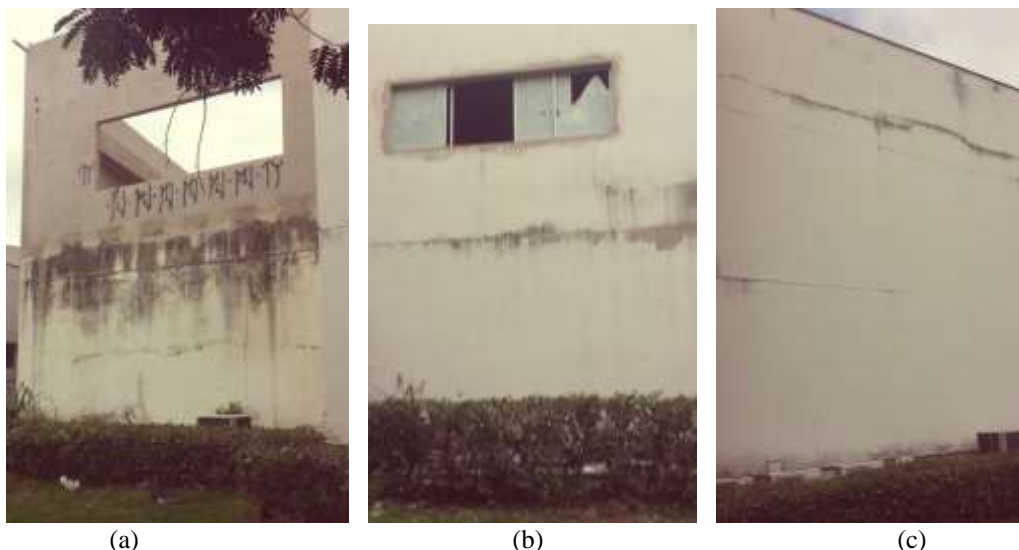


Figura 13: (a) Fissura horizontal com machamentos- fachada sudoeste, (b) Fissura horizontal com pequenos manchamentos - fachada noroeste, (c) Fissura horizontal próxima a platibanda – fachada noroeste.

Identificaram-se fissuras horizontais entre estrutura e alvenaria na fachada decorrentes da deficiência de encunhamento (Figura 13 a e b) e decorrentes da ausência de junta de dessolidarização (Figura 13 c).

Vislumbrou-se ainda o mapeamento de fissuras decorrente da fadiga do reboco e ausência de um acabamento impermeabilizante (Figura 14). O sistema chapisco, emboço, reboco e acabamento possui uma propriedade chamada resiliência, que é a capacidade de se deformar sem a formação de trincas. Diversos fatores, como incidência do sol, a variação da umidade provoca aberturas nas fachadas variando em função das propriedades hidrotérmicas dos materiais. Vale ressaltar, que as fachadas com maior incidência solar, são as que possuem tal manifestação, a noroeste.

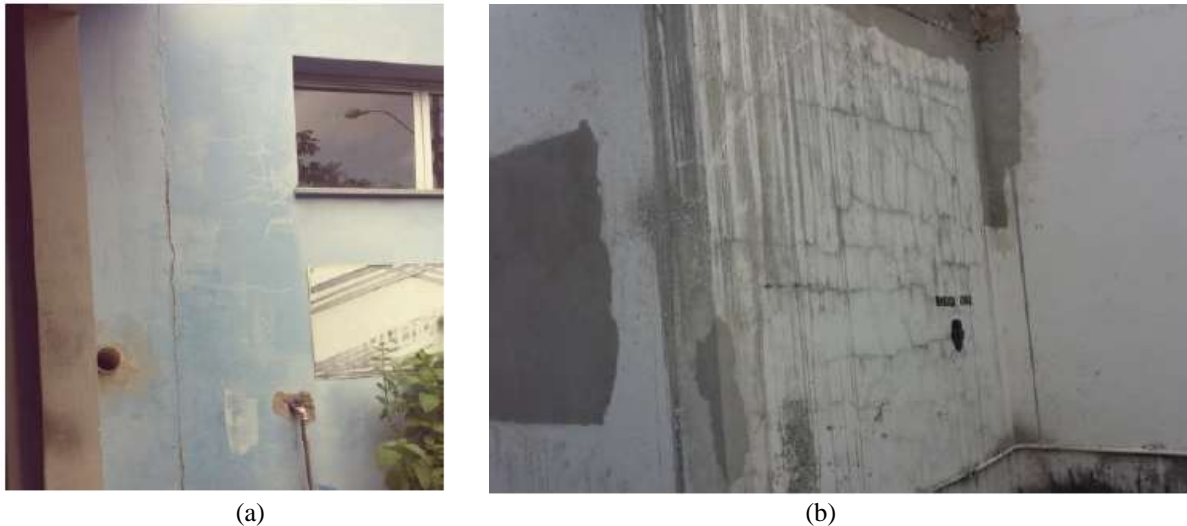


Figura 14: Mapeamento de fissuras - a) Fachada noroeste (principal), b) Parede externa na direção noroeste na área de cobertura.

E por último, as fissuras verticais e horizontais na fachada entre o elemento estrutural e alvenaria, decorrentes da ausência de tela metálica eletrosoldada (Figura 15), foram também identificadas. Sendo assim, além do encunhamento, faz-se necessário a utilização de tela eletrosoldada nas fachadas na amarração entre estrutura e alvenaria a fim de evitar as fissuras e trincas formadas a partir da expansão dos tijolos em decorrência da absorção da umidade.

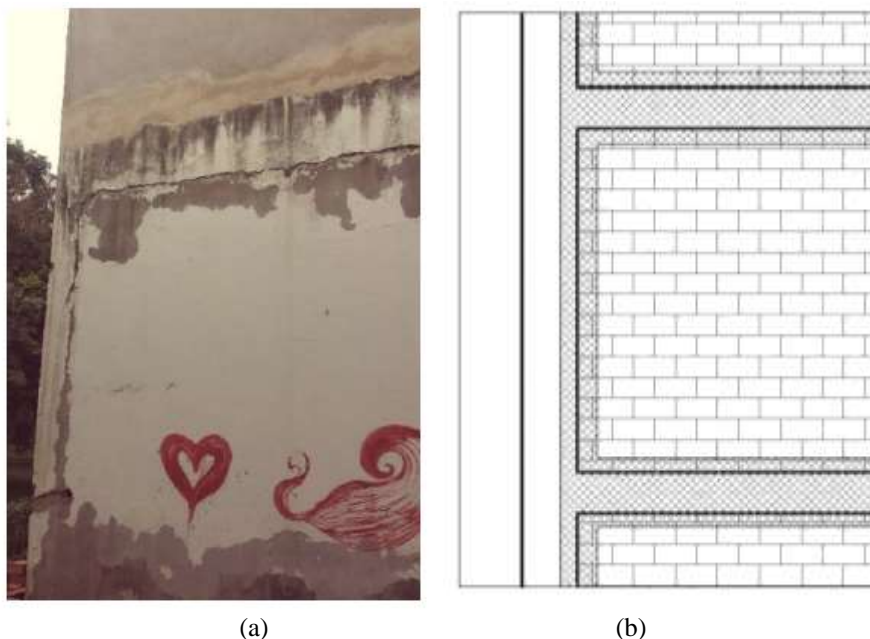


Figura 15: a) Fachada Nordeste. Trincas horizontal e vertical, b) Ilustração da aplicação da tela eletrosoldada (arquivo pessoal)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.1.5. Ausência de luz e ventilação natural

Para finalizar a análise, após vistoria, observou-se que 59% dos ambientes não apresentam ventilação e luz natural devido a necessidades técnicas, esse fator não desencadeou os problemas com a umidade, mas contribuiu para o desenvolvimento das manifestações patológicas.

3.2 Prognóstico

Disfarçar os sintomas patológicos vinculados à umidade esteticamente, através de pinturas ou argamassa, não garante o desaparecimento do problema, só esconde por um curto período. O correto é sanar a origem do problema na sua origem. Na edificação constatou que parte do problema é oriundo da cobertura, sendo assim torna-se indispensável a reforma da cobertura metálica e limpeza das calhas, impermeabilização da laje descoberta e reforma na laje impermeabilizada nos pontos ineficientes.

Após finalizado o problema na origem das infiltrações, pode-se remover a camada de revestimento e argamassa dos elementos de vedação que apresentam manchamentos e bolores, tanto da fachada como internamente e restaurá-los com um novo revestimento. Para tratamento da fachada remove-se o revestimento até atingir o substrato, promove-se a sua regularização com argamassa de cimento e areia e impermeabiliza-se com argamassa polimérica. Deve-se ainda impermeabilizar elementos de fundação, concreto em contato com o solo e alvenaria em proximidade com o solo, visando mitigar manifestações patológicas oriundas de umidade provinda do solo. Para efeito, recomenda-se sistema de impermeabilização a frio composto por emulsão asfáltica nos elementos submersos e argamassa polimérica naqueles próximos ao solo.

Após equacionar as questões que potencializam a umidade na edificação deverão ser substituídos os pisos emborrachados e parte do gesso do teto danificado. Em relação às fissuras oriundas da sobrecarga, a única medida é repará-la visualmente, já que a origem não pode ser modificada.

4. CONCLUSÃO

Na edificação vistoriada constataram-se que as manifestações patológicas provenientes da atuação da água, foram desencadeadas por falhas humanas praticadas durante a realização da obra e também por erros de detalhamento de projeto.

Através dos sintomas patológicos observados, os indícios apontam que os responsáveis pela execução da obra não atentaram para o quesito durabilidade da edificação, em razão de não terem sido tomadas medidas necessárias para evitar a penetração da umidade na edificação, desde medidas preventivas, para evitar o surgimento de fissuras, como a ausência de impermeabilização em vários pontos necessários.

Manifestações patológicas ocasionadas pela umidade além de influenciarem negativamente no tempo de vida útil da edificação são prejudiciais à vida do ser humano, uma vez que o ambiente úmido abriga diversos micro-organismos (fungos) que são responsáveis pelo desencadeamento de doenças respiratórias. Devido a esse fato, constatou-se que algumas salas da edificação estão sem condições de serem utilizadas, como por exemplo o estúdio de fotografia (sala 102). Algumas salas, apesar da presença marcante das manifestações patológicas, alunos e professores a utilizam, talvez por falta de opção, ficando sujeitos à contaminação.

Atenta-se por intermédio dos fatos expostos, o quão danoso pode se tornar o processo de deterioração de uma edificação quando não são realizados procedimentos adequados na etapa de projeto e execução, principalmente quando esta é implantada em localidades de elevada umidade. A edificação objeto de análise já no início de sua vida útil apresentou um quadro patológico intenso e por conseguinte, medidas reparadoras dispendiosas tornaram-se inevitáveis.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) e à Fundação de Amparo à Pesquisa e Inovação do Espírito Santo (FAPES) por tornarem esse estudo possível.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] Comitê Euro-International du Beton. CEB-FIB Model Code 1990 Design Code. Bulletin D'Information n° 203. Suíça, 1993.
- [2] Helene, P. “Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto”, Editora Pini, 2º ed, 1992, n.º81, 213 p.
- [3] Perez, A. R. “Umidade nas Edificações: recomendações para a prevenção de penetração de água pelas fachadas. Tecnologia de Edificações”, São Paulo. Pini, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo Coletânea de Trabalhos da Div. de Edificações do IPT. 1988. p.571-78.
- [4] Beber, J. A. *Apostila Patologia das Construções*, 2004.
- [5] Cincotto, M. A. “Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações”. In. Tecnologia das Edificações. São Paulo: Pini/IPT, 1988, p. 549-554.
- [6] Neville, A. M. *Tecnologia do Concreto*, 2ª ed., Editora Pini, São Paulo, 2010.
- [7] Sitter, W. R. Costs for service life optimization. The “Law of fives”. Durability of concrete structures, Proceedings Copenhagen: CEB-RILEM, 1984, p. 18-20.
- [8] Souza, V. C. M. *et. al, Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*, Editora Pini, São Paulo, 1998.



**MANUTENÇÃO CORRETIVA E PREVENTIVA EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS: ESTUDO
DE CASO NO CENTRO HISTÓRICO DE SÃO LUÍS/MA**

A. PAIVA NEPOMUCENO JÚNIOR

Acadêmico de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
albinopaivajunior@gmail.com

N. COELHO SILVA

Acadêmica de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
nayolle@gmail.com

G. TÚLIO FONSECA COELHO

Mestre em Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
glauber.coelho@pitagoras.com.br

D. ROCHA PEREIRA

Mestre em Energia e Ambiente
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
daniel.rocha.drp@gmail.com

RESUMO

Essa pesquisa apresenta um levantamento e identificação de ocorrências de manifestações patológicas, entre outros problemas, que ocorrem no prédio da Secretaria de Cultura do Estado do Maranhão, imóvel integrante do Conjunto Arquitetônico e Paisagístico da Cidade de São Luís do Maranhão localizado no Centro Histórico de São Luís, mostrando como deve ser realizada a manutenção corretiva e preventiva do prédio objeto de estudo. O objetivo foi apontar as principais manifestações patológicas ocorridas no prédio sugerindo possíveis soluções para realização de manutenção corretiva e preventiva, visando a segurança dos seus frequentadores bem como da área no entorno da edificação. O estudo foi realizado através de pesquisa bibliográfica, registros fotográficos e elaboração de planilhas e gráficos para coletar dados e ilustrar a situação real e atual do prédio. Os resultados evidenciaram que na maioria das salas é possível identificar manifestações patológicas provenientes da falta de manutenção no prédio, entre outros problemas. Um levantamento, conforme foi realizado nessa pesquisa, possibilita a visualização e a identificação dos principais setores nos quais ocorrem manifestações patológicas, facilitando assim o mapeamento para manutenção preventiva e corretiva no local. A edificação necessita de manutenções corretivas para que não haja uma perda considerável de uma importante parte da história da cidade, bem como de um dos principais pontos turísticos e atrativos que é conjunto de edificações que compõem o Patrimônio Histórico e Artístico da cidade de São Luís.

Palavras-chave: Centro Histórico de São Luís/MA. patrimônio histórico. manutenção predial. manifestações patológicas.

ABSTRACT

This research presents a survey and identification of pathological manifestations occurrences, among other problems, that occur in the building of the Secretaria de Cultura do Estado do Maranhão, integral Property Architectural and Landscape of the City of São Luís located in History Center São Luis, showing how it should be carried out preventive and corrective maintenance of the object of study building. The objective was to point out the main pathological manifestations occurring in the building suggesting possible solutions to perform corrective and preventive maintenance, targeting the safety of its visitors and the area surrounding the building. The study was conducted through literature, photographic records and preparation of spreadsheets and charts to collect data and illustrate the real situation and the current building. The results showed that most of the rooms you can identify pathological manifestations from lack of maintenance in the building, among other problems. A survey, as was done in this study, enables the visualization and identification of the main sectors in which pathological manifestations occur, thereby facilitating the mapping for preventive and corrective maintenance on the site. The building requires corrective maintenance so that there is a considerable loss of an important part of the history of the city as well as a major tourist and attractive places which is set of buildings that make up the Historical and Artistic Heritage of the city of São Luís.

Keywords: Historic Centre of São Luís / MA. heritage. building maintenance. pathological manifestations



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A cidade de São Luís, capital do estado do Maranhão, possui um conjunto arquitetônico antigo, de origem portuguesa, remanescentes desde o século XVIII e grande parte deste acervo encontra-se deteriorado pela ação do tempo e do homem. Parte dessas edificações possuem problemas na sua estrutura e, em muitas vezes, de difícil solução e manutenção devido às normas e burocracias que regulamentam as intervenções neste tipo de construção.[1]

A localização geográfica do estado influencia para ocorrência do clima quente e úmido, ou melhor, clima tropical, contribuindo diretamente para que as edificações da localidade sejam bastante vulneráveis a processos patológicos que podem comprometer tanto a parte estrutural quanto a parte arquitetônica das mesmas.

Sabe-se que a área da engenharia civil é ampla e de fundamental importância para a sociedade em geral. Sua preocupação sempre foi em relação ao projeto e execução, criação de novas tecnologias e minimização de custos, porém a manutenção preventiva das edificações em geral é quesito, na maioria das vezes, deixado de lado.

Destaca-se também que a segurança é um fator de fundamental relevância, visto que manifestações patológicas mal tratadas ou esquecidas podem ocasionar a ruína da estrutura em geral, pondo em risco a vida tanto das pessoas em seu interior como daqueles que estão no entorno desta edificação, principalmente quando falamos a respeito de edificações antigas.

Como já citado anteriormente, as manifestações patológicas estão fortemente ligadas à falhas de conservação da edificação, porém há uma deficiência, na cidade de São Luís, na formação e experiência de profissionais da construção civil nos mais diversos graus que possam identificar, diagnosticar e solucionar os problemas de manifestações patológicas, principalmente em edificações históricas.

A prevenção do patrimônio edificado pode ser classificada como a junção de múltiplas áreas e técnicas, da arquitetura e engenharia, baseadas na história e técnica de restauro em um projeto único de interesse nacional.

Um exemplo de uma edificação de grande importância histórica e cultural é o prédio da Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão situado em área de proteção estadual (1990), sendo também parte integrante do conjunto arquitetônico nomeado, em dezembro de 1997, pela UNESCO como Patrimônio Mundial. [1]

A pesquisa histórica e o diagnóstico revelaram que anteriormente o imóvel encontrava-se em estado precário de conservação, apresentando diversos elementos arquitetônicos externos e internos que necessitam de manutenção corretiva e preventiva.

A principal problemática destacada neste trabalho demonstra que, apesar da indiscutível importância histórica e cultural do acervo arquitetônico, a cidade de São Luís ainda não possui políticas de conscientização da população e dos profissionais que, de alguma maneira, possuem relação com estes prédios, acerca da importância da manutenção preventiva em edificações históricas.

Constata-se também que a carência de profissionais e especialistas no assunto alargam o problema. É importante entender quais são as principais manifestações patológicas existentes no cenário atual e como o entendimento e compreensão do comportamento destas edificações tombadas podem contribuir para a melhoria do diagnóstico para manutenção preventiva e corretiva com o objetivo de preservar a memória da história nestes bens imóveis.

2. METODOLOGIA

A caracterização do prédio foi feita através de pesquisas realizadas na Biblioteca da Superintendência de Patrimônio Cultural com o intuito de identificar a edificação definida no universo investigado.

A identificação das manifestações patológicas da edificação foi realizada através de levantamento de campo por meio de vistorias técnicas e registros fotográficos com o intuito de identificar e mapear as manifestações patológicas no referido prédio, apresentando, por meio de gráficos e tabelas, as principais manifestações patológicas existentes na edificação, objeto de estudo, visando contribuir com o estudo das principais manifestações patológicas existentes em prédios do Centro Histórico de São Luís do Maranhão, bem como entender suas consequências e manifestações. As áreas internas, bem como as externas do prédio da Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão refletem a aparência e



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



a beleza do Patrimônio Histórico Arquitetônico, necessitando de uma atenção especial nas questões que contribuem para a degradação e o comprometimento da vida útil da edificação em sua totalidade. Neste sentido, nota-se algumas anomalias nas quais deverão ser sanadas no intuito de restaurar, recuperar e garantir o perfeito funcionamento dos elementos construtivos da edificação em estudo. Durante o trabalho são apresentadas as manifestações patológicas identificadas com suas respectivas medidas corretivas.

Os projetos de intervenções de manutenção corretiva em prédios históricos possuem algumas particularidades que devem ser seguidas. Desta forma foi possível, através de pesquisas bibliográficas, mostrar processos que devem ser seguidos na realização de projetos, como avaliar e que etapas considerar durante intervenções de prevenção e manutenção.

Este trabalho foi dividido em diversas etapas, consistindo primeiramente no agrupamento das manifestações patológicas vivenciadas nos últimos dois anos (2013 – 2015) na Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão com o auxílio de pesquisa técnica bibliográfica, detecção de manutenção preventiva e corretiva, estudo e análise da necessidade de intervenção e o mapeamento da atual condição física do imóvel em estudo, por meio do levantamento fotográfico das manifestações patológicas encontradas e possíveis conclusões das formas adequadas para a importância da manutenção e conservação das edificações tombadas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O prédio da Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão é um conjunto de três edificações que estão inseridas no Centro Histórico de São Luís como parte integrante do Conjunto Arquitetônico e Paisagístico da Cidade de São Luís do Maranhão, também sendo um conjunto arquitetônico tombado pelo Governo do Estado através do Decreto 11.592 de 12/10/1990. As três são localizadas na Rua Portugal, 303, Rua Portugal, 297, e Rua da Estrela, 124 (Galeria Nagy Lajes – anexo da Secretaria de Cultura), e juntas, apresentam ao todo: térreo, dois pavimentos, e um sótão com um mirante. Sua implantação ocupa todos os lotes. [2]

O acesso aos pavimentos superiores é feito através de uma escadaria localizada na área central do imóvel e mais duas escadas nas laterais esquerda e direita, porém inutilizadas devido aos fatores estruturais. A fachada é revestida com azulejos portugueses, possui vãos simétricos, guarnecidos por molduras em argamassa. Os balcões são sacados no primeiro pavimento e entalados no segundo. O imóvel foi construído durante o século XIX para abrigar a empresa Azevedo & Almeida, que foi fundada em 1815 pelo Sr. Joaquim de Almeida, comerciante português especializado em exportação de açúcar. Os pavimentos superiores serviram para hospedar fregueses que vinham do interior do Maranhão, assim como caixeiros viajantes e também servia como residência do proprietário. Outras empresas comerciais foram instaladas no imóvel, entre elas a João de Sousa & Cia., que em meados da década de 1940, foi substituída pela empresa Lages & Cia., de propriedade de Manuel Lages Castelo Branco. Na segunda metade da década de 1970, o edifício passa a sediar a Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão, sofrendo uma grande intervenção. Em 1983, foi feita uma nova reforma interligando os imóveis. [2]

Os imóveis em estudo possuem, ao total, uma área de 2278 m² (dois mil, duzentos e setenta e oito metros quadrados), com estrutura principal em pedra e cal e algumas paredes internas em taipa de mão. [2]

O pavimento térreo apresenta piso em pedra lioz, cimentado e de cerâmica. Nos pavimentos superiores apresenta piso em assoalho, ainda conservado com a exceção do sótão que apresenta o piso de madeira bastante danificado. A sua cobertura é em telha cerâmica tipo capa e canal, com beiral tipo beira e bica, arrematado por cimalha argamassada. O imóvel também possui área livre.



Figura 32: Fachadas da Rua Portugal e da Rua da Estrela

Face à relevância dos aspectos históricos e artísticos dessa edificação, e principalmente no uso destes, verificou-se durante as inspeções realizadas, que o imóvel necessita de reparos no que tange a conservação do mesmo. Além da necessidade da manutenção preventiva constante, durante a pesquisa do imóvel foram detectados problemas da ordem de manutenção corretiva, tais como trechos de rebocos deteriorados, devido infiltrações por águas de chuvas, goteiras em telhados causados por deslizamento de telhas e outras quebradas, estrutura de madeira da cobertura tais como ripas, caibros e terças com partes deterioradas, trechos de pisos e forros de madeiras deteriorados, desgastados pela ação mecânica como também pela presença de cupins. Foram detectadas também instalações elétricas apresentando oscilações de corrente, provocando queima de lâmpadas e outros equipamentos, luminárias, quadros e disjuntores deteriorados por oxidação. Instalações hidrosanitárias e pluviais necessitando de reparos, limpezas e readequações. Esquadrias de madeira apresentando trechos deteriorados e precisando de reparos, além de outros.

3.1 Manutenção corretiva e preventiva no prédio da Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão

3.1.1. Alvenaria e pintura

O gráfico abaixo demonstra a porcentagem das principais manifestações patológicas encontradas nos 100 pontos problemáticos mapeados na alvenaria do objeto de estudo.



Figura 33: Gráfico apresentando os principais problemas que ocorrem na alvenaria e pintura do prédio objeto de estudo

Verificou-se em diversos pontos das paredes internas, a formação de manchas de umidade com desenvolvimento de bolor, argamassa do revestimento descolada internamente da alvenaria, revestimento em processo de descolamento por carbonatação insuficiente no período da cura.



Figura 34: Manifestação patológica na parede em diversos pontos da edificação

A pintura do imóvel encontra-se em estado regular, porém há a necessidade de uma revisão geral no intuito de fazer a manutenção nos pontos mais críticos.



Figura 35: Descamação da pintura

Percebe-se que na Galeria Nagy Lajos, pertencente ao anexo da Secretaria de Cultura, deverá receber um tratamento na alvenaria no intuito de sanar os problemas de emboloramento, descamação e eflorescência para que posteriormente seja realizada uma nova camada de pintura. A parte externa do anexo e outros pontos na edificação também deverão receber um tratamento em suas paredes antes de ser pintada.

É sempre importante constatar, durante a execução dos serviços de pintura na manutenção corretiva e preventiva em prédios históricos, a necessidade de profissionais de comprovada competência e experiência em razão das limitações quanto ao uso de tintas e outros materiais. Por recomendações dos órgãos públicos como IPHAN e Superintendência do Patrimônio Cultural, antes da execução, qualquer pintura deverá ser submetida à aprovação da fiscalização.

De acordo com as recomendações dos órgãos de fiscalização, constata-se algumas restrições relevantes antes de iniciar uma manutenção de pintura e acabamentos em edificações pertencentes ao interesse histórico:

- Nunca deve ser aplicada massa acrílica ou tinta acrílica em superfícies dos prédios no Centro Histórico de São Luís;
- Nunca deve ser utilizada cal como fundo para uma pintura, nem aplicado tinta diretamente sobre paredes caiadas. Antes se deve raspar, escovar toda a superfície, eliminando-se a cal tanto quanto possível, depois, recomenda-se aplicar uma demão de fundo preparador de paredes. Nos casos em que houver desagregação de pintura, descascamento, bolhas e fissuras, eflorescência, saponificações, deve-se, também, aplicar uma demão de fundo preparador de paredes;
- Acabamento com massa corrida não deve ser aplicado em fachadas de prédios;
- Áreas internas que já estiverem com acabamento em massa corrida em intervenções anteriores, deverão ser utilizadas quantidades de massa necessária e suficiente para reparos apenas para complementação do bom acabamento.
- Os gradis sempre deverão receber acabamento na cor grafite médio.

3.1.2 Revestimento em azulejo

Na fachada, o revestimento em azulejo possui algumas manifestações patológicas constatadas devido, possivelmente, a várias causas: presença de umidade, falhas ou ausência nas juntas de fracionamento, colagem deficiente por pontos ou esmagamento insuficiente da cola.



Figuras 36 e 37: Manifestações patológicas no revestimento em azulejo da fachada

3.1.3 Esquadrias

O gráfico abaixo demonstra a porcentagem das principais manifestações patológicas encontradas nos 77 pontos problemáticos mapeados nas esquadrias do objeto de estudo.

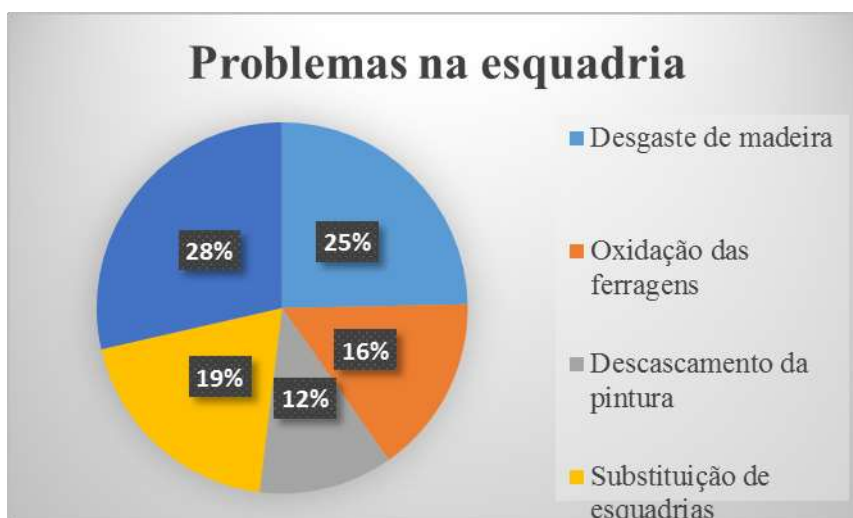


Figura 38: Gráfico apresentando os principais problemas que ocorrem na esquadria do prédio objeto de estudo.

As esquadrias que compõem os prédios do Centro Histórico de São Luís são, em sua totalidade, de madeira. Durante o estudo diagnosticou-se várias manifestações patológicas nas janelas da edificação devido a falta de manutenção, destacando-se: janelas apodrecidas, presença de umidade, ferrugem nas peças metálicas e desgaste da madeira das janelas.



Figura 39: Esquadrias deterioradas

Observou-se a ocorrência de insetos xilófagos em algumas janelas e portas, incluindo nas fechaduras e dobradiças. As peças encontram-se apodrecidas possivelmente pelo contato com a água e outras por regiões danificadas devido à falta de serviços de manutenção e reparos, danificando a sua estrutura e também prejudicando a estética do prédio.

O portão e os gradis de ferro das varandas apresentam, em alguns trechos, sinais de ferrugem, descolamento e desgaste, os quais deverão receber tratamento e manutenção, e em alguns casos a substituição ou reposição das peças de madeira, vidros e ferragens.

Na restauração das esquadrias e bandeiras existentes em madeira deverão ser verificados *in loco* quais trechos deverão ser substituídos assegurando-se a fiel reprodução dos encaixes, rebaixos, frisos e ornamentos existentes nas partes originais remanescentes.

As esquadrias e bandeiras a serem reconstituídas deverão ter como modelos aquelas existentes no local ou ainda desenhos fornecidos pela empresa que for executar os serviços e deverão ser executadas com madeira de lei, aplainadas e lixadas, com arestas vivas, apresentando superfícies perfeitamente lisas. As esquadrias deverão ser estocadas em ambientes secos, limpos, cobertos e ventilados. Os vidros das esquadrias devem ser retirados e colocados com aplicação de novo emassamento. Os vidros quebrados serão substituídos por novos, no mesmo modelo e espessura.

3.1.4 Escada

O gráfico abaixo demonstra a porcentagem das principais manifestações patológicas encontradas nos 6 pontos problemáticos mapeados nas escadas do objeto de estudo.



Figura 40: Gráfico apresentando os principais problemas que ocorrem nas escadas do prédio objeto de estudo.

Como já citado anteriormente, o imóvel possui três escadas sendo uma principal e outra secundária, que dá acesso aos pavimentos superiores, e uma terciária que dá acesso ao sótão. Nota-se, em alguns trechos de sua estrutura, fissuras nos degraus, destacando-se a necessidade de revisão de seu madeiramento e em seu corpo de sustentação.



Figura 41: Estrutura da escada de madeira deteriorada.



Figuras 42 e 43: Estrutura da escada de madeira deteriorada.

Será necessária a revisão da fixação dos degraus e espelhos da escada assim como a substituição de algumas peças que se encontram danificadas. O corrimão também necessitará de reparos pois o mesmo apresenta folga na sua base e, em alguns pontos, irregularidades no tabuado, podendo vir a causar danos durante a circulação de pessoas.

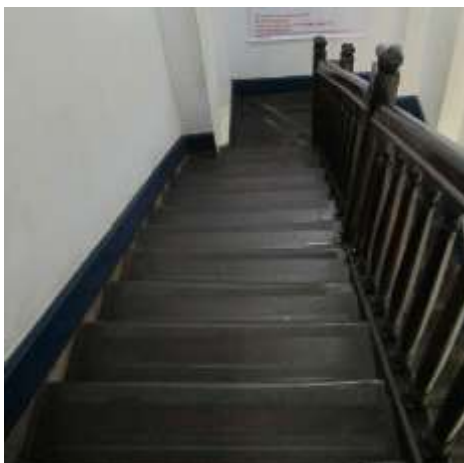
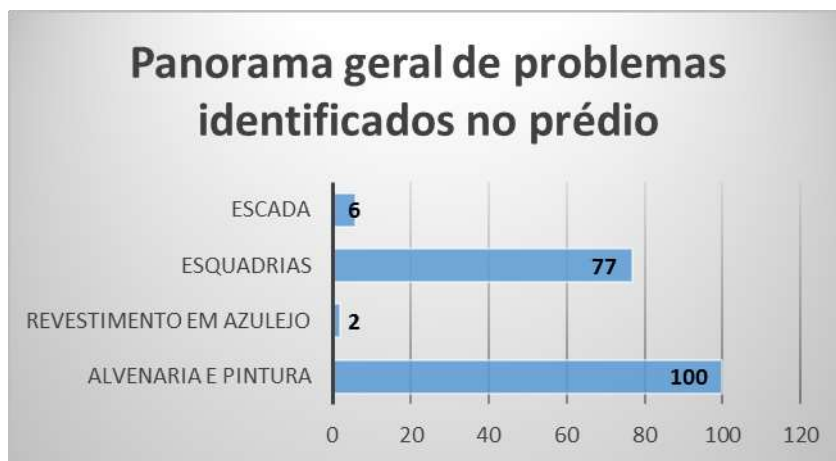


Figura 44: Fitas antiderrapantes desgastadas na escada principal

Recomenda-se, como medida de manutenção, a necessidade de inserção de fitas antiderrapantes nas duas escadas de pouca circulação do prédio e a troca das fitas na escada principal e sinalização nos degraus de todas as escadas como forma de proteger a integridade física dos transeuntes.

3.2 Panorama geral de problemas identificados que necessitam de manutenção



Figuras 45 : Panorama geral de problemas identificados no prédio

3.3 Processos e etapas a serem seguidas na realização de projetos de manutenção corretiva e preventiva

Para que seja possível a execução dos serviços de conservação e restauração, é necessário que o projeto de intervenção seja precedido por uma vasta pesquisa, tanto histórica, cronológica, iconográfica e até mesmo arqueológica, quando necessária. O planejamento e realização dos serviços também dependem de análises laboratoriais de materiais originais da construção, diagnóstico completo do estado da edificação, com mapeamento e descrição de anomalias, incluindo subsistemas e instalações, entre outros estudos.

A empresa que for realizar projetos de manutenção preventiva e corretiva deverá verificar se há ocorrências com necessidade de atendimento emergencial, ou seja, as que impedem o funcionamento do prédio ou que acarretam risco iminente de impedimento total de funcionamento, risco à saúde ou à integridade física ou segurança de pessoas.

Com relação a regularização de serviços de manutenção em prédios do Patrimônio Histórico de São Luís do Maranhão, é necessário que a empresa recorra aos órgãos competentes para obter as documentações necessárias, dentre eles:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- IPHAN 3ª SR – Obtenção de Declaração para registro da obra junto ao CREA-MA e/ou CAU-MA, por se tratar de um imóvel considerado Monumento Integrante do Conjunto Arquitetônico Tombado pelo Governo Federal e da Área Inscrita na Lista do Patrimônio da Humanidade/ UNESCO, caso de imóveis que se situam na área de tombamento federal;
- CREA/MA e/ou CAU-MA – Obtenção de ART da obra em nome da empresa executora dos serviços e do responsável técnico (Engenheiro Civil e/ou Arquiteto). O CAU é responsável pela restauração de edifícios e o CREA pela execução e planejamento da obra de manutenção.
- Prefeitura Municipal de São Luís/ SEMTHURB – Obtenção de ALVARÁ.

3.4 Proposta de projetos e soluções

Constatou-se a ausência de elevadores, rampas, barras e outros elementos voltados aos portadores de necessidades especiais. Assim como portas corta-fogo, escadas de saída de emergência não foram encontradas. Portanto, projetos de combate a incêndio e de acessibilidade deverão ser estudados e adequados ao imóvel para maior conforto e segurança dos seus frequentadores.

4. CONCLUSÃO

Diante do exposto, o objeto de estudo apresenta necessidade urgente de manutenção preventiva e corretiva, restauro e revitalização, sob pena de ocorrerem consideráveis danos ao patrimônio histórico da cidade.

Durante este trabalho buscou-se contribuir com estudos específicos para manutenção corretiva e preventiva em edifícios do Centro Histórico de São Luís. Através da caracterização das manifestações patológicas do prédio da Secretaria de Estado da Cultura do Maranhão, bem como as possíveis soluções apresentadas, foi possível perceber a necessidade constante da manutenção corretiva e preventiva em prédios do Patrimônio Histórico de São Luís do Maranhão.

Diante do trabalho realizado, pode-se fazer as seguintes considerações:

- A dificuldade de encontrar bibliografias específicas para a área de Patrimônio Histórico de um modo geral e em São Luís do Maranhão;
- No levantamento de campo ficou evidenciado que quase todas as salas possuem algum tipo de manifestação patológica pela ausência de manutenção preventiva e corretiva eficientes;
- A dificuldade das empresas em encontrar profissionais capacitados e com conhecimento satisfatório dos materiais que devem ser utilizados para realizar de forma eficiente manutenções corretivas e preventivas em edificações históricas.

As ações preventivas e corretivas propostas nos casos citados neste trabalho, podem servir de modelo e serem aplicadas em outras situações semelhantes, significando um ganho com a recuperação das manifestações patológicas de forma correta, evitando assim, processos de degradação que se aceleram com o passar do tempo.

Este trabalho teve como proposta provocar a conscientização de que a manutenção destes bens é tarefa importante e inadiável, sob pena da cidade de São Luís do Maranhão perder uma grande parte da sua história local, bem como diversos outros fatores que influenciam a economia região, como por exemplo o turismo e o comércio existentes na área dos prédios históricos.

5. REFERÊNCIAS

- [1] ANDRÉS, Luiz Phelipe de C. Castro (Coord.). Centro histórico de São Luís – Maranhão: patrimônio mundial. São Paulo: Audichromo, 1998.
- [2] IPHAN. Centro Histórico de São Luís: Patrimônio Mundial. Organização de textos Kátia Santos Boguea; Stella Regina Soares de Brito; Raphael Gama Pestana; São Luís, 2007.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MANUTENÇÃO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO - ESTUDO DE CASO: CASTELINHO DOS BRACHER

A. C. G. MOREIRA

Arquiteta, mestrando PROAC
Universidade Federal de Juiz de Fora
MG; Brasil
acgamarano@gmail.com

M. T. G. BARBOSA

Professora, D.Sc.
Universidade Federal de Juiz de Fora
MG; Brasil
teresa.barbosa@engenharia.ufjf.br

RESUMO

Os edifícios históricos precisam de atenção especial, porque reflecte a memória da sociedade. Os serviços de manutenção e recuperação destes edifícios requer planejamento técnico específico que deve ser feito por profissionais de diferentes áreas especializadas. Para a execução dos serviços de conservação e restauro, é necessário antes que o projeto de intervenção uma extensa pesquisa, a ser incluindo tje histórico, o cronológica, o iconográfico e até arqueológica (quando necessário) sobre a herança. O planejamento e realização de ações também dependem da análise materiais de construção original, diagnóstico completo do estado da arte da construção, com mapeamento e descrição das anomalias, incluindo subsistemas e instalações, entre outros estudos. Este artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso que analisa a condição e a necessidade de manutenção de um edifício na cidade de Juiz de Fora, o Patrimônio Histórico: "Castelinho do Bracher". Assim, as dificuldades que se destina a discutir a manutenção de um edifício histórico, mostrando a necessidade de manutenção do edifício, sublinhando que esta pode ser a solução para muitos destes edifícios não são negligenciadas.

Palavras-chave: Manutenção de Edifícios Históricos; Patrimônio Histórico; Castelinho dos Bracher.

ABSTRACT

The historical buildings need special attention because reflect the memory of society. The maintenance services and restoration of these buildings require specific technical planning which must be done by professionals in different specialized areas. For the implementation of the conservation and restoration services, it is necessary before the intervention project an extensive research, to be including tje historical, the chronological, the iconographic and even archaeological (when necessary) about the heritage. The planning and realization of actions also depend on original materials construction analysis, complete diagnosis of the state of the art of building, with mapping and description of anomalies, including subsystems and facilities, among other studies. This paper aims to present a case study that will analyze the condition and the need for maintenance of a building in Juiz de Fora city, the Historical Heritage: "Bracher's Castelinho". Thus, the difficulties it is intended to discuss maintaining a historic building, showing the need for building maintenance, stressing that this may be the solution to many of these buildings are not neglected.

Keywords: Historical Building Maintenance ; Heritage; Bracher's Castelinho

1. O CASTELINHO DOS BRACHER

A identidade de uma cidade é formada pela cultura e pela memória de seu povo. José Alberto P. Neves diz que "a cidade é como um documento que nos informa sobre a vivência do homem" (2004, p.21). A identidade entre as pessoas e os lugares onde vivem se estabelece através das relações entre elas. Essas relações se tornam memórias, que são lembranças, heranças e tradições que constituem a cultura da comunidade. A cultura permite o conhecimento e a



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



compreensão do que se é e do que se vive hoje, através do que se conhece do passado das pessoas, das cidades e os seus Patrimônios.

Desta forma, percebe-se a real importância de se conservar, manter e reabilitar edifícios tombados pelo Patrimônio Histórico. E a partir do exposto, propõe-se um estudo da edificação que é conhecida como Castelinho dos Bracher.

O Castelinho dos Bracher localiza-se no número 300 da Rua Antônio Dias Tostes, bairro Granbery, em Juiz de Fora, Minas Gerais. A edificação em forma de palacete, em estilo eclético, é datada de 1915. Já foi chamada de “Castelinho do Pantaleone” (BASTOS, 1986, p.193), pois também foi residência de Raphael Arcuri. O arquiteto projetou a casa para sua própria família, mas acabou passando para seu irmão Romeu. A família Bracher mudou-se para esta casa em 1952, quando foi adquirida por Waldemar Bracher.

A família Bracher exerceu importante papel no ambiente cultural de Juiz de Fora nas décadas de 50, 60 e 70 do século XX. Ligada à música e às artes plásticas, a esposa do senhor Waldemar formou, no interior de sua residência, o Coral Pio XII, precursor do coral Universitário da UFJF.

Assim, também, do atelier dos filhos (Décio, Carlos e Nívea) que funcionava na garagem, formou-se a "Galeria de Arte Celina", com o objetivo de aproximar os artistas do público, dada a inexistência de espaços específicos para exposições na cidade, representando, em plena ditadura, um dos poucos lugares abertos ao debate. O Castelinho dos Bracher ficou conhecido como ponto de encontro de uma geração que vivenciava as profundas mudanças de comportamento dos anos dourados e de chumbo (MOREIRA; IUNES; PINHEIRO, 2013, p.23).

A casa não possuía cadeados e as entradas e saídas não eram controladas. Existia um bilhete escrito por Celina para que os ladrões tomassem cuidado com os “quadros molhados nos cavaletes e as esculturas” (ARAÚJO, 1986, p.76).

Este imóvel demonstra vestígios das mais diversas manifestações religiosas e culturais que passou a ocorrer na região. Atraiu pessoas que procuravam uma melhor maneira de viver, abrigou pessoas que viviam de forma inadequada em suas casas, acolheu pessoas com pensamentos adiante do que a sociedade aceitava na época. Percebe-se, assim, que o Castelinho é referência cultural e arquitetônica em Juiz de Fora.

Como Juhani Pallasmaa (2001) afirma, a arquitetura permite experimentar o fluxo lento e benéfico do tempo. As edificações permitem ver e entender o passar da história e participar de ciclos temporais que ultrapassam vidas individuais. Para que isso acontecesse com o Castelinho, foi solicitado pela família Bracher o tombamento do edifício, como exemplo de respeito com a comunidade, com a história e com a cultura de Juiz de Fora. Para a família, o Castelinho é o seu emblema, onde as emoções, a formação humana e artística faz parte da existência familiar.

O tombamento ocorreu a partir do decreto no. 6462 de 16 de junho de 1999, instituindo-se a preservação de fachadas e volumetria. No documento, foram destacadas as seguintes características:

- I- o valor histórico, arquitetônico e cultural do imóvel, que mantém suas linhas originais;
- II- a perfeita integração do imóvel ao conjunto arquitetônico do Bairro Granbery;
- III- a singularidade de sua composição volumétrica, caracterizada por blocos com diferentes alturas, de onde sobressai um elegante torreão;
- IV- a solução construtiva do torreão, coberto por telhado metálico com transparências e mirante apoiado em mãos francesas, com guarda-corpo de ferro desenhado.

Além de se destacar na arquitetura de Juiz de Fora, a edificação possui forte valor arquitetônico e afetivo para a cidade e para a população. Entende-se que não é um lugar totalmente privado, é um lugar de convívio social e de democratização do acesso à arte e cultura. Por isso, é necessário o reconhecimento de sua relevância, para retomar as atividades culturais e garantir meios que possibilitem sua reabilitação, manutenção e uso.

2. METODOLOGIA

Para a elaboração do presente artigo, foram realizadas quatro etapas. De forma sucinta, tem-se: pesquisa bibliográfica (anamnese do edifício, da família Arcuri e dos Bracher); estudo de manutenção de edificações tombadas; visita ao Castelhinho dos Bracher (levantamento fotográfico das manifestações patológicas encontradas); análise da edificação quanto às manifestações patológicas e intervenções.

Este trabalho pretende apresentar as dificuldades de se manter um edifício histórico, além de apontar os efeitos produzidos pela ausência de conservação e manutenção dos bens tombados, bem como, das consequências de intervenções realizadas, o que poderá proporcionar, no futuro, restaurações e reabilitações mais precisas e mais custosas.

3. CARACTERIZAÇÃO ARQUITETÔNICA

O Castelhinho se destaca na arquitetura de Juiz de Fora pelo jogo de volumes com blocos de diferentes alturas, o que pode ser percebido nos diversos recortes nas paredes externas e no torreão que se sobressai ao conjunto. Há um terraço frontal e outro que circunda a casa. São dois pavimentos e um mirante no torreão de onde há vista privilegiada de parte do Centro da cidade.

A fachada, que além de tijolos aparentes, traz detalhes utilizando a técnica conhecida como bossagem para os ornamentos e frisos, que ressalta alguns tijolos. O corpo de tijolos aparentes é alternado, no primeiro piso, com faixas em massa. Já no segundo, as paredes receberam trabalhos em estuque (massa de gesso, água e cola) na faixa dentada dos cunhais (ângulo saliente formado por duas paredes convergentes), na cornija (moldura) recortada e nas molduras das janelas. O telhado é coberto com telhas francesas. Já o beiral é do tipo florentino.



Figura 46: Fachada Frontal do Castelhinho dos Bracher. Fonte: acervo pessoal, 2015.

Transformações ao longo do tempo

Ao longo do tempo, a residência contou com uma série de modificações, que iam desde a construção de anexos até supressões de elementos. Sabe-se que o acesso dava-se através de uma passagem vinda da Rua Espírito Santo (Figura 47) passando por todos os imóveis próximos ao Castelhinho e terminando no terreno ao lado dele.

Com a abertura da rua Antônio Dias Tostes, o acesso passou a se dar exclusivamente por ela e a passagem, pouco a pouco, foi sendo fechada em cada um dos lotes pelos quais passava.

A volumetria original era constituída somente dos dois primeiros blocos (o do torreão e o intermediário) e foi acrescida do terceiro bloco algum tempo depois (PEREIRA, 2015, p.61). Na imagem a seguir é possível perceber que o imóvel apresenta a volumetria atual, fazendo entender que tal acréscimo deu-se antes desta foto (datada de 1932).



Figura 47: Quadro encontrado na residência, retratando o acesso principal antigamente, feito através de uma passagem que vinha da rua Espírito Santo. Fonte: (PEREIRA, 2015, p.61)

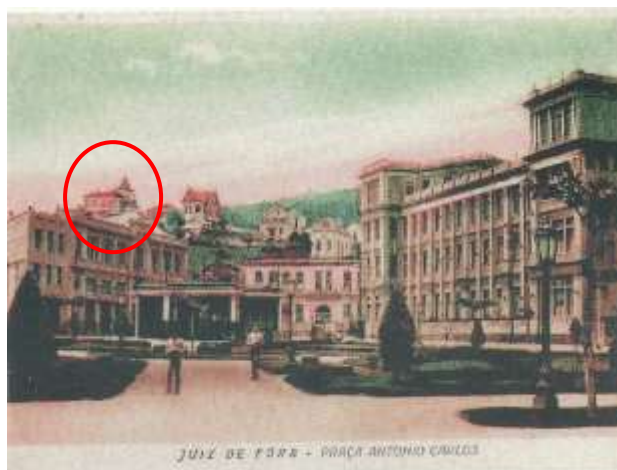


Figura 3: Imagem da Praça Antônio Carlos, com destaque para o Castelhinho dos Bracher, aparentemente já apresentando a volumetria encontrada hoje. Fonte: Foto do acervo Pessoal de Mauricio Lima Correa. Disponível também em: <https://www.facebook.com/photo.php?fbid=977577108923053&set=a.974624355884995>.

Além deste registro, tal adição pode ser notada a partir de alguns elementos, como uma fileira de tijolos dispostos de forma diferenciada, presente na fachada norte, marcando a transição entre os volumes; a demarcação na divisão entre os pisos dos dois volumes, presente no segundo pavimento; além da dimensão das paredes, que são mais finas no anexo construído posteriormente (figura 4).

Através de fotos, percebe-se, também, que existia um alpendre no pavimento superior, com acesso a partir da sala. Este elemento era coberto por um telhado de três águas e vedado parcialmente com um elemento em madeira assemelhando-se a um muxarabi. Deste alpendre, partia um terraço, descoberto, com guarda corpo.

O torreão da edificação também sofreu mudança significativa. As peças em ardósia foram substituídas por folhas metálicas com vidros, e ao seu redor, instalou-se um guarda corpo em estrutura metálica. Com essas modificações, através de uma escadaria no segundo pavimento, o torreão tornou-se um espaço visitável com vista para o centro de Juiz de Fora.

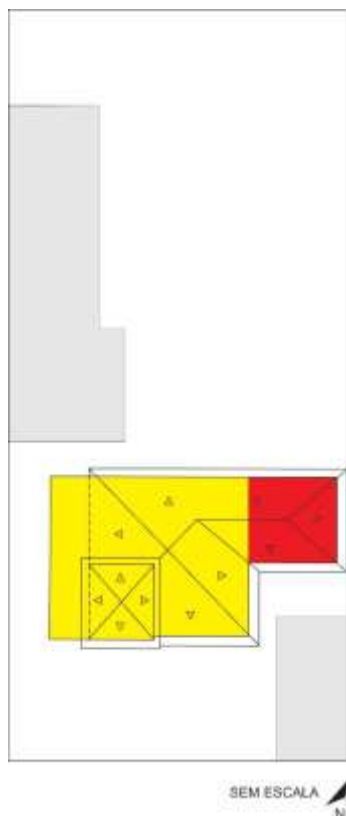


Figura 4: Demarcação dos volumes original e posterior. Em amarelo está o volume original e em vermelho o bloco acrescido posteriormente.

4. DIAGNÓSTICO

Trata-se de um edifício residencial datado de 1915 (OLENDER, 2011, p.217) sem registros de grandes intervenções destinadas à sua conservação. Por isso, é possível perceber as “marcas do tempo” por toda a edificação, aliadas às manifestações patológicas surgidas a partir da falta de uma manutenção cotidiana.

a) Fachada Frontal

A edificação tem seu acesso principal voltado para a rua Antônio Dias Tostes. A via não possui intenso fluxo de veículos e apresenta caráter basicamente residencial e, portanto, não possui nenhuma atividade industrial que agrida o bem em estudo. Destaca-se na via os fios da rede elétrica, os quais passam em frente à edificação, o que interfere na visibilidade das fachadas.

O muro recebeu um tratamento de pintura há alguns anos. Esta pintura se difere da paleta de cores característica do estilo ao qual a edificação pertence, impedindo a leitura, como um todo, da edificação, caracterizando-se como uma lacuna por inserção.

Devido a problemas com umidade, ocorreu a perda de parte do revestimento externo e a nova pintura foi realizada sobre reboco. Quando há reformas como esta, em que parte da edificação recebe nova camada pictórica, é importante usar um material que permita a integração desta parte reformada com o todo, garantindo assim, a leitura do bem. Os materiais utilizados na pintura para a conservação e restauração de bens de interesse cultural devem atender aos critérios da mínima intervenção e reversibilidade, além da preservação da aparência e integridade desses bens. No muro também há presença de microflora unindo-se à vegetação já existente. (figura5)



Figura 48: Detalhe do muro com perda de parte do revestimento sob a camada pictórica e aparecimento de microflora. Fonte: acervo pessoal, 2015.

O muro apresenta umidade descendente causada por infiltrações, causada por rompimento na tubulação ali existente, destinada a conduzir a água armazenada no terraço frontal até a rua (PEREIRA, 2015, p.65). Há umidade com presença de microrganismos no final da tubulação de queda na parte externa do muro, onde existe uma cavidade justamente no caminho que a água faz ao escoar na calçada (Figura 49).

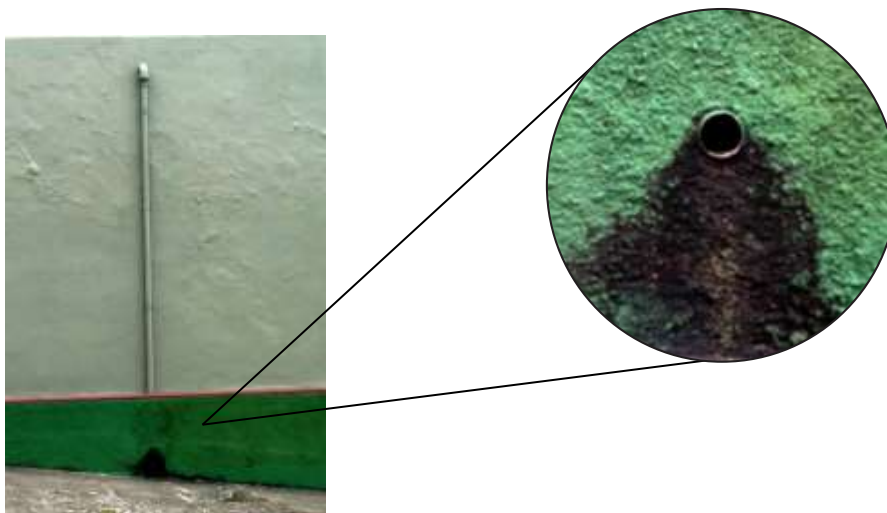


Figura 49: Tubulação de e presença umidade descendente causada por infiltrações. Fonte: acervo pessoal, 2015.

Os gradis que coroam o muro estão oxidados devido à ação de intempéries aliada à falta de manutenção, tendo perdido parte de sua camada pictórica. Os portões, no nível da Rua Antônio Dias Tostes, encontram-se bastante oxidados, entretanto, o portão para pedestres recebeu uma nova pintura e, recentemente, houve a troca da parte inferior.

Algumas áreas do muro, como as partes que estão em contato direto com o solo, apresentam umidade ascendente e alto grau de sujidades aderidas. As áreas que estão próximas à vegetação existente, samambaias aliadas à microflora, apresentam umidade e ainda proporcionam um ótimo ambiente para o desenvolvimento de microrganismos.

O acúmulo de água nos peitoris e nos detalhes sobressalentes das fachadas deve-se, principalmente, à ausência de pingadeira. Por esse fator, os elementos que se destacam do plano do edifício apresentam grande quantidade de sujidades, microrganismos e perdas ou esmaecimentos da camada pictórica. Há presença de sujidades nos tijolos aparentes, bem como erosão superficial de alguns deles.



Figura 51: Vista do portão de acesso, com oxidação e corrosão.
Fonte: (MOREIRA, IUNES, PINHEIRO, 2013, p.60)



Figura 50: Vista do portão de acesso, com oxidação e intervenção na parte inferior, com a troca das folhas corroídas.
Fonte: (PEREIRA, 2015, p.65)

Em determinados pontos as lacunas foram preenchidas com cimento (Figura 52). Nota-se também a perda de seção dos tijolos aparentes, tendo como possíveis causas o uso contínuo de produtos químicos (Figura 53) ou choques mecânicos.



Figura 52: Vista da fachada leste, com preenchimento dos tijolos em cimento. Fonte: (PEREIRA, 2015, p.65)



Figura 53: Perda de seção nos tijolos próximos à balsa banheiro. Fonte: (PEREIRA, 2015, p.65)

Na fachada frontal encontram-se tubulações que direcionam a água das calhas até o terraço frontal da edificação. Por falta de manutenção, os rompimentos pontuais permitem que a água escorra pelas fachadas e infiltre nas paredes, proporcionando o aparecimento de microrganismos e microflora.

As esquadrias de madeira encontram-se ressecadas, com perda da camada pictórica e perda de seção, principalmente nas áreas onde há dobradiças. Tais patologias podem ser associadas à presença de organismos xilófagos, à exposição a intempéries, à falta de conservação e manutenção. Já as molduras de massa, que envolvem as esquadrias de madeira, sofrem perda de seção devido à colocação de gradil (Figura 55, 12) e perda da camada pictórica, que pode ser consequência da ação dos agentes externos, aliados às pequenas fissuras na pintura que podem conduzir água, além da ausência de manutenção.



Figura 55: Perda de seção devido à colocação de gradil. Fonte: acervo pessoal, 2015.

Figura 54: Esquadria de madeira com perda de seção e perda da camada pictórica. Fonte: acervo pessoal, 2015.

Há presença de instalações elétricas, que são fixadas inadequadamente. Elas entram em contato direto com a água da chuva e se degradam ao longo do tempo. As instalações elétricas sem isolamentos corretos, ou que apresentam vestígios de umidade, podem ser a origem de curtos circuitos, ocasionando incêndios, podendo resultar na perda total da edificação e de edificações de seu entorno imediato.

Por fim, é possível notar em alguns locais a presença de fissuras, originadas por conta da acomodação natural do edifício e que, portanto, não indicam perigos estruturais.

b) Área Interna

No interior da edificação existem inúmeros objetos ocupando todos os cômodos (figura 13). Muitos quadros, porcelanas, móveis antigos, desenhos, jornais e livros tomam conta de todos os espaços, dificultando adequada higienização e ventilação. Desta forma, nem todas as patologias puderam ser detectadas.



Figura 56: Porta de entrada do Castelinho (Sala de Estar). Fonte: acervo pessoal, 2015.

Na sala, o forro de madeira, que já foi reformado algumas vezes e que, provavelmente, é original da época de sua construção, sofre perda de seção devido à presença de organismos xilófagos (Figura 58). Tais organismos se espalharam pela casa, se alojando nas esquadrias de madeira, soleiras, pisos, batentes e portas, e em alguns móveis presentes nas áreas de circulação. Não foi relatada nenhuma reforma, reparo ou substituição dos batentes e portas.



Figura 58: Forro de madeira com perda de seção devido à presença de organismos xilófagos; perda da camada pictórica; fiação exposta. Fonte: arquivo pessoal, 2015.



Figura 57: Detalhe para perda de seção no batente da porta, devido à presença de organismos xilófagos. Fonte: arquivo pessoal, 2015.

Algumas paredes apresentam, pontualmente, perdas de camada pictórica e algumas lacunas, muitas vezes preenchidas ou pintadas. No caso do *hall* do segundo pavimento, a passagem da instalação elétrica ocasionou perdas de reboco e de camada pictórica, bem como no peitoril de um dos quartos, onde, possivelmente por conta do uso, também houve perda de reboco e de camada pictórica.

Os pisos em ladrilhos hidráulicos, por conta do uso e da abrasão, apresentam desgaste superficial e, em alguns casos, como próximo a pia da cozinha, este desgaste se dá de forma mais acentuada (Figura 16). Em outros casos pontuais, como no alpendre, algumas peças encontram-se fissuradas.

A cozinha, espaço mais frequentado pelos usuários, apresenta umidade descendente. Tal patologia localiza-se nas paredes relativas à fachada e na laje. Há infiltração na região onde se encontra exposta a instalação hidráulica do banheiro do pavimento superior (7), decorrente da má ligação entre as peças da citada instalação.



Figura 59: Piso em ladrilho hidráulico com desgaste superficial. Fonte: (PEREIRA, 2015, p.65)



Figura 60: Infiltração no teto da cozinha onde se encontra exposta a instalação hidráulica do banheiro do pavimento superior. Fonte: (MOREIRA, IUNES, PINHEIRO, 2013, p.40)

c) Cobertura

O madeiramento do telhado encontra-se em bom estado quando analisado estruturalmente. Nota-se algumas perdas de seção superficiais por conta da ação de organismos xilófagos, entretanto, o cerne da madeira não está comprometido. Pontualmente, determinadas peças, como caibros e ripas, deverão ser substituídos. Os caibros não acompanham toda a

extensão do vão, podendo sobrecarregar as demais peças (terças). Foi preciso o uso de lonas logo acima da laje para evitar que a água da chuva se infiltrasse na cobertura e chegasse à parte interna da edificação. Tal infiltração pode ser explicada, no caso do revestimento cerâmico, pela presença de fissuras nas telhas.

Um dos espaços mais valorizados do Castelinho, principalmente pela grande visibilidade que permite de parte da cidade, é o torreão. Este, desde a sua construção até a reforma do feita pelos Bracher em 1984, era fechado com placas de ardósia (Figura 62). Em 1984, Dona Nívea Bracher quis abri-la para que pudesse ter um mirante com a possibilidade de visão do entorno de 360°. Desta forma, o torreão foi modelado com vidro e ferro (Figura 63). No conjunto que abriga a torre, cujo material principal é o ferro (peitoril, corrimão das escadas e estrutura), o maior problema diagnosticado foi a oxidação do metal, ocasionada pelo contato deste com água e oxigênio. Há presença de microrganismos e também perda da camada pictórica nas placas de ferro utilizadas.



Figura 62: Torreão coberto por ardósia. Foto sem data definida. Fonte: (PEREIRA, 2015, p.55)



Figura 63: Torreão coberto por vidro e ferro. Fonte: acervo pessoal, 2015.



Figura 61: Oxidação da estrutura metálica no interior da torre, infiltração descendente e presença de microrganismos. Fonte: acervo pessoal, 2015.

5. AÇÕES DE INTERVENÇÃO

O teórico Cesare Brandi em seu livro intitulado “A Teoria da Restauração” diz que no processo de restauração de um edifício são válidos os mesmos princípios estabelecidos para a restauração de obras de arte, uma vez que a arquitetura goza da dupla natureza de ser monumento histórico e objeto artístico, devendo ser respeitadas suas estâncias histórica e estética.

Fachada Principal

A primeira intervenção a ser feita na edificação é a lavagem do todo o revestimento argamassado com água e detergente de Ph 7. Além disso, é necessário o serviço de remoção de crosta negra utilizando-se de emplastos de AB57 e remoção mecânica com o auxílio de espátulas odontológicas. Com essas ações, já será possível notar grande impacto e ter uma leitura completa da unidade potencial do bem.

No Eclétismo, estilo ao qual pertence o Castelinho dos Bracher, havia certa liberdade no critério de escolha de cores para a pintura das edificações. No entanto, predominam os tons de amarelo nos edifícios públicos, em geral. Nas edificações Ecléticas eram utilizadas originalmente cores claras a base de cal, misturadas a pigmentos terrosos, vermelhos ou ocre, caracterizando principalmente as fachadas com tons rosados ou amarelos, com algumas exceções em tons de azul. Com o desenvolvimento da indústria de tintas, as fachadas passaram a ganhar novas gamas de cores, incluindo os tons de verde. Com caráter de restauração, para que a edificação tenha suas cores originais recolocadas, é necessário que sejam realizadas prospecções de pintura nas paredes para se identificar os tons encobertos por outras camadas de tinta. De acordo com o que era usual, se os tons originais estiverem ausentes por questões de qualquer ordem, pode-se escolher outro tom compatível.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A vegetação de pequeno porte deve ser retirada cuidadosamente para evitar que ocorram danos no reboco, na alvenaria ou em tubulações embutidas. No caso de impossibilidade da retirada sem danos à edificação, deve-se injetar herbicida na raiz e, posteriormente, cortar os ramos aparentes, deixando a raiz no edifício.

A instalação de fiações e encanamentos não deve interferir na composição das fachadas. Assim, deve-se fazer um novo volume acompanhando o tubo de queda já existente na fachada para abrigar a fiação e cabos que hoje, de maneira inadequada, passam soltos e desorganizados pela fachada. A instalação elétrica mal executada prejudica a aparência da edificação e pode causar curto-circuito. Por isso, recomenda-se que os conduítes devam ser instalados de maneira correta e discreta, obedecendo às normas técnicas. Visa-se, com essa medida, diminuir a poluição visual possibilitando, assim, uma melhor leitura do bem.

A causa das infiltrações nos muros, sob os vãos e sobre os elementos que sobressaem à fachada é a falta ou a ineficiência de pingadeiras. No caso dos muros deve ser colocada uma peça de ardósia com inclinação para o exterior e com pingadeiras na extremidade. Além disso, o rufo deve ser embutido no reboco. No caso de peitoris ou soleiras, deve ser feito um corte na parte inferior da peça (seja cerâmica ou pedra) para que a peça já existente funcione como uma pingadeira.

Para o entendimento das intervenções nas esquadrias, deve ser considerado o caráter excepcional das intervenções, qualificadas como de restauração, por se tratar de sua recuperação física. As esquadrias existentes no edifício são de madeira, devendo ser utilizado no processo de restauração o Pinho de Riga para as esquadrias internas e Peroba do Campo nas esquadrias voltadas para as fachadas. Todas as esquadrias, existentes bem como novas, necessitam de tratamento contra umidade, fungos ou contra o ataque de insetos xilófagos.

As esquadrias voltadas para as fachadas frontal e posterior devem receber o tratamento à base de pintura esmalte cuja cor tem de ser estudada através de prospecções realizadas durante o restauro. As superfícies precisam ser cuidadosamente limpas, escovadas e raspadas, para remover sujeiras, poeiras e outras substâncias estranhas seguido de decapagem química com a utilização de soprador térmico que facilita a remoção das camadas de tintas.

No caso dos gradis, deve ser executada a completa revisão, limpeza e ajustamento com a substituição das partes danificadas, faltantes ou comprometidas por outras de material, desenho formatos e dimensões consoantes aos “modelos originais”, com inscrição de réplica datada.

O portão metálico de entrada da edificação encontra-se muito degradado, devido à oxidação e corrosão do material de sua estrutura. Como medida de conservação, é proposto realizar uma limpeza superficial com jato de areia e renovar a pintura, de acordo com os estudos de cores. Onde existem corrosões avançadas, deve-se realizar substituição dos elementos danificados.

Interior

A instalação hidráulica do banheiro do pavimento superior da edificação encontra-se exposta na laje da cozinha causando infiltração. Para solucionar manifestação patológica necessita-se do trabalho de um engenheiro hidráulico, caracterizando a equipe multidisciplinar do projeto intervenção de edifícios. Através do projeto hidráulico será possível obter o dimensionamento necessário para suprir a demanda da edificação, considerando o uso residencial do bem. A instalação hidráulica do banheiro do pavimento superior, após o correto dimensionamento e instalação, continuará existindo sob a laje da cozinha. Assim, para que a tubulação não fique exposta, a cozinha poderá receber um rebaixamento em foro de PVC, com lâmina lisa. O foro de PVC é uma intervenção que causa mínimo impacto na edificação e pode ser removida facilmente. O PVC é durável, não propagador de chama, isolador térmico, elétrico e acústico, resistente à intempérie, corrosão, além de ser extremamente leve e de fácil limpeza.

O comprometimento dos forros é bastante visível, principalmente, com perda de suas réguas centrais e apodrecimento de frisos boleados de sancas e alguns trechos das treliças de ventilação. Como os forros apresentam vários tipos de degradações, é necessário promover a desmontagem parcial de réguas e sancas, decapagem integral com produtos químicos específicos. As réguas passíveis de reaproveitamento e que apresentam perdas pequenas de suas partes devem ser reintegradas com resina com carga de vermiculita. Sancas e roda tetos carecem de vistorias minuciosas, identificando as partes passíveis de restauração através das técnicas de obturação (resina acrescida de pó de madeira e



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



lixamento), de enxerto (com partes de peças removidas de outros ambientes e de mesmo padrão dimensional das partes comprometidas e que não podem ser restaurados), ou por substituição de partes respeitando-se a volumetria original.

Os ladrilhos hidráulicos são marcas da empresa responsável pela construção do Castelinho, por isso merecem atenção e valorização durante o processo de intervenção. Propõe-se assim, a higienização com a remoção de manchas, pintura, substituição de peças trincadas, fora de padrão ou comprometidas por novas peças fabricadas em Juiz de Fora, lixamento, polimento e enceramento de todos os pisos.

No interior da residência, percebe-se a presença de organismos xilófagos nas esquadrias de madeira, folhas e batentes, provocando perda de seção. As folhas e batentes que assim necessitarem serão restauradas de acordo com as técnicas mais adequadas a cada caso (enxertos, substituições parciais ou totais das peças), caracterizando ainda mais o caráter crítico das intervenções da edificação.

6. CONCLUSÃO

Através do presente trabalho foi possível compreender uma série de questões relacionadas a um bem de extrema importância para Juiz de Fora. Desde o momento em que foi construído, o Castelinho passou por diversos moradores, sendo hoje um exemplar vivo da história de diversas épocas, contadas a partir de cada elemento que foi sendo imortalizado nas paredes, tetos e pisos.

Raphael Arcuri fez de sua residência um castelo, não somente por suas características arquitetônicas, mas também por sua imponência, estando na perspectiva de uma das principais vias da cidade. Após passar por diversos outros moradores, o imóvel encontra-se hoje na posse de uma família muito importante para a cultura de Juiz de Fora. Os Bracher fizeram deste imóvel uma grande referência de arte, e deram para a população a oportunidade de conhecer e partilhar de todas as emoções que cada cômodo traz.

Durante muitos anos, os moradores do Castelinho, Décio e Nívea, devido à saúde debilitada, tiveram dificuldades financeiras para poder fazer a manutenção do edifício. As intervenções eram pontuais e específicas nos cômodos mais utilizados e nas patologias em que as correções eram mais urgentes. Com isso, as patologias não recebiam o tratamento adequado e com o passar do tempo, o edifício foi se desgastando cada vez mais.

Em dezembro de 2013, dona Nívea faleceu devido a um câncer e, um mês depois, o senhor Décio também veio a falecer. A partir desse momento, surgiram as dúvidas sobre o futuro da edificação. Entretanto, um ano e meio após o falecimento dos moradores, a sobrinha Cecília, juntamente com sua família, se mudou para o Castelinho com o objetivo único de zelar pelo espaço e pelas coleções dos irmãos Bracher.

Logo após a mudança, Cecília e seu marido Marcelo identificaram muitas e grandes demandas de trabalho. E já foram iniciados alguns reparos, como a limpeza do terreno e da casa; reparos emergenciais na rede elétrica e na iluminação externa do imóvel; limpeza e descupinização de móveis, restauração de algumas molduras e organização das coleções de louças, livros e vídeos.

A demora e a não realização de mais intervenções é por conta do orçamento escasso da família. Atualmente eles esperam a aprovação de um projeto proposto para a Lei Murilo Mendes de revitalização das estruturas de madeira da casa (estrutura do telhado, forros e janelas).

De acordo com Cecília, é importante que o Castelinho fique para a família Bracher. A intenção deles é preservar, sem mudar as características que tem histórias. Segundo Marcelo, o projeto da família é transformar a casa em uma casa-museu, não em um lugar estático, mas em movimento constante.

Para poder ajudar na manutenção da casa, em novembro de 2016, iniciou-se a abertura da casa para visitantes. Cada visita é acompanhada por um dos moradores, que apresenta a história da edificação, são voltadas para grupos de cinco a dez pessoas, tem o valor unitário de R\$ 20 e duração de cerca de duas horas.

O espaço e a estrutura que se tem hoje, juntamente com as manutenções programadas, permitem iniciar em 2016 uma pequena escola de pintura para adultos e crianças. E há um projeto para inserir crianças carentes no universo da arte e da música, como era o desejo dos irmãos Nívea e Décio.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Este ideal de cultura não pode se perder, e uma das principais conclusões que se chega é a de que tal viés deve permear toda e qualquer intervenção, respeitando tanto o bem quanto a memória daqueles que tornaram o Castelinho este ícone da arte.

Referências

- [1] ABRANTES, Vitor. **Livro d'Obra - Métodos Simplificados de Diagnóstico de Anomalias em Edifícios**. Porto, Portugal. Universidade do Porto, 2012.
- [2] BASTOS, Wilson de Lima. **Badalo do sino: memórias**. Juiz de Fora: Paraibuna, 1986. Bookman, 2011.
- [3] BRANDI, Cesare. **Teoria da restauração**. Cotia: Ateliê, 2004.
- [4] COELHO, Andréa Wogel. **Patrimônio cultural de Juiz de Fora: representações artísticas e aplicabilidades contemporâneas**. Juiz de Fora, 2009.
- [5] HALBWACHS, Maurice. **A memória coletiva**. São Paulo: Centauro, 2004.
- [6] LYNCH, Kevin. **A imagem da cidade**. São Paulo: WMF Martins Fontes, 2011.
- [7] MOREIRA, A. C.; IUNES, A.; PINHEIRO, C. **Projeto de Intervenção-Castelinho dos Bracher**. Juiz de Fora, 2013.
- [8] NEVES, José Alberto Pinho. **Memória: Conhecer para preservar**. Juiz de Fora: Funalfa Edições, 2004, p. 21.
- [9] OLENDER, Marcos. **Ornamento, ponto e nó: da urdidura pantaleônica às tramas arquitetônicas de Raphael Arcuri**. Juiz de Fora: Editora UFJF, 2011.
- [10] PALLASMAA, Juhani. **Os olhos da pele: a arquitetura e os sentidos**. Porto Alegre.
- [11] PEREIRA, Tamara Nunes. **Da Genialidade Arquitetônica de Raphael Arcuri à Sensibilidade Artística dos Bracher - Intervenção no "Castelinho dos Sonhos"**. Juiz de Fora, 2015.
- [12] JUIZ DE FORA, DECRETO Nº 6462 - de 16 de junho de 1999. (Disponível em: <http://www.jflegis.pjf.mg.gov.br/c_norma.php?chave=0000020039>, acesso em 25 de novembro de 2015.



METODOLOGIA DE CADASTRO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

E. FLÔR

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
ericp.f@hotmail.com

I. GIACOMELI

Engenheira Civil
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
ingrid.giacomelli1@gmail.com

L. ANDRADE

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná; Brasil
leticiaa.andrade@hotmail.com

C. DA ROSA

Estudante
Universidade Federal do Paraná
Paraná, Brasil
camila_mrosa@yahoo.com.br

RESUMO

Obras de Arte Especiais (OAEs) são elementos essenciais em um sistema viário, visto que permitem transpor impedimentos às vias de tráfego. Analogamente a outras tipologias da construção civil, essas estruturas requerem etapas de manutenção e conservação ao longo da vida útil, uma vez considerada a magnitude dos impactos socioeconômicos consequentes da suspensão dessas obras. O Escritório Modelo de Engenharia Civil (EMEA) da Universidade Federal do Paraná, juntamente ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) têm desenvolvido nova metodologia de inspeção de OAEs. Essa metodologia busca contribuir com aprimoramento ao processo de inspeção existente definido pelo departamento, proporcionando informação adequada para o planejamento de obras de reparo e manutenção, em especial à norma DNIT 010/2014 PRO. Entre as pontuações mais relevantes da metodologia de inspeção destacam-se o registro cadastral das obras de arte e a avaliação de manifestações patológicas coligada ao modelo de ranqueamento, também definido pelo escritório. Este artigo tem por objetivo apresentar os critérios essenciais dessa metodologia, bem como o fluxo dos processos de coleta e registro dos dados. Em acréscimo, os critérios de avaliação das manifestações patológicas, cerne desta metodologia, serão pormenorizados. Cumpre mencionar que esta última avaliação leva em conta as ponderações da equipe de inspeção, além de ensaios laboratoriais com o material coletado.

Palavras-chave: Obras de Arte Especiais, Metodologia de Inspeção, Avaliação de Manifestações Patológicas.

ABSTRACT

Bridges are essential elements in a road system, since they allow overcoming eventual impediments in traffic lanes. Similarly to other kinds of construction, these structures require maintenance and conservation throughout its lifecycle, once considered the magnitude of socio-economic impacts caused by its suspension. The Escritório Modelo de Engenharia (EMEA) of Universidade Federal do Paraná, along with National Department of Transport Infrastructure (DNIT) have developed a new OAE inspection methodology. This methodology aims to contribute on improving the existing inspection procedures laid down by the department (DNIT 010/2014 PRO), providing adequate information for planning, repair and maintenance works. Among the most relevant matters in this inspection methodology counts registration and damage evaluation, this related to a ranking model, also defined by the office. This article aims to present the essential criteria of this methodology as well as the process flow and data recording. In addition, the criteria for damage evaluation, heart of this methodology, will also be detailed. It should be mentioned that this assessment takes into account inspectors visual considerations and laboratory tests with the collected material.

Keywords: Bridges, Inspection Methodology, Damage.

1. INTRODUÇÃO

A malha rodoviária sob administração do DNIT no Brasil possui cadastrados 1,7 milhões de quilômetros de rodovias pavimentadas e não pavimentadas, sendo aproximadamente 119 mil quilômetros de rodovias federais [1]. Distribui-se nessa malha federal, sob a jurisdição do DNIT, um total de 4.469 unidades de obras de arte especiais [2].

Segundo a norma de inspeções de pontes e viadutos de concreto armado e protendido do DNIT (DNIT 010/2014 PRO) a inspeção de ponte pode ser definida como a atividade técnica que abrange a coleta de informações do projeto e da construção, o exame minucioso da ponte, a elaboração de relatórios, a avaliação do estado da obra, além de outras recomendações [3].

As inspeções não só previnem o insucesso, como também fornecem informações necessárias para uma administração eficaz da rede de pontes. Durante as inspeções, as necessidades de reparos urgentes, manutenção e as substituições de parte dos elementos de pontes podem ser detectadas e notificadas. Com base no relatório de inspeção, os Sistemas de Gestão de Pontes (SGP) podem ainda definir prioridades e estabelecer programas para aplicar os recursos disponíveis para as pontes mais críticas [2].

Pontes e viadutos estão sujeitas a degradação de diversas naturezas que podem afetar seu comportamento estrutural e, por suas funções estruturais e exposição ao meio, necessitam de inspeções periódicas para monitoramento do seu estado de conservação. A partir da inspeção, o responsável pelo gerenciamento pode vir a prever ações de intervenção a fim de minimizar os processos de deterioração da estrutura, evitando colapsos e acidentes. [4]

Um dos fatores que influencia na conservação inadequada das OAEs brasileiras é a ineficiência dos sistemas de gerenciamento dessas obras. Esses sistemas apresentam deficiências e pouco oferecem considerações sobre durabilidade e vida útil que atendam a realidade nacional, não permitindo que os processos de inspeção, manutenção, recuperação e reconstrução dessas estruturas sejam gerenciados adequadamente [2].

O colapso ou a restrição parcial destas estruturas pode ocasionar perdas públicas e privadas. Para maximizar o retorno dos grandes investimentos realizados nessa área e garantir o funcionamento operacional durante todo o ciclo de vida, há necessidade de desenvolvimento de estratégias efetivas de manutenção e reparos. [5]

Quanto mais cedo forem realizados serviços de recuperação das manifestações patológicas, mais será possível garantir durabilidade, efetividade, facilidade de execução e menores custos de operação.

Segundo a lei de Sitter (Figura 64, [6]), o importe financeiro para recuperação cresce em progressão geométrica. Por sua vez, a vida útil de uma estrutura pode ser dividida em quatro fases:

- Fase A: projeto e construção;
- Fase B: início dos danos;
- Fase C: início da propagação do dano;
- Fase D: estado avançado de propagação.

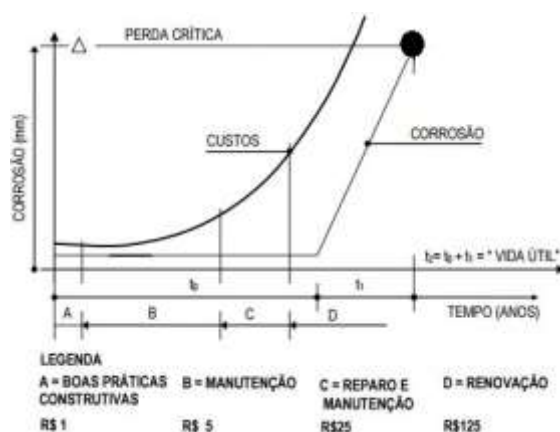


Figura 64 – Lei de Sitter

Os sistemas de gestão de pontes devem incluir um banco de dados que contenham informações sobre as características da estrutura, componentes degradados, condições climáticas, tráfego, entre outros dados que o órgão gestor definir como necessário. Além disso, contribui garantir informações e rotinas que quantificam a eficácia de estratégias de manutenção, reabilitação e informações sobre os custos viários. Essas informações devem ser compiladas em modelos e algoritmos de tomada de decisão de acordo com a demanda de gestão. [7]



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tendo em vista os aspectos mencionados, o presente artigo cumpre o objetivo de apresentar a metodologia de inspeção proposta pelo Escritório Modelo de Engenharia (EMEA), que visa contribuir com a norma de inspeção DNIT 010/2004-PRO através de duas finalidades principais:

- a) Operacionalização do método, uma vez que define em maior nível de detalhe os subprocessos a serem realizados inspetores;
- b) Acréscimos relacionados ao cadastramento das manifestações patológicas e ranqueamento das obras segundo o modelo proposto pelo escritório.

Neste objetivo, o artigo é estruturado da seguinte forma, conforme será visto nos capítulos subsequentes. Primeiramente, no capítulo 2, será ditada, em breve análise, a metodologia proposta pela norma DNIT 010/2004-PRO. Em contraposição, o capítulo 3 apresenta o modelo elaborado pelo escritório, designado 'Modelo EMEA'. O Capítulo 4, conclusivo, garante comparar ambos modelos e sintetizar os acréscimos propostos.

2. A METODOLOGIA DE INSPEÇÃO DE OBRAS DE ARTE UTILIZADA PELO DNIT - DNIT 010/2004-PRO

O Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre do Brasil, responsável pela jurisdição das obras de arte especiais das rodovias federais, utiliza como normativa o procedimento DNIT 010/2004 PRO – Inspeção em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento e o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviária, 2004.

O DNIT 010/2004 PRO fixa as condições exigíveis para a realização de inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido, podendo ser aplicados também a estruturas semelhantes. São descritos três tipos principais de inspeção.

a) Inspeção Cadastral

Primeira inspeção a ser realizada, tem como objetivo o cadastramento da ponte ou viaduto, logo após o término de construção. Trata-se de uma inspeção fortemente documentada que servirá como referência para outras inspeções;

b) Inspeção Rotineira

Inspeções periódicas, habitualmente realizadas a cada dois anos. Têm como objetivo a avaliação visual da condição e evolução de falhas já detectada em inspeção anterior, assim como novos danos;

c) Inspeção Especial

Devem ser realizadas quando são detectados danos graves à estrutura na inspeção cadastral e de rotina, em pontes que possuam estruturas complexas que necessitem monitoramento e em ocasiões especiais, como passagem de cargas especiais.

O Manual de Inspeção acrescenta outras duas categorias de inspeção, a caráter complementar.

d) Inspeção Intermediária

Recomendada para monitorar uma anormalidade já suspeitada ou detectada.

e) Inspeção Extraordinária

Efetuada quando ocorrem danos estruturais repentinos.

Cabe salientar que para realização de uma inspeção e por fim para a avaliação da OAE o Manual de Inspeção do DNIT define nível de competência mínima ao profissional. Essa competência deve garantir que o profissional seja registrado e diplomado, com pelo menos cinco anos de experiência em projeto de pontes e cinco anos de experiência em inspeção de pontes, além de total conhecimento do levantamento técnico apontado no manual de inspeção de 2004.

Etapa importante da inspeção consiste na classificação da obra conforme o nível de desempenho. Para tanto, é necessário avaliar a obra quanto ao nível de degradação. A Tabela 1 apresenta a classificação final da estrutura conforme a avaliação da inspeção rotineira, contida na norma DNIT 010/2004 PRO. A avaliação ocorre de maneira qualitativa e são apresentados quatro tipos de categorias para OAE de acordo com a nota final, elencadas na tabela.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Nesta avaliação, é atribuído a cada conjunto de elementos da ponte uma nota, que varia de 1 a 5, a qual refletirá maior ou menor gravidade de problemas existentes no elemento. A nota final da ponte corresponde a menor dentre as notas recebidas pelos seus elementos com função estrutural.

Tabela 1 - Correlações entre as notas atribuídas e a categoria dos problemas estruturais detectados nas inspeções DNIT 010/2004 PRO

Nota	Dano no Elemento / Insuficiência Estrutural	Ação Corretiva	Condições de Estabilidade	Classificação das Condições da Ponte
5	Não há danos nem insuficiência estrutural	Nada a Fazer	Boa	Obra sem Problemas
4	Há danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural.	Nada a fazer, apenas serviços de manutenção.	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra.	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.	Boa Aparentemente	Obra Potencialmente Problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural.
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra de ver feita no curto prazo	Sofrível	Obra Problemática Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. Inspeções Intermediárias são recomendáveis para monitorar os problemas.
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural da ponte. O elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardar.	Precária	Obra crítica Em alguns casos pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial de tráfego, escoramento provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamento e deformações etc.

O procedimento apresentado nesses documentos apresenta como principais falhas não quantificar o dano de maneira padronizada, no que depende exclusivamente dos critérios qualitativos do inspetor [8]. Estudos levantaram os problemas nas fichas de inspeção utilizadas nas vistorias. Na medida em que esta avaliação desconsidera a influência do entorno e de fatores ambientais na degradação das estruturas, não concede, portanto, ênfase suficiente às manifestações patológicas [9].

Em resumo, os procedimentos gerais da metodologia proposta pelo manual do DNIT apresentam as informações principais para a inspeção de pontes, levantando itens importantes para sua realização. Sob o ponto de vista dos autores deste artigo, a inspeção de uma ponte pode ser conduzida de forma mais sistemática e disciplinada, de modo a garantir que todo elemento estrutural seja inspecionado, a partir de fichas de inspeção que garantam maior pormenorização deste procedimento.

3. METODOLOGIA DE INSPEÇÃO ELABORADA PELO ESCRITÓRIO MODELO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

O procedimento de inspeção ora exposto foi elaborado pelo Escritório Modelo de Engenharia Civil (EMEA) da Universidade Federal do Paraná (UFPR), durante a realização do projeto “Desenvolvimento de metodologia objetiva



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



das condições funcionais e estruturais de obras de arte especiais” em parceria com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Com o objetivo principal de sistematizar o procedimento de inspeção, almeja-se em segundo plano aumentar a confiabilidade dos relatórios de inspeção a partir da padronização do processo. Além disso, busca-se maior nível de detalhe nas avaliações de desempenho das estruturas.

Essa metodologia divide-se estrategicamente em 3 macro etapas de Inspeção. São elas a Pré-Inspeção (previamente à ida à campo), Inspeção (no campo) e Pós-Inspeção (após o retorno do campo), detalhadas nos tópicos 3.1, 3.2 e 3.3, respectivamente.

3.1 Pré-inspeção

Na pré-inspeção é realizado um levantamento dos dados pré-existentes da estrutura a ser inspecionada, que abrange os seguintes passos.

3.1.1 Levantamento dos documentos iniciais das Obras de Arte Especiais (OAEs)

Essa etapa consiste em conhecer a estrutura e seu histórico. A consulta desses arquivos deve estar disponível ao inspetor, assim como eventuais inspeções anteriores. Aconselha-se que o inspetor estude a OAE antes da ida a campo.

3.1.2 Recebimento e conferência dos equipamentos

A retirada dos equipamentos a serem utilizados durante as inspeções deve ser realizada na pré-inspeção, após um breve conhecimento da estrutura e do seu histórico de inspeções. No entanto, há sempre um conjunto básico de equipamentos utilizado em todas as inspeções, por mais precária que seja. Este conjunto contempla ferramentas básicas necessárias a realização de qualquer inspeção de OAE. Sinteticamente, o conjunto de equipamentos é composto por:

- Equipamentos de Segurança (Capacete, Cordas, Colete de Segurança, Perneiras, entre outros)
- Equipamentos de Medição (Trena de roda, trena à laser, trena metálica)
- Fichas de Anotação (Ficha cadastral, Registro Fotográfico, Folhas destinadas ao desenho de Croquis, Ficha cadastral de Manifestações Patológicas. O conjunto das fichas é denominado ‘Caderno de Inspeção’). Instrumentos de anotação (Pranchetas e Lápis)
- Equipamentos Auxiliares (Binóculo, Bússola)
- Equipamentos de Suporte a Ensaios (Recipientes coletores de amostras, Fissurômetro)
- Equipamentos para realização de ensaios (Disco de Corte, Fenolftaleína, Gerador de Energia, Voltímetro, Esclerômetro, entre outros. Esses equipamentos são utilizados somente nos casos de obras em que serão realizados os ensaios, na maioria dos casos, em uma segunda visita.)

3.1.3 Definição das atribuições internas da equipe de inspeção

Nesta etapa da pré-inspeção é feita a divisão das atribuições dos auxiliares durante as inspeções. A equipe de inspeção das viagens realizadas pelo escritório é sempre constituída por 4 a 6 integrantes. É obrigatória a presença de um engenheiro civil registrado no CREA, que possua total conhecimento dos Manuais de inspeção do DNIT e que tenha realizado o treinamento de inspeção do EMEA– UFPR.

Além do engenheiro, integram a equipe auxiliares de inspeção. No caso do escritório, os auxiliares são alunos da graduação em engenharia civil da UFPR, que também participaram do treinamento de inspeção do EMEA-UFPR.

3.2 Inspeção

A inspeção é o procedimento em campo propriamente dito. Esta etapa é constituída pelas atividades que serão elencadas na sequência. Cumpre ressaltar que todos os documentos de anotação ora apresentados constituem o denominado ‘Caderno de inspeção’. O caderno de inspeção é particular para cada OAE, e confere:

- a) Ficha cadastral da OAE
- b) Folhas para desenho de croquis
- c) Registro Fotográfico



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

- d) Cadastro de Manifestações Patológicas
- e) Ficha de Inspeção Rotineira (conforme modelo DNIT 010/2004 PRO).

3.2.1 Cadastro da OAE

Inicialmente, a obra de arte especial deve ser cadastrada conforme as características morfológicas e de operação, a região de entorno e as características geométricas da Obra de Arte. A Figura 1 ilustra parte dos dados cadastrais que devem ser conferidos em campo. Essa ficha está presente no procedimento de inspeção DNIT 010/2004 PRO e foi adaptada para o modelo EMEA.

CARACTERÍSTICAS PLANI-ALTIMÉTRICAS		
Região:	<input type="checkbox"/> PLANA <input type="checkbox"/> ONDULADA <input type="checkbox"/> MONTANHOSA	Greide: Rampa Máxima (%): _____
Traçado:	<input type="checkbox"/> TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVO Raio: _____ m	Travessia: <input type="checkbox"/> ORTOGONAL <input type="checkbox"/> ESCONSA
CARACTERÍSTICAS DA PISTA		
Larg. Total da Pista: _____ m	Pavimento: <input type="checkbox"/> Asfalto <input type="checkbox"/> Concreto	Drenos: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO
N° de Faixas: _____	Largura de uma Faixa: _____ m	Pingadeiras: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO
Acostamento: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Largura Passeio Esq.: _____ m	
Larg. Acostamento Esq.: _____ m	Largura Passeio Dir.: _____ m	
Larg. Acostamento Dir.: _____ m	Guarda-Rodas: <input type="checkbox"/> P. Antigo <input type="checkbox"/> N. Jersey <input type="checkbox"/> Outro	

Figura 2: Trecho da ficha de dados cadastrais.

3.2.2 Croqui

O croqui da OAE deve ser realizado durante a inspeção de forma a garantir o entendimento geométrico da estrutura da obra. Para isto, devem ser ilustrados:

- a) Vista superior das pistas de rolamento
- b) Vista superior dos elementos da ponte
- c) Perfil Longitudinal
- d) Perfil Transversal
- e) Detalhes Gerais (quando necessária representação especial).

Posteriormente, na etapa de pós-inspeção, o croqui confeccionado em campo será transferido para o modelo CAD, exemplificado na figura 3.

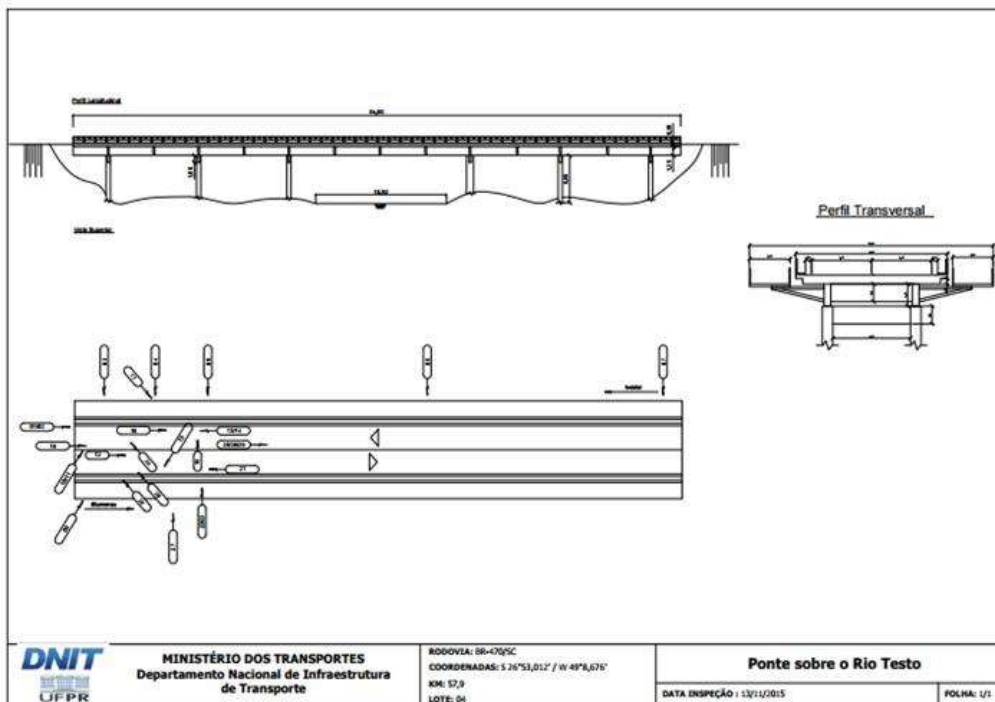


Figura 3: Croqui de OAE, indicando os perfis longitudinal e transversal, além da referência das fotografias sobre a vista das pistas de rolamento.

3.2.3 Fotografias cadastrais da OAE

As fotografias são indispensáveis para o cadastro da OAE, uma vez que representam as características da obra como um todo. Algumas fotografias são obrigatórias para melhor compreensão da obra de arte e de seu entorno.

- Vista Geral: A fotografia deve mostrar a OAE, o entorno e o ambiente no qual ela está inserida.
- Vista Superior: As fotografias devem mostrar claramente a direção das pistas de rolamento, a condição do pavimento, a sinalização e as estruturas secundárias como guarda-corpos e passeios.
- Vista Lateral Direita: As fotografias devem registrar a ponte em todo seu comprimento, evidenciando os vãos e o tipo de encontro ou contenção. A recomendação é que sejam registradas ao menos três fotografias, uma em cada extremidade da OAE e uma foto perpendicularmente à vista longitudinal da ponte, ou seja, uma foto longitudinal
- Vista Lateral Esquerda: Análoga à vista lateral direita.
- Juntas do Pavimento: As fotografias devem registrar as juntas de dilatação do pavimento, além do encontro da ponte com o aterro de aproximação (encontros tanto no início quanto no fim da ponte).
- Vista Inferior: As fotografias devem mostrar claramente o sistema estrutural, com ênfase nas interfaces laje-vigapilar.
- Articulações: As fotografias devem registrar a presença das articulações, quando existirem.
- Detalhes de apoio: Devem ser registrados os aparelhos de apoio sobre os pilares. Além disso, deve-se registrar qualquer detalhe relevante para o cadastro da OAE.

A descrição de cada fotografia deve ser realizada no registo fotográfico, que é um documento físico constante no caderno de inspeção. O registro fotográfico também deverá conter as fotos das manifestações patológicas avaliadas, conforme será visto no tópico seguinte.

As Figura 4 e 5 ilustram as vistas inferior e da pista de rolamento de uma OAE.



Figura 4: Registro fotográfico da pista de rolamento.



Figura 5: Registro fotográfico da vista inferior

3.2.4 Cadastramento manifestações patológicas e avaliação de performance

O cadastramento das manifestações patológicas deve ser realizado pelo engenheiro civil responsável pela condução da inspeção, auxiliado pela equipe. Inicialmente, devem ser cadastrados todos os elementos da OAE e, posteriormente, deve ser realizado o cadastro das manifestações patológicas de acordo com o modelo de avaliação denominado 'Modelo EMEA'. Todos os elementos devem ser inspecionados e todas as manifestações devem ser anotadas.

O cadastramento das manifestações patológicas deve ser acompanhado pelo registro fotográfico das manifestações, que deve ter clareza, foco e apresentar detalhes relevantes que possibilitem uma avaliação posterior. Para cada manifestação patológica são recomendadas duas fotografias; uma que contemple o elemento por inteiro ou de forma mais abrangente, junto a manifestação; e outro registro mais próximo, de preferência que permita definir uma escala gradual (objeto para referência de tamanho).

Diferentemente do modelo proposto pelo DNIT 010/2004 PRO, o Modelo EMEA emite uma nota denominada índice de performance, que não possui um intervalo de classificação pré-definido. Quanto menor o índice de performance de uma OAE, é possível afirmar que seu estado de degradação esteja mais evoluído.

O índice de performance da OAE (R) é calculado somando os índices relativos a cada degradação avaliada (V_D). Por sua vez, o valor de cada índice de degradação é definido pela multiplicação de parâmetros (B , K_1 , K_2 , K_3 , K_4 e K_5), conforme a expressão que segue.

$$R = \sum V_D = \sum B_i \times K_{1i} \times K_{2i} \times K_{3i} \times K_{4i} \times K_{5i}$$

- VD Valor do dano;
- B_i Valor básico associado ao tipo de dano i sobre a segurança e/ou durabilidade;
- K_{1i} Fator do elemento estrutural, função de sua importância no contexto da estrutura como um todo;
- K_{2i} Fator indicativo da intensidade do tipo de dano i ;
- K_{3i} Fator relativo à extensão da propagação do tipo de dano i nos elementos inspecionados;
- K_{4i} Fator enfatizante da urgência da intervenção para o dano i ;
- K_{5i} Fator relativo à durabilidade da estrutura, que se relaciona a dados de ensaio, quando realizados.

A avaliação é feita concomitantemente pelo dano e pelo elemento. Por exemplo, uma corrosão com exposição de armadura verificada em uma ou mais vigas deve ser registrada separadamente dessa mesma manifestação verificada em um ou mais pilares, pois conferirá notas diferentes conforme o tipo de elemento, a repetição nos elementos, a intensidade e a urgência de reparo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O modelo também compreende uma listagem restrita das manifestações patológicas que podem ser verificadas em campo (levadas pelo inspetor à inspeção). Só para ilustrar, uma avaliação em campo poderia ser realizada da seguinte forma:

Tabela 2 – Exemplo de Cadastramento de manifestações patológicas em uma OAE

Elemento	Manifestação	Dimensão	Reparo	Tamanho do Reparo	Fotografia	Observação
Pilar, P1 e P3	Mancha de Corrosão	3	2	3,00m ²	001 e 002	Próximo ao pé do pilar
Viga, VL2	Corrosão com deslocamento	3	3	0,80m ²	003	Armadura exposta
Transversina, VTP 4	Mancha de umidade	2	2	1,5m ²	004 e 005	
Laje, L1 a L3	Fissura em linha próxima aos apoios	2	2	3,00m ²	006, 007 e 008	
Encontro, E1 e E2	Desaprumo	1	1	-	009 e 010	
Pavimento	Buraco	2	3	1,00m ²	011	No meio da faixa

Os campos Dimensão e Reparo variam em notas de 1 a 5 e 1 a 4, que correspondem à gravidade da manifestação e à urgência de reparo, respectivamente. Para cada elemento, a cada uma dessas notas corresponde valores de B e K, compondo assim o índice de performance. O campo Tamanho do Reparo permite estabelecer previsões orçamentárias para a recuperação da OAE quanto às manifestações avaliadas, juntamente ao banco de dados de orçamentação acoplado automaticamente ao modelo.

Por fim, obtido o índice de performance, é calculado um valor final, definido por índice relativo. O índice relativo permite levar em consideração a estrutura da ponte, ponderando as avaliações conforme o porte da estrutura. Por sua vez, o porte da estrutura é mensurado por um valor denominado índice base, que leva em consideração os elementos que constituem a obra.

$$I_p = \frac{\sum V_D}{\sum V_{D,ref}}$$

I_p Índice relativo, representação final e corrigida do grau de agravamento da estrutura;

$V_{D,ref}$ Índice base da estrutura, que leva em consideração a complexidade e número de elementos da morfologia;

Só para exemplificar essa correção, duas OAEs de proporção distinta (uma maior e mais complexa, outra menor e mais simples), caso não houvesse esse arranjo, teriam mesma nota final (índice de performance, V_D) se fossem avaliadas com as mesmas manifestações. Entretanto, é palatável a compreensão que a OAE menor sofreria mais o impacto dos danos, diferentemente da OAE maior, em que as agravações se esvaeceriam mais, dissolvendo em parte os impactos, e a nota final, portanto não refletiria essa diferença. Ao definirmos um índice relativo (I_p), ponderado pelo grau da estrutura, permite-se crer que a performance corrigida seria uma avaliação mais aproximada da realidade.

3.3 Pós-inspeção

Os procedimentos a serem realizados após a inspeção correspondem a transferência de todas as informações coletadas em campo durante a inspeção para o formato digital. Os croquis desenhados em campo, por exemplo, devem ser transferidos para o formato CAD.

A partir da inspeção, deve ser gerado um relatório de inspeção. O relatório de inspeção consiste no documento que contém as informações mais relevantes da inspeção e que possa caracterizar a obra. É importante mencionar que as informações conferidas no relatório são as mínimas requeridas pelo DNIT para o cadastro da OAE em seu sistema de gerenciamento e que atendem a todos os requisitos exigíveis para uma inspeção descrita no DNIT 010/2004 PRO. Por sua vez, o escritório possui um software desenvolvido internamente para conversão em formato digital dos dados obtidos em campo e elaboração de um relatório de inspeção de forma automática.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Com todos os documentos reunidos sobre a obra de arte especial, juntamente ao conjunto de todas as obras de arte, um banco de dados de inspeções é formado. O banco de dados é um diretório que contempla os arquivos referentes à inspeção. O diretório contempla fotografias, relatórios, fichas cadastrais, documentos físicos digitalizados, bem como o relatório de inspeção propriamente dito. O software desenvolvido no escritório é capaz de levantar os cadastros de manifestações patológicas e, por sua vez, ranquear as obras conforme os índices de performance, permitindo extrair estatísticas essenciais para melhor compreensão do estado das Obras de Arte Especiais avaliadas.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o desenvolvimento de um procedimento em campo, dois principais aprimoramentos puderam ser observados. O primeiro deles consiste em sistematizar as conferências preconizadas pela norma do departamento. Em outras palavras, processos que pela norma são ditados, mas não disciplinados, puderam ser padronizados e se tornaram mais claros à equipe.

A definição de uma metodologia operacionalizada permitiu maior automação em campo, além de maior nível de confiabilidade dos dados obtidos. Avaliando o aumento da produtividade da equipe à medida em que o processo era reprogramado e caminhava no sentido de maior padronização, é possível concluir que o esforço desempenhado para o desenvolvimento da metodologia já reverteu.

A segunda contribuição diz respeito ao modelo de ranqueamento proposto pelo escritório, o Modelo EMEA. Esse modelo não só permitiu um ranqueamento mais preciso em critérios quantitativos, como mostrou-se mais abrangente e com maior nível de detalhe na análise em campo e nas anotações, quando comparado à avaliação proposta pelo DNIT 010/2004 PRO. Nesta proposta, a subjetividade da avaliação utilizada para qualificar a obra de arte reduziu.

Por fim, cabe avaliar que toda descrição operacional aqui mencionada foi sintetizada para se adequar a proposta do formato. Naturalmente, a descrição original do processo, definida em manuais internos do escritório, é apresentada em maior nível de detalhe com vistas a não restarem dúvidas nem ponderações pessoais ao papel do inspetor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] DNIT. Sistema Nacional de Viação (SNV) de 2014. Disponível em: < <http://www.dnit.gov.br/sistema-nacional-de-viacao> >. Acesso em 10 de janeiro de 2015.
- [2] MITRE, M. P. *Metodologia para inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto*. 2005. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.
- [3] DNIT. 010/2004 PRO: *Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido* - Procedimento. 1 ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2004. 18 p.
- [4] Mitre, M. P. *Metodologia para inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto*. 2005. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.
- [4] LENCIONI, J. W. *Proposta de um manual para inspeção de Pontes de Viadutos de Concreto Armado* - Discussão sobre a influência dos fatores ambientais na degradação das Obras de Arte Especiais. 2005. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica, Instituto Tecnológico Aeronáutica, São Paulo, 2005.
- [5] ELBEHAIRY, H. et al. “Integrated Multiple-Element Bridge Management System. Journal of Bridge Engineering”. v. 14, p. 179-187, 2009.
- [6] SOUZA, V. C. DE. “Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto”. 1.ª ed. São Paulo: Editora Pini, 1998. 255p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [7] FHWA. FHWA LTBP Bridge Performance Primer. Federal Highway Administration. p. 1-8. Fev, 2014.
Disponível em: <[http://www.fhwa. dot.gov/research/tfhrc/programs/infrastructure/structures/ltpb/pubs.cfm](http://www.fhwa.dot.gov/research/tfhrc/programs/infrastructure/structures/ltpb/pubs.cfm)>.
Acesso em: 05 maio 2015.

- [8] PAVI, S. et al. *O Uso do Laser Scanner Terrestre na Inspeção de Pontes e Viadutos de Concreto: Uma Revisão Bibliográfica*. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. 2014.

- [9] LENCIONI, J.W. *Proposta de um Manual para Inspeção de Pontes e Viadutos de Concreto Armado – Discussão sobre a Influência dos Fatores Ambientais na Degradação das Obras de Arte Especiais*. Instituto Tecnológico Aeronáutica, São Paulo. 2005. 188p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



“METODOLOGIA PARA A RECUPERAÇÃO DE PILARES SUBMETIDOS À CARBONATAÇÃO: APRESENTAÇÃO DE CASO DE UM PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR DE TÉRREO EM PILOTIS DE MANAUS/AM”

L. T. DIAS BARBOSA FILHA
Estudante
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
liafilha@hotmail.com

E. ARAUJO SILVA
Estudante
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
elber.araujo.silva@gmail.com

S. CALÔBA AGUIAR
Estudante
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
samuel.caloba@gmail.com

J. ALMEIDA MELO FILHO
Professor DSc.
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
jalmeida26179@gmail.com

RESUMO

As estruturas de concreto armado representam a alternativa estrutural mais empregada em edificações dentro do território nacional, passíveis de manifestações patológicas que, dependendo da gravidade, podem ocasionar riscos à segurança das construções se não submetidas a adequadas técnicas de reparo. Com o objetivo de apresentar uma possível alternativa de recuperação e prevenção a danos materiais e humanos, o presente artigo leva ao conhecimento dos profissionais da construção civil a metodologia empregada para a recuperação de pilares submetidos à carbonatação no estacionamento de um prédio residencial multifamiliar de Manaus/AM. A técnica de reparo adotou método convencional, ao qual conjugaram-se inovações necessárias às especificidades locais, sobretudo, quanto à qualidade e resposta dos materiais de construção ao clima da região. O maior desafio, entretanto, residiu na projeção de escora metálica que impedisse a acomodação das vigas durante o reparo dos pilares, especialmente porque foi executado com a edificação ainda em uso. Concluída a recuperação, pôde-se confirmar o êxito dos objetivos propostos com a intervenção, haja vista que a estrutura tem sido monitorada continuamente, sem apresentar indícios de novas manifestações patológicas.

Palavras-chave: Carbonatação, pilar, manifestações patológicas.

ABSTRACT

The reinforced concrete structures represent the most used structural alternative in buildings within the Brazilian territory, subject to pathological manifestation, which, depending on the severity, can cause risks to the safety of buildings, in case of those do not receive appropriate repair techniques. Aiming to present a possible alternative recovery and prevention of human and material damage, this article leads to knowledge of professionals in the methodology employed construction to recover pillars subjected to carbonation in the parking area of a multifamily residential building in Manaus, State of Amazonas. The repair technique adopted was the conventional method, which conjugated necessary innovations to local conditions, especially regarding the quality and response of building materials to regional climate. The biggest challenge, however, resided in the projection of the metal prop that could prevent the re-accommodation of the beams during the repair of the pillars, especially because it was done with the building still in use. After recovery was completed, it was possible to confirm the success of the proposed objectives with the intervention, considering that the structure has been continuously monitored, without showing evidence of new pathological manifestations.

Keywords: Carbonation, pillar, pathological manifestations.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é uma tecnologia construtiva desenvolvida na Europa em meados do século XIX, que alia a argamassa (composta por água, areia, cimento e agregados) a armaduras metálicas para conferir resistência a esforços de tração à estrutura. Desde então, o Brasil é um dos países pioneiros no uso deste material.

A implantação do concreto armado como material de construção no país, deu-se por influências europeias, porém seu emprego em larga escala deve-se à abundância de matéria-prima no território brasileiro, à facilidade de moldá-lo em qualquer forma, e a não limitação da quantidade de pavimentos. Além disso, segundo Couto [1], é apreciado por sua resistência mecânica, durabilidade – quando não exposto a ambientes agressivos, pode chegar a 100 anos sem quaisquer intervenções – e viabilidade econômica.

Contudo, por se tratar de material não inerte, sua capacidade resistente e durabilidade podem ser comprometidas pelo surgimento de manifestações patológicas oriundas da interação dos constituintes do concreto com agentes presentes no meio – entre estes os sais, ácidos, etc. Como qualquer outro material, fica sujeito, também, à aplicação incorreta de princípios de engenharia.

Para Helene [2], o número de estruturas acometidas por manifestações patológicas acentuou desde a última década do século XX, sobretudo aquelas relacionadas com a corrosão de armaduras em decorrência da falta ou perda da proteção química oferecida pelo cobrimento de concreto. Dentre estas, a carbonatação é uma das mais frequentes, sobretudo em estruturas expostas a ambientes com altas concentrações de gás carbônico.

Este artigo discorre sobre o processo de recuperação de 34 pilares de concreto armado, situados na garagem de um edifício residencial multifamiliar de térreo em pilotis localizado em Manaus/Amazonas, afetados pelo processo de carbonatação, sem que houvesse a interrupção do funcionamento do prédio, vez que o mesmo se encontra habitado em sua totalidade.

No caso em questão, os pilares apresentavam dimensões iniciais de 0,15 x 0,40 x 2,40 metros, resistência característica a compressão de 18 MPa e distância entre vãos de aproximadamente 3,5 metros. Cabe salientar, ainda, a necessidade de serem confeccionadas escoras metálicas com capacidade de carga elevada, considerando a inviabilidade, por motivos mecânicos e funcionais, da utilização das escoras disponíveis no mercado local.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O fenômeno da carbonatação, de acordo com Ribeiro e Cunha [3], consiste na formação de carbonato de cálcio através da interação do gás carbônico - oriundo, sobretudo, da queima de combustíveis em ambientes classificados sob agressividade II da ABNT [4] - que penetra pelos poros ou fissuras do concreto, com o hidróxido de cálcio ali presente. Em estruturas expostas a ambientes com altas concentrações de CO₂, tais como viadutos, garagens e túneis, o aparecimento deste tipo de manifestação patológica ocorre, portanto, com mais frequência.

A problemática, no entanto, não está na formação de carbonato de cálcio (já que este não provoca a deterioração do concreto), mas no desencadeio do consumo de álcalis da pasta, provocando a redução do potencial hidrogeniônico a níveis abaixo de 11,5. Richardson [5] inclusive, refere que a transformação da portlandita (hidróxido de cálcio) em calcita (CaCO₃), ocorrida durante o processo de carbonatação, aumenta a resistência mecânica do concreto.

Ainda segundo Ribeiro e Cunha [3], o fenômeno pode ser facilitado por diversos fatores, dentre eles, construtivos, de projeto e climáticos. Dentre estes, destacam-se o não-alcance do valor normatizado de cobrimento nominal das armaduras do concreto armado (para zona urbana > 30 mm), a elevada relação água/cimento do elemento construtivo e ciclos de umedecimento e secagem. Para o caso de edificações com térreo em pilotis, onde os pilares encontram-se expostos às intempéries ambientais, os ciclos de umedecimento/secagem ocorrem com maior frequência e intensidade.

Para Nakamura [6], quando a frente de carbonatação atinge os aços das armaduras, o fenômeno dá início à retirada da camada passivadora (despassivação) devido à diminuição da alcalinidade do meio a níveis inadequados, favorecendo a entrada de agentes químicos que provocam a corrosão e, por conseguinte, comprometendo a durabilidade e resistência da estrutura.

Montemor [7] propõe quatro etapas do processo de carbonatação: difusão do gás carbônico para o interior do concreto; reação do gás dissolvido na solução de poros com o hidróxido de cálcio; reação com silicatos e aluminatos; e produção do carbonato de cálcio e água. Neste processo, o potencial hidrogeniônico do concreto reduz a níveis inferiores a 9, quando ocorre a ativação da barra de aço. Porém, para Ribeiro e Cunha [3], na presença de água e excesso de CO₂, há a possibilidade de ocorrer a formação da substância bicarbonato, a qual, por sua característica ácida, reduz o valor do pH a valores próximos à neutralidade, e, em ditas condições, a corrosão pode resultar alarmante.

Dito isto, ao acometer determinada estrutura, o elemento afetado necessita passar por intervenções de reparo, tornando-se indispensável a utilização de técnicas que restitua o adequado desempenho da estrutura, seja através de recuperação ou de reforço estrutural, conforme preconizado por Piancastelli [8]. Cabe registro, também, que grande parte do aparecimento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado decorre de falhas no exercício da engenharia, ocorram elas durante a fase de projeto ou a de construção.

3. MÉTODO DE PESQUISA

3.1 Diagnóstico da manifestação patológica

As patologias foram manifestadas em edificação residencial multifamiliar de quatro pavimentos (sendo o andar térreo em pilotis, usado como garagem, e outros três de apartamentos) do município de Manaus/AM. O diagnóstico iniciou com a identificação visual das manifestações patológicas em 34 dos 100 pilares construídos, os quais tinham necessidade iminente de reparo. Após este levantamento, realizou-se uma caracterização das condições estruturais do edifício para definir a ordem de prioridade de atuação das intervenções, além de buscar alternativas de execução sem prejudicar o funcionamento do prédio.

Não somente a utilização do espaço sob os pilotis como garagem favoreceu o surgimento da manifestação patológica. Em sua totalidade, os pilares comprometidos foram executados sem observância do cobrimento adequado das armaduras. Para os parâmetros de construção do caso - em ambientes com classe de agressividade II, segundo ABNT [4] -, o cobrimento nominal deveria ser de 30 mm, mas na prática foi alcançado apenas 1/3 deste valor (10 mm).

A carbonatação dos pilares foi detectada após 27 anos da construção, e se manifestou através de fissuras e trincas próximas às bases e exposição das armaduras nas superfícies destes elementos estruturais, conforme ilustrado na Figura 1(a) e (b).



Figura 1: (a) Ocorrência de trincas na base de pilar e (b) Exposição das armaduras.

O aspecto geral das fissuras demonstrou preferência pelo sentido vertical. Algumas delas, inclusive, já haviam sido anteriormente mascaradas pela aplicação de argamassa no local, o que, de certo modo, dificultou as identificações.

3.2 Escoramento

O grande diferencial do presente caso foi a necessidade de confecção de três escoras metálicas reguláveis, cada uma com capacidade de carga de 20 toneladas-força, todas utilizadas para recuperação de cada pilar do edifício de maneira sequencial. Em Manaus, as escoras metálicas disponíveis para locação têm, em regra, capacidade de carga de aproximadamente 1,5 tonelada-força, e, dadas as cargas que se encontravam aplicadas aos pilares, o uso das escoras comerciais tornou-se inviável. O modelo desenvolvido está esquematizado na Figura 2.

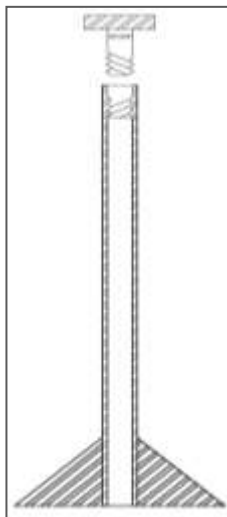


Figura 2: Esquema de corte da escora projetada (*sem escala*).

A indisponibilidade de macaco hidráulico para fins de construção civil na oportunidade, fez com que fosse buscada solução para minimizar os efeitos de deflexão nas vigas do edifício. Para tanto, as escoras foram dotadas de roscas extensoras na parte superior, permitindo, assim, tensioná-las manualmente, e não apenas escorá-las nas vigas.

3.3 Recuperação dos pilares

Inicialmente, os pilares com manifestações patológicas sofreram redução de carga mediante o escoramento de três vigas confluentes ao pilar. Buscou-se distar as escoras simetricamente em um intervalo entre 0,5 e 1,0 metro do elemento reparado. Posicionadas as escoras, o rosqueamento ocorreu de maneira manual com o auxílio de alavanca acoplada à rosca, para que entrasse em carga.

Em sequência, os pilares tiveram o seu cobrimento retirado até exposição das armaduras, conforme ilustra a Figura 3. Identificou-se, visualmente, as zonas corroídas (estas situadas a uma altura de até 50 cm do nível do piso), procedendo-se ao seu lixamento e aplicação de estabilizador para a eliminação e conversão da ferrugem em camada passivadora.



Figura 3: Procedimento de retirada de cobrimento de armaduras.

A posteriori, novas armaduras foram inseridas no contorno da antiga seção dos pilares, desde sua base até a altura de 1,20 metros. Sobre tais armaduras e concreto mantido nos pilares, foi aplicado adesivo epóxi de alta resistência, com a finalidade de permitir a aderência entre as camadas de concreto velho e novo (Figura 4). Após a nova concretagem, adotou-se um processo de cura durante os quatorze dias iniciais, de modo a garantir que o concreto permanecesse sob condições de umidade ideal. O resultado final gerou um pilar de dimensões 0,19 x 0,48 x 2,40 metros no trecho recuperado (vide Figura 5) e com concreto de resistência de 25 MPa.

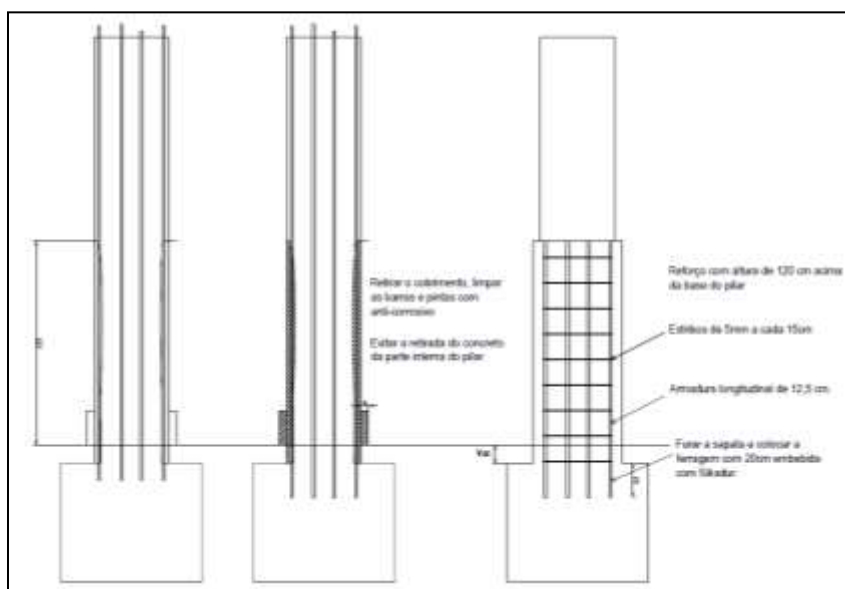


Figura 4: Metodologia para inserção de novas armaduras.

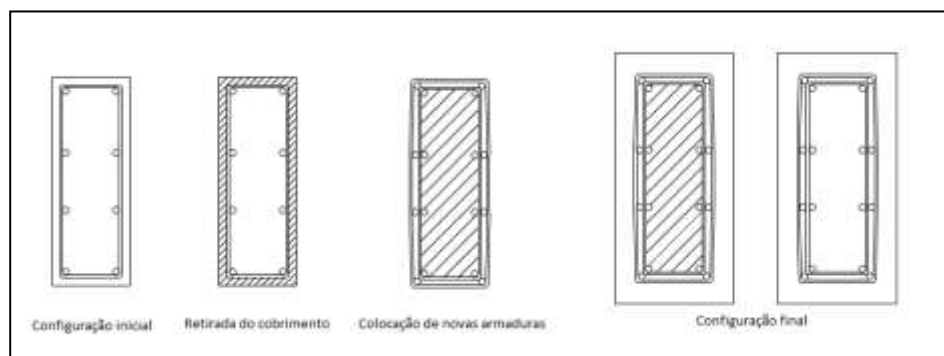


Figura 5: Esquema de transformação da seção transversal do pilar a uma altura de até 1,20 metros.

O mesmo procedimento foi comum à recuperação dos 34 pilares afetados da edificação. Os demais 66 pilares, que não apresentavam manifestação patológica, permaneceram sem quaisquer alterações.

4. RESULTADOS

A configuração final das estruturas modificadas, pode ser observada nas Figuras 7 e 8. Após dois anos de sua recuperação, os pilares reparados não demonstraram quaisquer sinais do aparecimento de novos indícios patológicos.



Figura 7: Configuração de pilar acabado.



Figura 8: Panorama geral da edificação após reparo dos pilares carbonatados.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONCLUSÕES

Nem sempre o surgimento de determinadas patologias se correlaciona unicamente à ação de fatores ambientais adversos ou idade das construções. O caso em pauta evidencia consequências da inobservância de parâmetros normativos pelos responsáveis técnicos, as quais ocasionaram o aparecimento de manifestações patológicas em pilares. Essa imprecisão durante o processo construtivo submeteu os usuários a riscos evitáveis.

As manifestações patológicas identificadas nas estruturas estudadas, decorreram, principalmente, do processo de carbonatação dos pilares de concreto armado. A falta de cobrimento adequado das armaduras (o qual, antes da intervenção era de apenas 10 mm) é apontada como principal causa para que isto ocorresse. Entretanto, certamente concorreu para a potencialização deste fenômeno a exposição dos pilares a grandes volumes de gases liberados pelos escapamentos de veículos e às intempéries ambientais. Por se tratar de edificação residencial que admite a criação de animais domésticos, levanta-se, também, a hipótese de que a incidência de urina na base dos pilares durante o momento de passeio possa ter acelerado o surgimento do fenômeno.

Nenhum dos pilares do prédio estudado estava revestido por pintura. É sabido, no entanto, que a utilização de tintas próprias para fins de construção civil não apenas melhora o aspecto estético, como também, promove uma barreira de proteção aos poros do concreto, ação esta que teria dificultado a penetração de agentes desencadeadores do processo de carbonatação no interior das estruturas.

A alternativa de recuperação que se encontra no escopo do presente artigo mostra-se eficaz para pilares de edificações de características semelhantes à apresentada e com os recursos tecnológicos disponíveis. Vale salientar que, apesar da universalidade das técnicas de engenharia, o seu uso requer diferentes enfoques, já que os fatores, tais como o tempo e materiais disponíveis para execução e o tipo de uso influem na eleição do método.

No caso em apreço, aponta-se que a inobservância da espessura do cobrimento nominal das armações preconizada pelas normas técnicas brasileiras, especialmente a NBR 6118:2014, ocorreu durante a execução da obra e não na elaboração do projeto estrutural, vez que aproximadamente dois terços dos pilares se encontram estruturalmente conservados.

6. REFERÊNCIAS

- [1] COUTO, J. A. S. *et al.* “O concreto como material de construção”. Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas – UNIT. v.1, n. 3, p. 49-58, 2013.
- [2] WEBER, L. F. L. “Cobrimento de armaduras em estruturas de concreto armado: análise comparativa entre os valores projetados e executados nas obras do vale do Taquari”. Lajeado, 2014.
- [3] RIBEIRO, D. V. *et al.* “Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e método de análise”. 1. ed, p. 89-96. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2014 – “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. Rio de Janeiro, 2013.
- [5] RICHARDSON, M. G. “Carbonation of reinforced concrete: Its causes and management”. Citis Ltd. Publishers. Nova Iorque, 1988.
- [6] NAKAMURA, J. “Reparo, reforço e recuperação de concreto”. Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/146/artigo285462-1.aspx>>. Acesso em: 05 fevereiro 2016.
- [7] MONTEMOR, M. F.; SIMÕES, A. M. P.; FERREIRA, M. G. S. “Corrosion behaviour of rebars in fly ash mortar exposed to carbon dioxide and chlorides”. Cement and Concrete Composites, v. 24, n.1, p. 45-53, 2002.
- [8] PIANCASTELLI, E. M. – “Comportamento e desempenho do reforço à flexão de vigas de concreto armado, solicitado a baixa idade e executado inclusive sob carga”. Belo Horizonte, 1997.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MODELO DE PREVISÃO DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS CLIMÁTICOS

W. K. DOMINICINI

Engenheiro Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
ES; Brasil
wagner.kd@gmail.com

J. L. CALMON

Professor Titular
Universidade Federal do Espírito Santo
ES; Brasil
calmonbarcelona@gmail.com

A. B. SUZANO

Engenheira Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
ES; Brasil
beatrizsuzano@hotmail.com

RESUMO

As estruturas de concreto se degradam por vários mecanismos, tendo sua vida útil reduzida caso não sejam adotadas medidas de manutenção corretivas e preventivas. O estudo da vida útil de estruturas é de extrema importância, uma vez que gera conhecimento sobre os fenômenos envolvidos, concilia o tempo de vida e o desenvolvimento sustentável, causa grande impacto nas etapas de projeto e manutenção e colabora com o desenvolvimento de tecnologias em prol da durabilidade. Um dos mais frequentes fenômenos de degradação das estruturas de concreto armado e que geram custos mais elevados de reparo é a corrosão das armaduras, particularmente a induzida pela ação de cloretos. Assim, este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado baseado na solução da equação diferencial da 2ª Lei de Fick, utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. Este modelo prevê o tempo necessário, em determinada situação, para que um determinado limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. Utilizam-se diversas abordagens para a concentração superficial de cloretos e para a estimativa do coeficiente de difusão, parâmetro que deve ser corrigido devido a efeitos da temperatura, do tempo de exposição e da umidade relativa, de modo a estimar a vida útil da peça estudada. Além do mais, as cidades de Florianópolis (SC, Brasil), João Pessoa (PB, Brasil) e Vancouver (BC, Canadá) foram escolhidas para análise da influência de parâmetros climáticos na penetração de cloretos por difusão.

Palavras-chave: método dos elementos finitos, cloretos, difusão, corrosão, modelo.

ABSTRACT

Concrete structures degrade by multiple mechanisms, reducing its service life if corrective and preventive maintenance measures are not adopted. The study of structures service life assumes utmost importance, reconciling lifetime and sustainable development, generating knowledge about the involved phenomena, causing great impact on the design and maintenance steps and contributing to the development of building, maintenance and repair technologies. One of the most frequent phenomena of degradation of reinforced concrete structures and that generate higher costs of repair is the reinforcement corrosion, particularly that induced by chlorides action. This work presents a model of penetration of chloride by diffusion in reinforced concrete structures based on the solution of the differential equation of the Fick's 2nd Law, using the finite element method (FEM) in two-dimensional domain. This model predicts the time, in a given situation, so that a certain limit of chlorides for depassivation of reinforcement is reached. Several approaches for the chloride surface concentration and for the diffusion coefficient are used, a parameter which must be corrected due to the effects of temperature, exposure time, and relative humidity, in order to estimate the service life. Moreover, the cities of Florianópolis (SC, Brazil), João Pessoa (PB, Brazil) and Vancouver (BC, Canada) were selected for the analysis of the influence of climatic parameters on the penetration of chlorides by diffusion.

Keywords: finite element method, chlorides, diffusion, corrosion, modeling.

1. INTRODUÇÃO

Dentre os fenômenos de degradação das estruturas de concreto armado, um dos mais frequentes e que geram custos mais elevados de reparo é a corrosão de armaduras. A corrosão em estruturas de concreto armado é um processo eletroquímico que requer a presença de um eletrólito, uma diferença de potencial e oxigênio. Entretanto, o processo de corrosão só terá início uma vez despassivada a armadura, ou seja, quando a fina camada de óxidos que envolve a armadura for rompida [1].

A despassivação da armadura acontece principalmente devido a dois mecanismos: carbonatação e ação de cloretos. Embora a corrosão por carbonatação ocorra de forma generalizada, o mecanismo de corrosão mais estudado e que causa maiores prejuízos é a corrosão por ação de cloretos. A contaminação por cloretos pode acontecer devido a uma contaminação prévia dos materiais de fabricação do concreto ou pela penetração de cloretos, presentes em soluções de sais de degelo ou de água do mar, através do cobrimento, que funciona como uma proteção física, dificultando a entrada de agentes agressivos externos. Ocorre, então, um acúmulo de cloretos na região da armadura até que, ao se atingir uma quantidade crítica de íons cloreto na solução dos poros, decorre uma quebra localizada da camada passivadora [1].

Um modelo simplificado, puramente qualitativo, para vida útil associada à corrosão foi proposto por Tuutti [2] e, desde então, vem sendo utilizado por praticamente a totalidade dos estudos. Nele, o processo de corrosão é dividido em duas etapas (Figura 1). O período de iniciação, que compreende o período de tempo até a despassivação da armadura, é normalmente o período mais longo e, no caso de ação de cloretos, sua duração depende da taxa de penetração de íons cloreto no concreto, da profundidade do cobrimento e da concentração limite de cloretos. O período de propagação, quando tem início o processo de corrosão propriamente dito, é considerado como o tempo entre a despassivação da barra de aço e o momento em que um grau inaceitável de corrosão é atingido, marcando o fim da vida útil da peça. Este período é consideravelmente mais curto e sua previsão é bastante complexa, devido à quantidade de fatores intervenientes e à dificuldade de obtenção de parâmetros de entrada precisos. Assim, é comum considerar o fim do período de iniciação como o fim da vida útil.

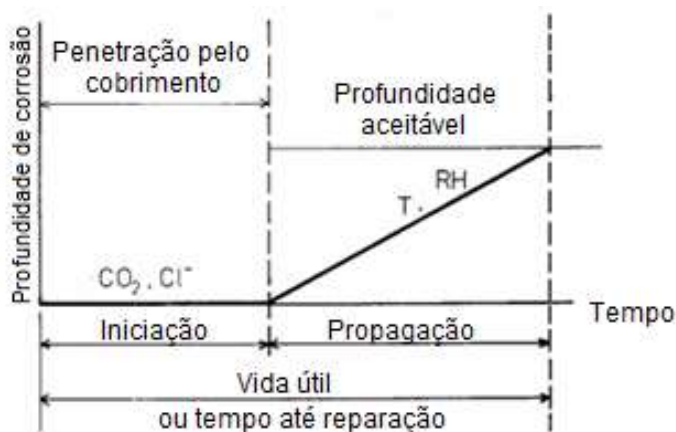


Figura 1: Modelo simplificado para vida útil associada à corrosão.

Fonte: Adaptado de Tuutti [2]

Os principais mecanismos de transporte de cloretos são a difusão e a convecção. Frequentemente, modelos de penetração de cloretos consideram apenas a difusão, entretanto, esta abordagem pode subestimar o fluxo de cloretos para meios parcialmente saturados, sujeitos a ciclos de molhagem e secagem [3].

Assim, este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. Este modelo prevê o tempo necessário, em determinada situação, para que um determinado limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. Além do mais, as cidades de Florianópolis (SC, Brasil), João Pessoa (PB, Brasil) e Vancouver (BC, Canadá) foram escolhidas para análise da influência de parâmetros climáticos na penetração de cloretos por difusão.



2. MODELO DE DIFUSÃO DE CLORETOS

Esta seção fornece uma visão geral do *software* desenvolvido e apresenta o modelo utilizado. O programa foi desenvolvido utilizando Object-Pascal (Delphi® 7.0), uma linguagem orientada a objetos, no ambiente Windows® e é baseado no método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. É utilizado um *software* externo livre (GMSH¹) para a geração de malhas. Entretanto, todo o restante dos procedimentos é efetuado pelo próprio programa, através de interface amigável e janelas de entrada de dados que permitem a manipulação de todos os parâmetros considerados. Este programa foi desenvolvido baseado em Tavares [4], com a inserção de diferentes modelos para concentração superficial e a implementação da influência da radiação solar. Entretanto, a influência da radiação solar não foi considerada neste trabalho.

A difusão ocorre devido à existência de um gradiente de concentração de cloretos entre a superfície exposta e a solução nos poros da matriz cimentícia. Este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos em estruturas de concreto armado por difusão baseado na solução da equação diferencial da 2ª Lei de Fick (Equação 1).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \right) \quad (1)$$

Onde C é a concentração de cloretos, t o tempo, x e y as coordenadas espaciais e D é o coeficiente de difusão aparente de cloretos.

Este modelo prevê a evolução da concentração de cloretos com o tempo, assim como o tempo necessário, em determinada situação, para que o limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. Utilizam-se diversas abordagens para a concentração superficial de cloretos e para a estimativa do coeficiente de difusão, parâmetro que deve ser corrigido devido a efeitos da temperatura, do tempo de exposição e da umidade relativa, de modo a estimar a vida útil da peça estudada.

2.1 Condições de contorno

Para resolver a equação de Fick é necessário definir as condições de contorno do problema. É comum a consideração de valor nulo para a concentração inicial de cloretos, entretanto, caso haja contaminação dos ingredientes da mistura, esse valor pode ser especificado.

A concentração superficial de cloretos é comumente considerada como um valor constante, entretanto, diversos trabalhos apontam que ela é variável no tempo [5-10] e esta aproximação pode ocasionar grandes erros para previsões de longo prazo. Assim, ter uma lei de evolução da concentração superficial consistente é um fator crucial e o *software* desenvolvido possibilita cinco abordagens diferentes [7-10], sendo uma delas a adoção de um valor constante. Também é possível selecionar quais superfícies da peça estão sujeitas a penetração de cloretos.

A abordagem apresentada por Uji *et al.* [7] propõe uma expressão para a condição de contorno em que a concentração superficial tende a aumentar com o tempo de serviço da estrutura, de acordo com uma função linear da raiz da idade do concreto (Equação 2).

$$C_s = S\sqrt{t} \quad [\% \text{ peso de concreto}] \quad (2)$$

Onde S é um coeficiente dependente do tipo de estrutura e zona de exposição ($1/\sqrt{s}$) e t é o tempo de exposição (s). Os intervalos de valores encontrados pelos autores para S foram de (5,31–16,6 $\times 10^{-6}$ $1/\sqrt{s}$) para a zona de respingos, (18,2–23,5 $\times 10^{-6}$ $1/\sqrt{s}$) para a zona de maré e (1,56–5,57 $\times 10^{-6}$ $1/\sqrt{s}$) para a zona atmosférica.

Em outra abordagem, proposta por Collins e Grace [8], após um aumento inicial, a concentração superficial atinge um valor limite, tornando-se constante (Equação 3). Segundo os autores, a magnitude deste limite está relacionada com o sistema cimentício e com a porosidade da camada superficial.

$$C_s = C_{s,uit} \cdot \frac{t}{t + T_{CS}} \quad [\% \text{ peso de concreto}] \quad (3)$$

¹ <http://gmsh.info/>



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Onde $C_{s,ult}$ é a concentração superficial final, constatada pelos autores como 0,6% para um concreto de cimento Portland comum com uma relação água cimento de 0,4 e teor de cimento de 450 kg/m³, t é o tempo de exposição (dias) e T_{cs} é um parâmetro que regula a taxa de acúmulo de cloretos na superfície do concreto (dias).

Como a concentração superficial de cloretos utilizada pelos trabalhos acima [7, 8] é dada em % de peso de concreto, seu equivalente em peso de cimento pode ser obtido a partir do teor de cimento no concreto (kg/m³), segundo a Equação 4.

$$C_s (\% \text{ de peso de cimento}) = C_s (\% \text{ de peso de concreto}) \cdot (2300 / \text{teor de cimento (kg/m}^3)) \quad (4)$$

Ann *et al.* [9] e Song *et al.* [10] apresentam modelos que consideram um acúmulo inicial de cloretos na superfície que, em seguida, aumenta com o tempo de exposição, a partir das Equações 5 e 6, respectivamente.

$$C_s = C_0 + k\sqrt{t} [\% \text{ peso de cimento}] \quad (5)$$

Onde k é a constante sob uma condição de acúmulo linear, t o tempo de exposição e C_0 é o acúmulo inicial de cloretos na superfície.

$$C_s = C_0 + \alpha \ln t [\% \text{ peso de cimento}] \quad (6)$$

Onde C_0 é a concentração superficial em um tempo padrão (e.g. 28 dias) e α é valor constante determinado pelos autores como 0.977%/exp(ano).

A Tabela 1 apresenta um resumo dos modelos de concentração superficial de cloretos implementados no *software* desenvolvido.

Tabela 1 – Resumo dos modelos de concentração superficial de cloretos

Autores	Equação	Descrição
-	$C_s = cte$	Constante durante toda a vida útil da estrutura.
Uji <i>et al.</i> [7]	$C_s = S\sqrt{t}$	Aumenta com o tempo de exposição.
Collins e Grace [8]	$C_s = C_{s,ult} \cdot \frac{t}{t + T_{cs}}$	Após um aumento inicial nos primeiros anos, torna-se constante.
Ann <i>et al.</i> [9]	$C_s = C_0 + k\sqrt{t}$	Apresenta um acúmulo inicial e aumenta com o tempo de exposição.
Song <i>et al.</i> [10]	$C_s = C_0 + \alpha \ln t$	Apresenta um acúmulo inicial e aumenta com o tempo de exposição.

2.2 Coeficiente de difusão

Diversos estudos mostram que a suposição sugerida por Crank [11], na qual o coeficiente de difusão é constante, não está correta. Esta variação do coeficiente de difusão no tempo leva a grandes implicações para previsões de longo prazo da penetração de cloretos e, assim, um valor constante pode levar a graves erros [5]. Desta forma, o *software* desenvolvido neste trabalho possibilita, além da escolha de um coeficiente de difusão constante, a consideração do efeito da temperatura, da umidade relativa, do tempo de exposição (grau de hidratação) e do efeito pele.

O coeficiente de difusão é determinado a partir de um coeficiente de referência, medido em laboratório e influenciado por vários parâmetros internos - dosagem, cura, composição química do aço e concreto [12] -, multiplicado por uma série de funções multiplicativas, utilizadas para modelar a influência da hidratação do cimento e do ambiente onde o concreto está localizado (Equação 7).

$$D_c = D_{c,ref} \cdot f_1(T) \cdot f_2(t_e) \cdot f_3(h) \quad (7)$$

Onde $D_{c,ref}$ é o coeficiente de difusão de referência, medido à temperatura e tempo especificados, $f_1(T)$ considera a influência da temperatura, $f_2(t_e)$ do grau de hidratação e $f_3(h)$ da umidade relativa dos poros.



2.2.1 Efeito da temperatura

O efeito da temperatura no coeficiente de difusão é estimado através da equação de Arrhenius (Equação 8), que expressa a variação de uma reação química com a temperatura.

$$f_1(T) = \exp \left[\frac{U}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (8)$$

Onde U é a energia de ativação do processo de difusão de cloretos (kJ/mol), R é a constante dos gases (kJ/K . mol), T_{ref} é a temperatura de referencia na qual o coeficiente de difusão foi medido (K) e T é a temperatura no concreto (K). Page *et al.* [13] sugere valores para a energia de ativação do processo de difusão em pastas de cimento de (41,8 +- 4,0) kJ/mol , (44,6 +- 4,3) kJ/mol e (32,0 +- 2,4) kJ/mol para relações água/cimento de 0,4 , 0,5 e 0,6, respectivamente.

Para modelar matematicamente a variação da temperatura no concreto ao longo do ano, o *software* desenvolvido, assim como abordagem de Tavares [4], utiliza uma função senoidal. A função utilizada neste trabalho (Equação 9), definida a partir da temperatura máxima anual (T_{max}), da temperatura mínima anual (T_{min}) e do dia em que ocorre a maior temperatura (dia_{max}), determina a temperatura (T) para um determinado dia do ano (t).

$$T = \frac{T_{min} + T_{max}}{2} + \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \times \sin \left(\frac{t}{365} \times 2\pi + \left(0,5 - \frac{2 \times dia_{max}}{365} \right) \times \pi \right) \quad (9)$$

2.2.2 Efeito do tempo de exposição

A continuação da hidratação do cimento leva a uma redução da porosidade do concreto. Assim, o envelhecimento do concreto, a depender do tipo de cimento, leva a uma queda significativa no coeficiente de difusão com o tempo e, portanto, desconsiderar esse mecanismo pode levar a previsões muito conservadoras do tempo de corrosão [14]. A dependência com o tempo é considerado através da Equação 10.

$$f_2(t) = \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m \quad (10)$$

Onde t_{ref} é o tempo no qual foi determinado o coeficiente de difusão de referencia (s), t é o tempo de exposição (s) e m é o fator de redução com a idade. Bamforth (1998) apud Martín-Pérez [15] propõe valores de m de 0,264 para concretos de cimentos Portland comum, 0,699 para concretos com cinzas volantes e 0,621 para concretos com escória granulada de alto-forno.

2.2.3 Efeito da umidade

O efeito da umidade no coeficiente de difusão tem grande importância uma vez que o processo de difusão só ocorre na presença de água nos poros. Assim, Saetta *et al.* (1993) apud Martín-Pérez [15] propõe que a redução na difusividade com a perda de umidade pode ser expressa pela Equação 11.

$$f_3(h) = \left[1 + \frac{(1-h)^4}{(1+h_c)^4} \right]^{-1} \quad (11)$$

Onde h é a umidade relativa nos poros do concreto e h_c é a umidade na qual o coeficiente de difusão cai para o valor intermediário entre seu valor máximo e mínimo, Bazant e Najjar [16] assumem este valor como 0,75 para o concreto em secagem.

Assim como no caso da temperatura, para modelar matematicamente a variação da umidade relativa nos poros do concreto ao longo do ano, o *software* desenvolvido utiliza uma função senoidal, da forma da Equação 9, definida a partir da umidade máxima anual, da umidade mínima anual e do dia em que ocorre a maior umidade.

2.2.4 Efeito Pele

A "pele" de concreto é a zona mais próxima à superfície do cobrimento. Ela geralmente possui composição diferente daquela das camadas mais internas, devido à fenômenos como o contato com as formas, carbonatação, precipitação de brucita, segregação dos agregados e até mesmo quando o concreto apresenta algum revestimento ou pintura [17].

A existencia de uma camada superficial com uma difusividade diferente irá causar uma alteração nos perfis de concentração de cloretos. Valores de difusividade da pele superiores podem ocorrer quando a pele está carbonatada e quando os cloretos penetram por sucção capilar. O caso oposto, com difusividade maior no interior, ocorre quando há algum efeito barreira na superfície, como precipitação de brucita ou utilização de pintura de revestimento [17].

Andrade *et al.* [17] modela o efeito pele considerando valores diferentes para a difusidade da camada superficial e do interior. Sendo que a concentração de cloretos no limite entre a pele e o interior passa a ser a concentração superficial (condição de contorno) do interior de concreto. Desta forma, o *software* descrito neste trabalho permite a definição de uma difusividade diferente para a camada de pele, devendo ser definida também sua espessura (Figura 2).

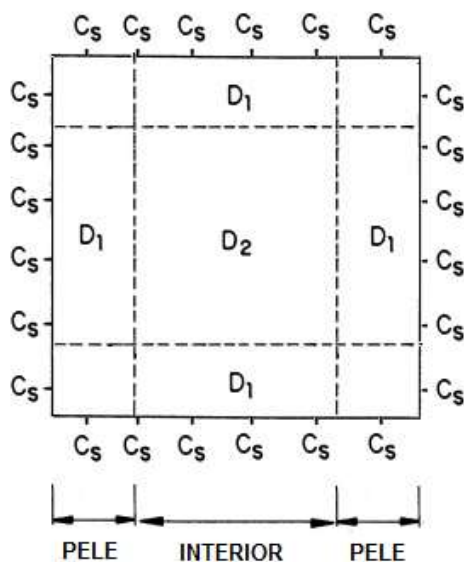


Figura 2: Efeito pele

Fonte: Adaptado de Andrade *et al.* [17]

3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS CLIMÁTICOS NA PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Nesta seção, o modelo descrito no item anterior é utilizado para analisar a influência de parâmetros climáticos na penetração de cloretos. Por serem duas cidades do litoral brasileiro e apresentarem valores de temperatura e umidade ambiente bastante distintos, as cidades de Florianópolis (SC, Brasil) e João Pessoa (PB, Brasil) foram escolhidas para esta análise. Além destas cidades, Vancouver (BC, Canadá) foi selecionada por ser uma cidade litorânea de clima consideravelmente mais frio e seco. Os efeitos da temperatura e da umidade são modelados a partir das funções multiplicativas $f_1(T)$ e $f_3(h)$, presentes na Equação 7. Ou seja, afetam diretamente o coeficiente de difusão de cloretos e , consequentemente, a concentração final de cloretos. Como referencia foi utilizado um exemplo onde o coeficiente de difusão foi mantido constante ao longo de todo o período, ou seja, desconsiderando-se a influencia dos parâmetros climáticos.

O fenômeno de transporte de cloretos, de acordo com o modelo proposto, envolve diversos parâmetros que caracterizam a geometria, o material e as condições ambientais. Para o estudo da influência de cada um dos parâmetros estudados na concentração de cloretos, adota-se um conjunto de valores de referencia e, então, realiza-se a análise individual de cada variável. Para esta análise, a concentração superficial de cloretos foi mantida constante no tempo e os efeitos do grau de hidratação e do "efeito pele" no coeficiente de difusão não foram considerados, de modo a facilitar a interpretação dos resultados quanto aos parâmetros que se objetiva estudar. Encontram-se, na Tabela 2, as variáveis de controle que compõe este estudo e seus respectivos valores. A concentração superficial de cloretos (C_s) e o coeficiente de difusão de referência ($D_{c,ref}$) foram escolhidos dentro dos intervalos encontrados na literatura [4, 5, 7, 9, 10].

Tabela 2 – Análise paramétrica: variáveis de controle

Variáveis de controle		Valor
Geometria	Dimensões	8 cm x 8 cm
	Cobrimento de concreto	3 cm
Malha	Tipo de elementos	Triangular linear
	Tamanho do elemento	0.002
	Número de nós	2141
	Número de elementos	4088
Parâmetros de tempo	Tempo final (T)	50 anos
	Passo de tempo (dt)	5 dias
Condições de contorno	Concentração inicial (C_0)	0 %
	Concentração superficial de cloretos (C_s)	2 % peso de cimento
Coeficiente de difusão	Coef. de difusão de referência ($D_{c,ref}$)	1×10^{-12} m ² /s
	Temperatura de referência (T_{ref})	23 °C
	Energia de ativação (U)	41,8 kJ/mol
	Parâmetro de umidade hc	0,75

Para esta análise, devido à falta de dados mais precisos, a temperatura e umidade relativa dos poros do concreto foram consideradas em equilíbrio com a atmosfera. Como já relatado anteriormente por Andrade *et al.* [18], a temperatura no interior do concreto é bastante similar à temperatura externa.

Os dados climáticos das cidades de Florianópolis (SC, Brasil) e João Pessoa (PB, Brasil) foram obtidos através do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET²), para o intervalo de 1961 a 1990, e os dados da cidade de Vancouver (BC, Canadá), do Departamento de Meio Ambiente e Mudança Climática do Canadá (ECCC³), de 1981 a 2010. Os valores utilizados como dados de entrada no *software* estão expostos na Tabela 3.

Tabela 3 – Análise paramétrica: parâmetros climáticos anuais

Parâmetros Climáticos		Florianópolis (SC)	João Pessoa (PB)	Vancouver (BC)
Temperatura	Máxima (°C)	24,6	27,2	18
	Mínima (°C)	16,5	24,2	3,6
	Dia de máxima anual	45	45	210
Umidade relativa	Máxima (%)	84	87	81,2
	Mínima (%)	80	73	61,4
	Dia de máxima anual	195	195	15

3.1 Resultados e discussões

3.1.1 Coeficiente de difusão

A Figura 3 apresenta a variação da função multiplicativa $f_1(T)$ ao longo de um ano para as cidades estudadas.

² <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisclimatologicas>

³ http://climate.weather.gc.ca/climate_normals/results_1981_2010_e.html?stnID=889&autofwd=1

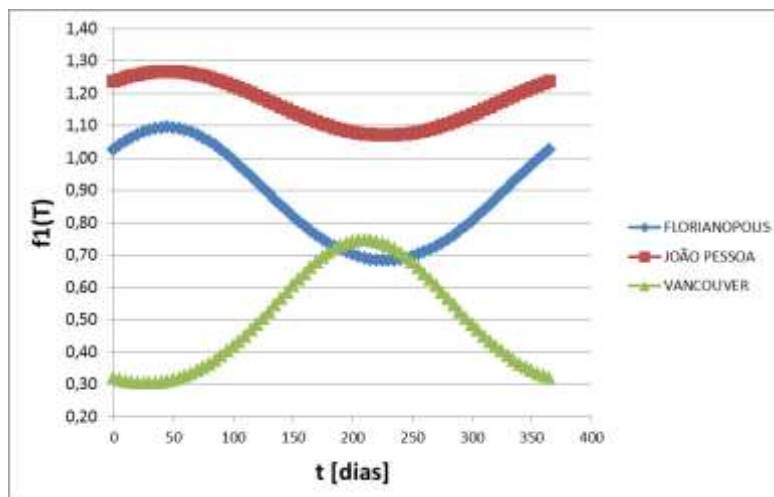


Figura 3: Variação da função multiplicativa $f_1(T)$ ao longo de um ano

Um resumo dos valores máximos e mínimos da função multiplicativa $f_1(T)$ está exposto na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados: valores máximos e mínimos de $f_1(T)$

Variável		Florianópolis (SC)	João Pessoa (PB)	Vancouver (BC)
$f_1(T)$	Máx.	1,0955	1,2679	0,7471
	Mín.	0,6833	1,0710	0,3043

Pode-se perceber que, quanto menor for a temperatura no concreto, menor será o valor de $f_1(T)$ e, conseqüentemente, menor será o coeficiente de difusão. Ou seja, quanto menor a temperatura, menor a penetração de cloretos. Além disso, observa-se que $f_1(T)$ ora é maior que um, aumentando a tendência de penetração de cloretos, ora é menor, atuando como fator redutor do coeficiente de difusão. Vancouver, por apresentar as temperaturas mais baixas, é a cidade onde ocorre maior redução do coeficiente de difusão devido a influencia da temperatura, chegando a uma redução de até 69,57% nos períodos mais frios e de 25,29% nos períodos mais quentes. Levando-se em conta apenas o efeito da temperatura, a cidade de João Pessoa apresentará coeficiente de difusão mais elevado que a medida de referência ao longo de todo o ano, uma vez que apresenta temperatura mínima anual acima da temperatura de referência na qual foi medido o coeficiente de difusão. Ocorre um aumento deste coeficiente em até 26,79% para os períodos mais quentes e de 7,10% para períodos mais frios, demonstrando uma tendência a uma maior penetração de cloretos. A cidade de Florianópolis apresenta valores intermediários de $f_1(T)$. Ainda desconsiderando o efeito da umidade do concreto, o coeficiente de difusão sofre um aumento de 9,55% no verão e uma redução de 31,67% no inverno.

A Figura 4 apresenta a variação da função multiplicativa $f_3(T)$ ao longo de um ano para as cidades estudadas.

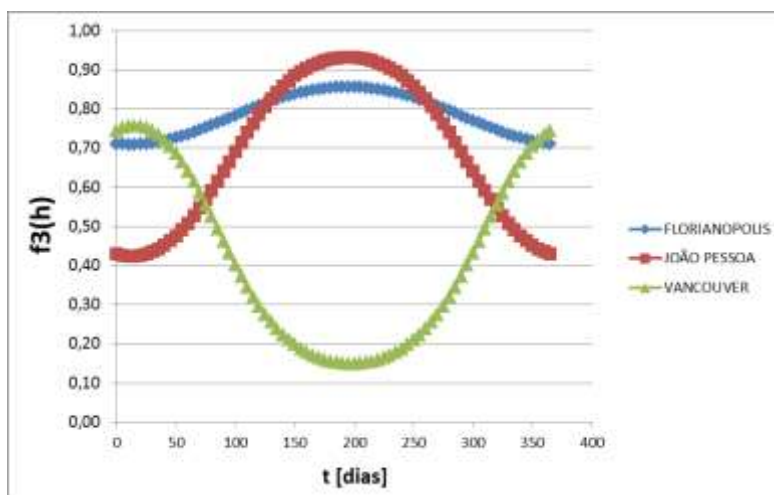


Figura 4: Variação da função multiplicativa $f_3(h)$ ao longo de um ano

Um resumo dos valores máximos e mínimos da função multiplicativa $f_3(h)$ está exposto na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados: valores máximos e mínimos de $f_3(h)$

Variável		Florianópolis (SC)	João Pessoa (PB)	Vancouver (BC)
f ₃ (h)	Máx.	0,8563	0,9319	0,7577
	Mín.	0,7094	0,4239	0,1498

Quanto a influencia da umidade, percebe-se que, quanto menor o valor da mesma, menor será $f_3(h)$, resultando em um valor do coeficiente de difusão reduzido. Ou seja, quanto menor a umidade, menor a penetração de cloretos. Sendo que, para valores de umidade abaixo de 50% o processo de difusão é praticamente interrompido. Além disso, observa-se que $f_3(h)$ funciona sempre como fator redutor do coeficiente, uma vez que seu valor máximo é um e ocorre para uma umidade no concreto de 100%. Por apresentar verões bastante secos, a cidade de Vancouver é a que sofre maior influencia da umidade, com reduções no coeficiente de difusão de 24,23% no inverno e 85,02% no verão, desconsiderando-se a ação da temperatura. Na cidade de João Pessoa, o coeficiente de difusão sofre uma redução de 6,81% a 57,61% ao longo do ano. Já para Florianópolis, este coeficiente é reduzido de 14,37% a 29,06%, devido à ação da umidade.

O efeito conjunto da temperatura e umidade no coeficiente de difusão das cidades estudadas é apresentado na Figura 5.

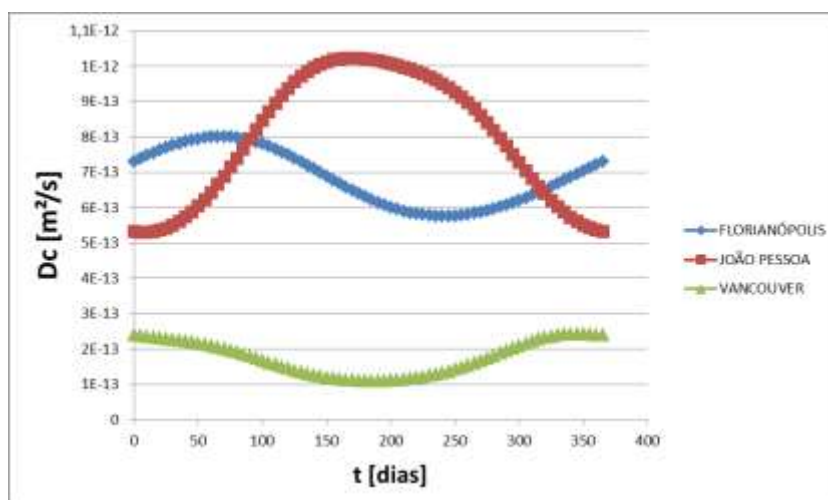


Figura 5: Variação do coeficiente de difusão (D_c) ao longo de um ano

A Tabela 6 apresenta um resumo dos valores máximos e mínimos dos coeficientes de difusão encontrados.

Tabela 6 – Resultados: valores máximos e mínimos de D_c

Variável		Florianópolis (SC)	João Pessoa (PB)	Vancouver (BC)
D_c [10 ⁻¹² m ² /s]	Máx.	0,8003	1,0222	0,2423
	Mín.	0,5758	0,5293	0,1096

Observa-se que a cidade de Vancouver, por apresentar temperaturas e umidades mais baixas, obteve os menores valores de coeficiente de difusão e, assim, menor tendência de penetração de cloretos. As reduções para esta cidade são de 75,77% a 89,04% ao longo do ano. Vale ressaltar que o intervalo de variação do coeficiente de difusão não depende apenas dos valores máximos e mínimos de temperatura e umidade, mas também do dia em que estes valores ocorrem (diferença de fase entre as senoides). A cidade de João Pessoa, apesar de exibir todos os valores de $f_1(T)$ acima da unidade, obteve valores de coeficiente de difusão acima do valor de referencia apenas para treze dias do ano. Isto devido à influência da umidade ($f_3(h)$), menor que a unidade durante todo o período. Nesta cidade, este coeficiente varia de 52,93% a 102,22% do seu valor de referencia. Já Florianópolis, assim como Vancouver, apresenta redução no coeficiente de referencia ao longo de todo o ano. Redução esta de 19,97% a 42,42%.

3.1.1 Concentração final de cloretos

É importante salientar que este estudo não visa encontrar valores exatos para a concentração de cloretos. Em vez disso, os resultados obtidos devem ser contemplados em um contexto relativo, demonstrando o nível de influência de cada parâmetro no período de iniciação da estrutura.

Todos os valores de concentração de cloretos aqui apresentados se referem a um ponto localizado a 3 cm da superfície esquerda e 4 cm da superfície inferior (Figura 6). Superfícies estas onde foi permitida a penetração de cloretos.

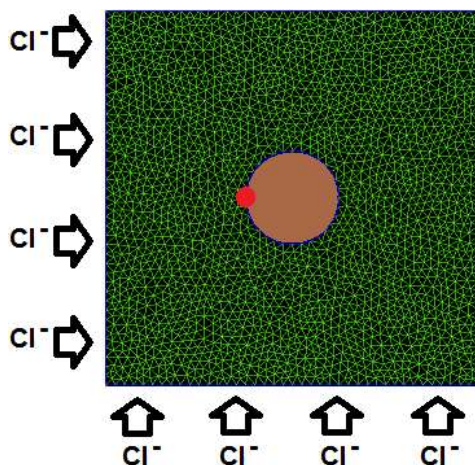


Figura 6 - Resultados: Geometria e ponto para cálculo das concentrações

A Figura 7 apresenta a variação da concentração de cloretos para o caso de coeficiente de difusão constante e para as cidades de Florianópolis, João Pessoa e Vancouver.

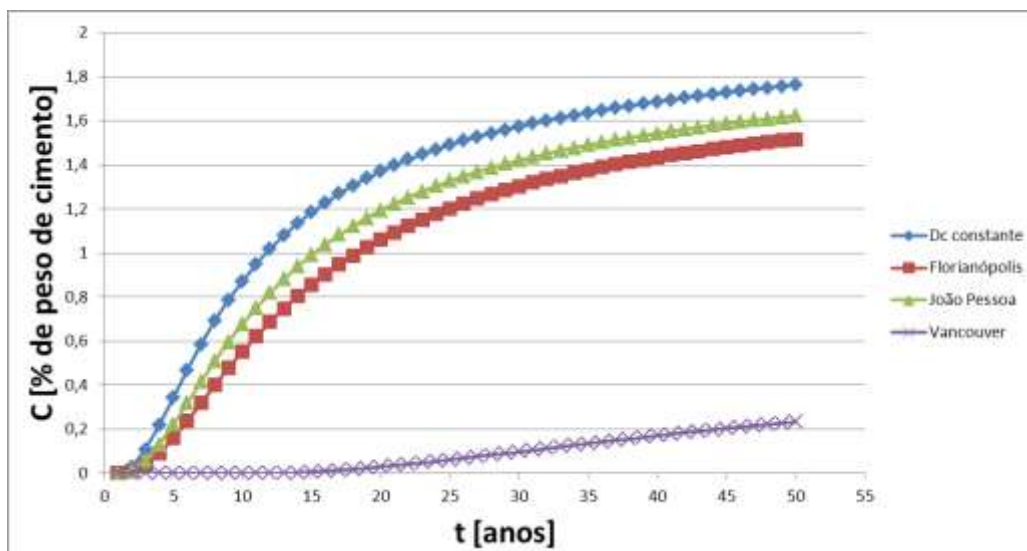


Figura 7 - Resultados: Variação da concentração de cloretos

A Tabela 7 expõe os valores de concentração de cloretos para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos para os casos estudados.

Tabela 7 – Resultados: valores das concentrações de cloretos para 5, 10, 20 e 50 anos

Caso	Concentração de cloretos [% de peso de cimento]			
	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos
Dc constante	0,3432	0,8725	1,3710	1,7635
Florianópolis	0,1582	0,5523	1,0612	1,5166
João Pessoa	0,2203	0,6770	1,1933	1,6237
Vancouver	0,0000	0,0000	0,0283	0,2332

Pode-se observar que o aumento da concentração de cloretos em determinado ponto varia ao longo do ano sazonalmente, apresentando redução da inclinação da curva em períodos mais frios e secos. Para todas as idades o caso em que o coeficiente de difusão foi mantido constante apresentou concentrações mais elevadas. Florianópolis exibe, em relação ao caso de coeficiente constante, reduções de 53,90%, 36,70%, 22,60% e 14,00% para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos, respectivamente. Já João Pessoa apresenta reduções de 35,81%, 22,41%, 12,96% e 7,93% para estas idades. Ainda em relação ao mesmo caso, Vancouver, devido aos baixos valores de $f_1(T)$ e $f_3(h)$, é a que mostra maiores reduções, sendo 100%, 100%, 97,94% e 86,78%. Em relação à cidade de João Pessoa, que resultou nas maiores concentrações entre as três cidades, Vancouver possui redução da concentração de 85,64% para a idade de 50 anos.

A Figura 8 exibe os mapas de isoconcentrações gerados pelo *software* para os casos analisados.

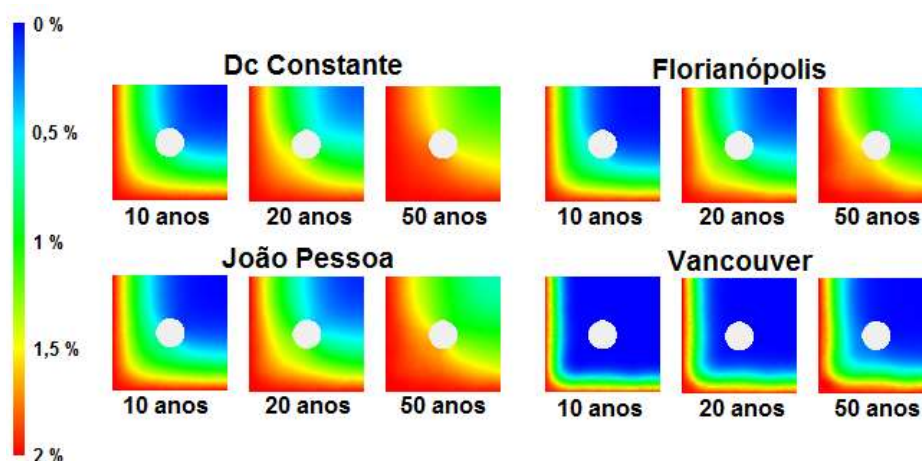


Figura 8 - Resultados: Mapas de isoconcentrações

4. CONCLUSÕES

Este artigo apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado. Este modelo prevê a evolução da concentração de cloretos com o tempo, assim como o tempo necessário, em determinada situação, para que o limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. O programa foi desenvolvido utilizando Object-Pascal (Delphi® 7.0), uma linguagem orientada a objetos, no ambiente Windows® e é baseado no método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. Deve ser ressaltado que o *software* possui interface amigável e janelas de entrada de dados que permitem a manipulação de todos os parâmetros considerados.

As cidades de Florianópolis (SC, Brasil), João Pessoa (PB, Brasil) e Vancouver (BC, Canadá) foram escolhidas para análise da influencia de parâmetros climáticos na penetração de cloretos por difusão. Os efeitos da temperatura e da umidade afetam diretamente o coeficiente de difusão de cloretos e, conseqüentemente, a concentração final de cloretos.

Conclui-se que, quanto menor a temperatura, menor a penetração de cloretos e, quanto menor a umidade, também menor será a penetração de cloretos. Assim, o aumento da concentração de cloretos em determinado ponto varia ao longo do ano de acordo com os parâmetros climáticos. A maior tendência de penetração de cloretos ocorrerá em verões úmidos e a menor em invernos secos. Além disso, para temperaturas próximas de zero este fenômeno fica bastante reduzido e, para umidades abaixo de 50%, ele é praticamente inexistente.

Cidades com diferentes climas apresentaram valores de coeficiente de difusão e de concentração de cloretos muito destoantes. Vancouver, por exemplo, apresentou, após 50 anos, uma concentração de cloretos em um ponto a 3 cm da superfície 85,64% menor que o mesmo ponto para a cidade de João Pessoa e 86,78% menor que para o caso de coeficiente de difusão constante, sugerindo tempos de reparo completamente diferentes. Também foi possível observar que a redução da concentração de cloretos é maior para idades mais baixas.

Dessa forma, fica demonstrada a importância da consideração dos parâmetros climáticos na previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, principalmente para idades mais baixas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



É importante salientar que os dados obtidos não foram validados e esta tarefa não faz parte dos objetivos deste artigo. Este estudo não visa encontrar valores exatos para a concentração de cloretos. Em vez disso, os resultados obtidos devem ser contemplados em um contexto relativo, demonstrando o nível de influência de cada parâmetro no período de iniciação de estruturas de concreto armado.

5. AGRADECIMENTOS

Expressamos nossos agradecimentos à FAPES – Fundação de Amparo à Pesquisa do Espírito Santo pelo fomento da pesquisa. Igualmente agradecemos a importante colaboração da Dra. Carmen Andrade e Dr. Fabiano Tavares do Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja – Madrid – España.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Ribeiro, D. et al – *Corrosão em estruturas de concreto armado - Teoria, Controle e Métodos de análise*. Elsevier, 272 p, 2014.
- [2] Tuutti, K. - *Corrosion of steel in concrete*, Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 469 p, 1982.
- [3] Costa, A. et al., “Modelling of chloride penetration into non-saturated concrete: Case study application for real marine offshore structures”. *Construction and Building Materials*, 43, pp. 217-224, 2013.
- [4] Tavares, F. - *Coupled model of initiation and propagation of corrosion in reinforced concrete*. Universidad Politécnica de Madrid, Tesis, 166 p, 2013.
- [5] Costa, A.; Appleton, J., “Chloride penetration into concrete in marine environment - Part I: Main parameters affecting chloride penetration”. *Materials and Structures*, 32, pp. 252-259, 1999.
- [6] Andrade, C. et al. - *Comparison of chloride models: the importance of surface concentration*. 2nd International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, 16 p, 2006.
- [7] Uji, K., Matsuoka, Y., and Maruya, T. (1990)., “Formulation of an equation for surface chloride content of concrete due to permeation of chloride”. In C. Page, K. Treadaway, and P. Bamforth (Eds.), *Corrosion of Reinforcement in Concrete* (pp. 258–267). Essex, England: Elsevier Applied Science.
- [8] Collins, F.; Grace, W., “Specifications and testing for corrosion durability of marine concrete: the Australian perspective”. In *ACI International Conference on Durability of concrete*, pp. 757-776, 1997.
- [9] Ann, K.Y. et al., “The importance of chloride content at the concrete surface in assessing the time to corrosion of steel in concrete structures”. *Construction and Building Materials*, 23, pp. 239-245, 2009.
- [10] Song, H. et al., “Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments”. *Cement & Concrete Composites*, 30, pp. 113-121, 2008.
- [11] Crank, J. - *The Mathematics of Diffusion*. London: Oxford University Press, p. 414, 1975.
- [12] Shafei, B. et al., “Prediction of corrosion initiation in reinforced concrete members subjected to environmental stressors: A finite element framework”. *Cement and Concrete Research*, 42, pp. 365-376, 2012.
- [13] Page, C. L. et al., “Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes”. *Cement and Concrete Research*, 11, pp. 395-406, 1981.
- [14] Andrade, C. et al., “Measurement of ageing effect on chloride diffusion coefficients in cementitious matrices”. *Journal of Nuclear Materials*, 412, pp. 209-216, 2011.
- [15] Martín-Pérez, B. - *Service life modelling of r.c. highway structures exposed to chlorides*. University of Toronto, Thesis, 168 p, 1999.
- [16] Bazant, Z., and Najjar, L., “Drying of concrete as a nonlinear diffusion problem”. *Cement and Concrete Research*, 1, 461–473. 1971.
- [17] Andrade, C. et al., “Mathematical Modeling of a Concrete Surface “Skin Effect” on Diffusion in Chloride Contaminated Media”. *Advanced Cement Based Materials*, 6, pp. 39-44, 1997.
- [18] Andrade, C. et al., “Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering”. *Cement and Concrete Research*, 29, pp. 1249-1259, 1999.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



MONITORAMENTO DE CORROSÃO EM CORTINAS ATIRANTADAS COM PROCESSO DE TÉCNICA DE MEDIÇÃO DE REFLECTOMETRIA POR IMPULSOS

MARCELO. CARRILHO

Engenheiro Civil
Reforço Engenharia e Recuperação
São Paulo-SP; Brasil
marcelo@reforcoengenharia.com.br

BÁRBARA. NAVA

Engenheira Eletrônica
Cordec do Brasil
São Paulo-SP; Brasil
barbara@cordecdo brasil.com.br

RESUMO

As estruturas de contensão no Brasil começaram a ser empregadas massivamente em torno de 35 a 40 anos atrás. A preocupação com a durabilidade contra corrosão dos elementos de tirante começaram a ocorrer de fato com a nova norma de execução de tirantes ancorados no terreno datada de 1996. Dessa forma, já foram registrados diversos acidentes de grandes proporções em cortinas atirantadas, sem aviso prévio, principalmente devido a corrosão. O "projeto tirante" desenvolvido em uma parceria entre engenheiros italianos e brasileiros, engloba desde o estudo padrão de tração dos tirantes, até o inédito ensaio de Corrosão por Reflectometria de Impulsos Elétricos, aliados ao moderno método de estudo de probabilidade de ruína em contenções, dando à obra um panorama geral de durabilidade e estabilidade da obra.

Palavras-chave: corrosão tirantes, reflectometria de impulsos elétricos, probabilidade de ruína, durabilidade de cortinas atirantadas, manutenção tirantes, monitoramento tirantes.

CORROSION TESTING OF GROUND ANCHORAGES WITH "REFLECTOMETRY IMPULSE MEASUREMENT TECHNOLOGY"

ABSTRACT

Anchored Structures in Brasil began to be used massively around 35 to 40 years ago. Durability concerning of metallic ground anchorages started after the year of 1996, with the revision of NBR-5629. Consequently, it's been occurring collapse accidents mainly because of corrosion on the steel ground anchorages. The "Anchored Structures Project", developed between italian and brasilian engineers, putted together the standardized traccion survey with the corrosion study (using RIMT®) and the modern ruin analisys resulting on an excellent overview of durability and safety levels of the anchored structures.

Keywords: ground anchor corrosion, Reflectometry Impulse Measurement Testing, ruin probability, anchored retaining wall durability, ground anchor maintenance, ground anchor monitoring.

1. INTRODUÇÃO

O "projeto tirante" tem-se desenvolvido em uma parceria Brasil-Itália entre empresas coligadas desde o ano de 2008, especificamente para cortinas atirantadas, com o objetivo de avaliar os níveis de conservação, segurança e durabilidade de tirantes ancorados no terreno ou rocha, e consequentemente de cortinas atirantadas como um todo, com aplicação massivamente no estado de São Paulo-SP.

O fato motivador deste desenvolvimento foi a dificuldade em se analisar e ensaiar este tipo de estrutura, na qual após a sua conclusão, não dá acesso visual aos elementos metálicos protendidos, que geralmente estão imersos em um solo quimicamente agressivo e nocivo aos tirantes que, por sua vez, servem como elemento principal de sustentação das cortinas atirantadas. Ou seja, uma possível falha ou colapso nestes tirantes devido a corrosão, que geralmente ocorrem de forma brusca e sem aviso, podem provocar danos imensuráveis a vida dos usuários diretos ou indiretos das contenções, assim como ao patrimônio.

Em um congresso da "ABEF- Associação Brasileira de Engenharia de Fundações" realizado no ano de 2002, discutiu-se exaustivamente qual seria a durabilidade efetiva de tirantes permanentes, já que não existe um programa de manutenção dos mesmos. Talvez 30 anos fosse um horizonte razoável na época da construção com as normas e padrões executivos então vigentes. Quanto tempo além desses 30 anos as cortinas suportariam? Os primeiros tirantes executados em solo no Brasil são de 1958 e diversas obras de grande porte de infraestrutura datam das décadas de 80 em diante, com pelo menos 30 anos de existência. Qual seria então o procedimento a ser tomado para avaliação e qualificação principalmente destas cortinas mais antigas?

Finalmente, os estudos aqui descritos, já aplicados no Brasil, vem de encontro a estes questionamentos e expectativas a fim de analisar mais profundamente qual o estado de conservação e níveis de segurança das cortinas atirantadas com tirantes permanentes.

2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DOS ENSAIOS DE CORROSÃO

O método dos ensaios de reflectometria (RIMT®) consiste essencialmente na emissão de um impulso de tensão sinusoidal de curtíssima duração ($2\mu s$ a $2ns$) na extremidade de uma barra, fio ou cordoalha de aço, protendida. Tal sinal é captado por um fio de referência (também chamado de "antena") e a sua interpretação localiza, qualifica e gradua eventuais anomalias ou patologias presentes no aço (corrosão).

O aparelho RIMT® é conectado ao elemento de aço a ser testado e o sinal é lançado (figura 1). Pela análise do caminhamento temporal do sinal refletido é possível traçar as características do tirante protendido e a relevância das eventuais anomalias encontradas.

De fato, o impulso que percorre o tirante protendido vem parcialmente refletido com modificações na sua frequência e sobrepondo-se ao sinal emitido. Isso ocorre por causa de variações localizadas de impedância devida basicamente às anomalias encontradas no decorrer do seu percurso.

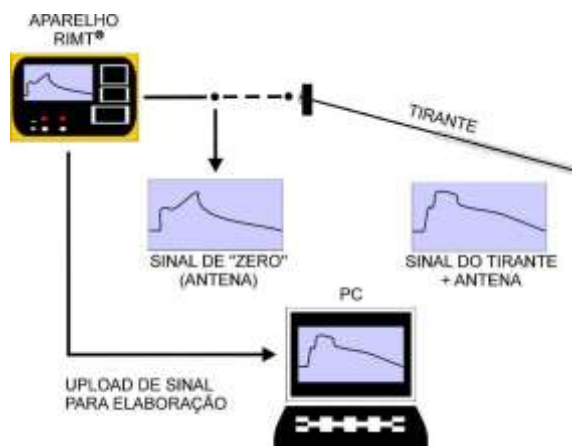


Figura 1 - Obtenção do sinal RIMT®

Através de experimentações em laboratório, em barras de aço com defeitos proposadamente e previamente conhecidos e verificações diretas em canteiro, foram formuladas as correlações entre os diferentes tipos de anomalias e os três componentes da impedância Z (resistência ôhmica R ; reatância indutiva $X_L = \omega L$ e reatância capacitiva $X_C = -1/\omega C$).

Em ultima análise, há um estabelecimento entre a resistência ôhmica e a reatância indutiva que estão ligadas intimamente às características elétricas da barra de aço protendida. A reatância capacitiva depende essencialmente do meio físico envolvente e circunjacente.

Seguindo critérios paramétricos e variando um deles aleatoriamente, deixando os demais inalterados (com respeito a uma situação de integridade do conjunto barra de aço / meio envolvente - dielétrico , foram estabelecidas as seguintes relações:

- **Redução de secção do cabo** -> Aumento de R e L ;
- **Oxidação do cabo** -> Aumento de R , forte aumento de L e leve incremento de C ;
- **Imperfeição construtiva ou efeito deletério no envolvimento do tirante** -> Aumento de C ;
- **Varição físico-mecânica do meio envolvente** -> Variação de L , de C e da velocidade de propagação do impulso V .

Analisando o sinal, para cada anomalia detectada, se identifica o “**tipo**” obtendo a variação da impedância e determinando os fatores resistividade, indutância e capacitância.

A “**característica**” vem pela medição do tamanho do sinal. Por fim, a “**distância L**” da cabeça de ancoragem, mediante a relação $L = V \cdot t/2$, onde t é o intervalo de tempo de teste desde a partida do impulso até a chegada do eco refletido, V é a velocidade de propagação da onda elétrica no conjunto aço, igual a $1.432 \cdot 10^8$ m/seg.

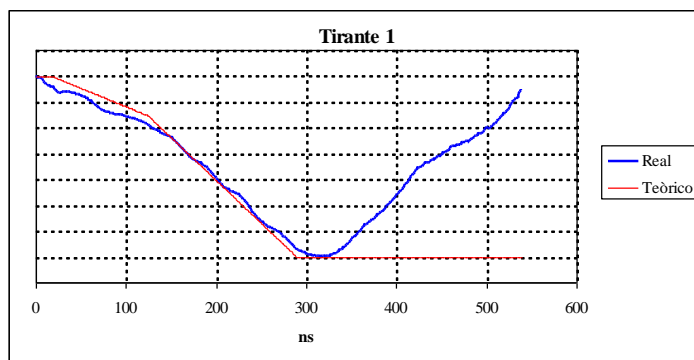


Figura 2 – Detalhe do sinal RIMT® processado

A linha de cor vermelha significa a condição teórica “perfeita” e a azul, o comportamento do sinal no tirante testado.



Figura 3 - Correlação entre características do aço e parâmetros elétricos



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Na elaboração do sinal consideram-se o trecho livre e o ancorado com as suas características em relação ao dielétrico. A velocidade média do sinal em cada um é muito diferente. Na livre, cerca de 24-25 cm/seg e na injetada, 14-15 cm/seg.

A análise desse comportamento temporal indica o comprimento dos tirantes como se exemplifica na tabela 1. É importante considerar uma margem de erro em torno de 10% para cobrir com segurança interferências e influências no dielétrico analisado.

Tabela 1 - Exemplo de resultados de comprimentos RIMT®

Tirante	Cabo de conexão		Comprimento trecho livre			Comprimento trecho ancorado (bulbo)			Comprimento total	
	V = (0.2 m/s)		V = (0.25-0.26 m/s)			V = (0.14-0.15 m/s)				
nº	ηs	m	ηs	Mín. (m)	Máx. (m)	ηs	Mín. (m)	Máx. (m)	Mín. (m)	Máx. (m)
T01	15	1,5	59	7,38	7,67	68	4,76	5,10	12,14	12,77

O tirante de exemplo T01 tem no mínimo 12,14 m e no máximo 12,77 m. O trecho livre parte do ponto 0 (cabeça de ancoragem) e mede no mínimo 7,38 m e no máximo 7,67 m. O trecho ancorado mede no mínimo 4,76 m e no máximo 5,10 m.

Com base nesses comprimentos são apresentadas as anomalias (corrosão) tanto do trecho livre quanto do trecho ancorado, graduando-as conforme tabela 2 apresentada a seguir.

A diferença entre comprimento teórico (fornecido pelo contratante) e comprimento medido (apresentado na tabela) se deve à influência do que chamamos “ecos de fundo”. Eco de fundo significa tudo com o que o sinal se depara (além das efetivas heterogeneidades) e que deve ser filtrado. Podem ser interferências da armadura frouxa, diferentes materiais em contato com o aço, umidade e etc. O comprimento medido é obtido a partir do programa de análise que processa e lê o tempo desses ecos de fundo do cabo. Assim se obtém um valor médio que multiplicado por cada tempo de eco de fundo, dá o valor do comprimento medido do cabo. Tal valor deve ser compatível - com um erro não superior a 10% - com o comprimento teórico. Por isso, a diferença entre ambos os comprimentos resulta no **erro médio** da localização da heterogeneidade, que vem posicionada sempre em relação ao comprimento medido e não ao teórico, assim como da injeção do trecho teórico do bulbo que, por muitas vezes, se prolonga ao longo do trecho livre do tirante, conforme o índice de fratura do solo de imersão.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Após efetuados os ensaios de reflectometria, os sinais são processados em software e devolvidos em forma de tabelas com graduação das anomalias detectadas e localização destas que, muitas vezes, são contínuas ao longo de trechos e não pontuais. O sistema de graduação para interpretação dos resultados está descrito na tabela 2, a seguir:

Tabela 2 - Classificação de anomalias

CLASSIFICAÇÃO DE ANOMALIAS - RIMT®		
Atribuições ao tirante	Graduação Qualitativa	Possíveis Intervenções
Perda da superfície protetora com presença de oxidação muito superficial e difusa.	Grau 1 Anomalia irrelevante, sem alguma redução de secção útil.	Nenhuma intervenção aplicável
Presença de leve oxidação localizada, com formação de pequenos pontos de corrosão em zonas esparsas.	Grau 2 Anomalia leve, com formação de camada de óxido superficial.	Verificar evolução com intervalos de em média 1 a 2 anos
Presença de pontos de oxidação mais relevantes, seja em profundidade tanto quanto em extensão.	Grau 3 Anomalia com redução de até 15% da secção do aço na região indicada, com possível comprometimento do sistema.	Verificar evolução dos problemas com medições periódicas a cada no máximo 12 meses.
Forte corrosão com presença de crosta de notável relevância.	Grau 4 Redução da secção útil do tirante na região indicada acima de 15% com comprometimento do sistema.	Verificar a evolução através de medições mensais e a eventual necessidade de reforço.

É oportuno ressaltar que a definição dos defeitos está sujeita a determinadas condições, tais como:

- Anomalias contínuas são tratadas como uma única de grau semelhante ao máximo presente na zona considerada;
- Dependendo do nível de umidade no ambiente, quando da realização dos testes, uma tolerância de aproximadamente 10% em relação a posição apontada deve ser considerada para a localização das anomalias, conforme comentado anteriormente;
- A presença de fortes anomalias (graus 3, 4 ou 5) em tirantes próximos ao testado poderia, localizadamente, incrementar o sinal relativo à heterogeneidade detectada;
- A presença de anomalias próximas às cabeças de ancoragem nem sempre são atribuídas completamente a defeitos. Elas podem resultar de influências do acoplamento da instrumentação bem como da dispersão da energia emitida no cabo por causa da geometria da ancoragem. Para isso, são feitos os testes RIMT® HS, de modo a analisar especificamente os primeiros 80 cm iniciais para a detecção de descontinuidades ou de redução de seção do aço, fruto de corrosão ou estrição do mesmo.
- O simples fato do tirante possuir pits de corrosão (nível 2 acima), na presença de hidrogênio atômico, já pode ser o suficiente para a falência do mesmo devido ao fenômeno denominado como SCC (Stress Corrosion Cracking), sendo portanto imprevisível o comportamento do aço dos tirantes sujeitos a este fenômeno e consequentemente não sendo garantidos os níveis de segurança estrutural do tirante.
- É extremamente importante a análise dos ensaios de corrosão levando-se em conta o fenômeno da corrosão sob tensão, que torna o aço dos tirantes mais frágeis e susceptíveis a corrosão quanto maior for a sua tensão de protensão.

2.1 Exemplos Visuais Práticos – Graduação de Anomalias

A título de exemplificação e visualização dos resultados RIMT®, apresentamos abaixo exemplos com imagens de graus de corrosão (grau 2 a grau 5) em ensaios RIMT® teste realizados em barras de aço com posterior exumação da barra enterrada para verificação e aferição da graduação.



Grau 2 localizado (exumação em estrada)



Grau 3 generalizado (exumação em estrada)



Grau 4 tendendo ao Grau 5
(exumação estaios torres transmissão)



Grau 2 com rompimento por SCC
(exumação em estrada)

Figura 4 - Exemplos de graduação de anomalias em tirantes exumados para comprovação dos resultados RIMT®

3. DEMAIS ENSAIOS REALIZADOS

3.1 Ensaio de Tração

Para fins de comparação entre tirantes ensaiados anteriormente pelo processo RIMT®, são executados ensaios de tração do tipo recebimento, conforme NBR-5629, comparando os resultados com os níveis de corrosão, que devem corroborar os resultados.

A carga de trabalho de projeto (C_t) nos tirantes é determinada pelo projeto, caso exista registro do mesmo ou por avaliação de consultor geotécnico, conforme tipo de tirante e características da contensão. Seguem abaixo imagens ilustrativas da realização dos ensaios de tração.



Figura 5 - Preparo de tirante para realização de ensaios de tração do tipo recebimento



Figura 6 - Realização de ensaios de tração do tipo recebimento

3.2 Ensaios Complementares

Os ensaios complementares servem para análise tanto da cortina de paramento (parede diafragma) quanto do meio envolvente dos tirantes. Em casos mais complexos são analisados inclusive o aço metalograficamente e quimicamente para estudo de fraturas ocorridas quando das inspeções. Seguem abaixo de forma pormenorizada os ensaios complementares realizados.

3.2.1 Potencial de Corrosão

Os ensaios de potencial de corrosão são executados seguindo instruções e recomendações da norma americana ASTM C876-09 - "Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete" através da técnica de medição por meia célula com equipamento devidamente calibrado e específico para este fim.

De acordo com norma americana ASTM C876-09, os resultados dos ensaios são representados e analisados de acordo com a seguinte tabela:

Tabela 3 - Graduação dos Ensaios de Potencial de Corrosão

Ensaio de Potencial de Corrosão	
Norma: ASTM C876-09	
Leitura	Interpretação
mais positivo que -200 mV	90% de probabilidade de NÃO HAVER corrosão
entre -200 e -350 mV	Probabilidade de corrosão incerta
mais negativo que -350 mV	90% de probabilidade de HAVER corrosão

Sendo assim, em cada cortina a ser estudada, delimitam-se as áreas de diafragma a serem ensaiadas e então é demarcada uma área com matriz de nxn pontos, espaçados a cada 1 pé (30,5 cm), conforme recomendações contidas na ASTM C876-09, devidamente conectadas por eletrodo a malha de aço interna da estrutura.



Figura 7 - Realização de ensaios de potencial de corrosão em cortina atirantada

3.2.2 Pacometria

Os ensaios de pacometria são feitos por meio de equipamentos portáteis e utilizam tecnologia de indução de pulso magnético para detectar as barras de reforço. As bobinas na sonda são periodicamente carregadas com pulsos de corrente e, assim, geram um campo magnético. Correntes parasitas são produzidas sobre a superfície de qualquer material eletricamente condutor que estiver no campo magnético. Elas induzem um campo magnético na direção oposta. A mudança resultante na tensão pode ser utilizada para a medição, conforme figura abaixo.

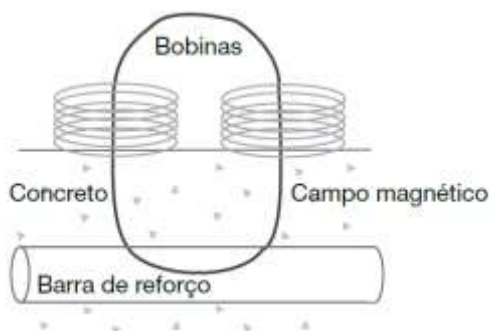


Figura 8 - Princípio indutivo gerado nos ensaios de pacometria para leitura das barras de aço internas.



Figura 9 - Realização dos ensaios de pacometria com demarcação das armaduras para posterior ensaio de potencial de corrosão.

Os pacômetros modernos utilizam combinações diferentes de bobinas para gerar diversos campos magnéticos. O processamento avançado de sinais permite:

- Localização de uma armadura;
- Determinação da camada de concreto
- Estimativa do diâmetro da barra;
- Determinação da orientação de uma armadura.

De posse dos ensaios de pacometria, obtém-se a malha de armação padrão (malha externa) da parede diafragma para auxiliar em posterior verificação de empuxos portantes (caso seja necessária a verificação numérica). Estes ensaios permitem ainda a locação das barras para realização da extração dos corpos de prova sem atingir as armaduras, assim como a realização dos ensaios de potencial de corrosão de maneira mais efetiva.

3.2.3 Extração de Corpo de Prova e Ruptura a Compressão

Este ensaio é efetuado a fim de se verificar a espessura média da parede diafragma, assim como analisar a resistência a compressão do concreto, para fins de verificação de empuxos portantes (caso necessário), assim como a estimativa de parâmetros de durabilidade baseados nos cobrimentos e resistência do concreto empregado.



Figura 10 - Extração de corpo de prova em concreto da parede diafragma.

Alternativamente, são empregados ainda testes de esclerometria e ultrassom do concreto para se obter dados de homogeneidade e qualidade do concreto ao longo de toda a parede.

3.2.4 Resistividade Elétrica

Este ensaio tem como principal finalidade a determinação da capacidade do solo em transportar elétrons do meio, gerando corrente elétrica no caso da existência de diferença de potencial. Quanto maior a resistividade do solo, melhor a capacidade de “isolamento” dos elementos estruturais suscetíveis a condução de corrente, neste caso os tirantes metálicos inseridos no solo. A análise da resistividade do solo não é conclusiva sobre os tirantes especificamente, mas dá uma ideia de qual a zona com maior probabilidade de corrosão, em caso de surgimento de correntes elétricas.

A resistividade do solo não é mais do que a resistência medida entre duas faces opostas de um cubo, de composição teórica homogênea, com um metro de aresta. A sua unidade é o "ohm.metro". A resistividade do solo depende essencialmente da composição do terreno (solo arável, areia úmida, argila, etc) e também do comportamento sazonal. Um solo úmido apresenta uma resistividade inferior a um terreno seco.

3.2.5 Análises dos Elementos Solo e Água

Em estudos mais aprofundados, onde eventuais rupturas de tirantes ocorram aleatoriamente, sem fator causador claramente definido, podem ser efetuados estudos do solo a água (caso exista nível de lençol freático) por detrás da cortina de paramento, analisando-se principalmente pH, CO₂ agressivo, teor de sulfatos, teor de cloretos, presença de hidrogênio atômico e teor de íons de outras substâncias dissolvidas no meio.

3.2.6 Análise do Aço

Em analogia a análise do solo e da água, no caso de presença de tirantes rompidos (ou parte deles), podem ser analisados suas composições químicas e metalográficas a fim de se diagnosticar se existe alguma substância prejudicial ao elemento aço na sua composição.

3.2.7 Exame Tátil Visual

Este exame é feito antes e depois da quebra das cabeças dos tirantes escolhidos para ensaio, com o objetivo de localizar indícios de patologias visualmente preexistentes nas cabeças de proteção dos tirantes e nas cortinas de paramento, servindo de parâmetro para escolha dos tirantes e locais a serem ensaiados. É importante a análise da adesão da cabeça de proteção de concreto à cortina, por onde possam ingressar agentes agressivos e vapor d'água na região da cabeça de ancoragem.

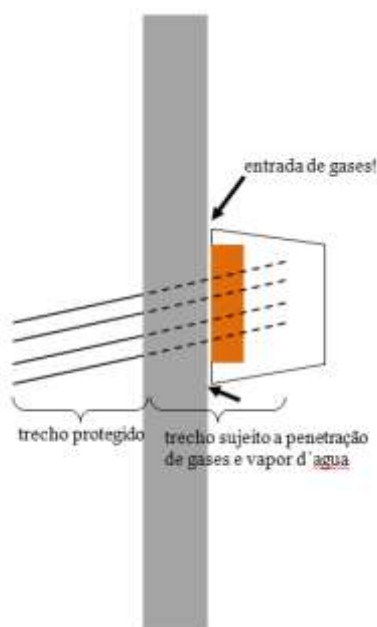


Figura 11 - Croqui genérico mostrando trecho do tirante mais susceptível e ação das intempéries

3.3 Estudo de Probabilidade de Ruína

Este estudo é executado por consultor geotécnico que, de posse dos ensaios realizados, principalmente os de Reflectometria (RIMT®) e os de tração, estabelecem os níveis de fator de segurança de projeto e atuais das cortinas estudadas, assim como as probabilidades de ruína das obras, baseadas no fator " β " (índice de confiabilidade do fator de segurança) e em níveis de aceitação internacionalmente praticados.

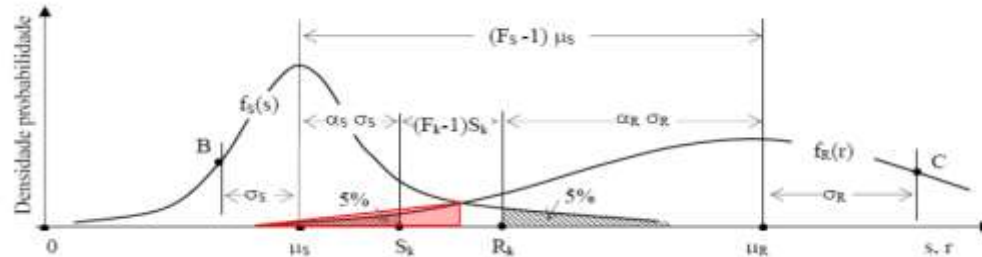


Figura 12 - Curvas de resistência e solicitação e fatores de segurança médio e característico

Então, a probabilidade de ruína representa a quantidade de eventos, dentro de possíveis valores dispersos em duas distribuições normais, uma de resistência e outra de solicitação, na qual as solicitações são maiores que as resistências (figura 12).

4. CONCLUSÕES FINAIS

De posse dos resultados de integridade e testes de tração dos tirantes, aliados ao estudo da parede diafragma em concreto armado e dos agentes agressivos envolventes, concluem-se sobre os níveis de durabilidade dos elementos constituintes da contenção que, adicionalmente, são estudados numericamente os níveis de segurança das obras aliados ao moderno estudo de probabilidade de ruína em fundações.

Sendo assim, surge uma nova proposta e metodologia de estudos de durabilidade e avaliação de cortinas atirantadas pioneira no Brasil que vem dando bons resultados e podendo-se prever e remediar possíveis colapsos de cortinas que sempre geram extremos danos ao patrimônio e a natureza.

De acordo com a fonte "ground anchorages and anchored structures in service - G. S Littlejohn", de 35 casos de falhas por ruptura dos tirantes em cortinas atirantadas estudadas na Europa, pode-se concluir o seguinte do estudo por ele realizado (traduzido):

(...)"

A corrosão é localizada e aparece independentemente do tipo de tirante, nos quais 9 rupturas envolveram barras, 19 rupturas envolveram fios e 8 rupturas envolveram cordoalhas;

O período de serviço antes da ruptura variaram desde poucas semanas após a conclusão da obra, até muitos anos para cada tipo de tirante. As rupturas com poucas semanas de serviço ocorreram devido ao fenômeno do Stress Corrosion Cracking (SCC) ou perda de ductilidade devido ao hidrogênio;

Em relação a localização das rupturas, 19 incidentes ocorreram no primeiro metro de tirante, contados a partir do elemento de ancoragem, 21 incidentes ocorreram ao longo do trecho livre e 2 incidentes ocorreram no bulbo de ancoragem.

" (...)

Portanto, as rupturas de tirantes ancorados em solo podem ser nos locais mais variados possíveis, inclusive no bulbo de ancoragem, ocorrendo porém com maior frequência no primeiro metro a partir da cabeça de ancoragem.

Outra importante e mais preocupante conclusão é quanto ao desempenho de tirantes sujeitos a corrosão, mesmo em níveis baixos que diz:

(...) "*É notável que não existe atualmente um método estabelecido na indústria de tirantes que possa prever o desempenho futuro de componentes de ancoragem com corrosão(...)*"



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Vale lembrar que, o fato de um tirante apresentar corrosão de grau menor que 3 nos ensaios RIMT® não garante que o elemento estrutural irá apresentar durabilidade compatível com os níveis de segurança exigidos, visto que o fenômeno da SCC - *Stress Corrosion Cracking* anteriormente comentado pode ocasionar uma ruptura frágil e imprevisível do mesmo.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Littlejohn, G.S. - *Ground Anchorages and Anchored Structures in Services*. ICE, 2007, 494 p.
- [2] Congresso de Durabilidade de Tirantes Permanentes, Instituto de Engenharia de São Paulo, ABMS, 2012.
- [3] Kapp H, Nava G, Seifert N., “Integritas und korrosionprufungen an vorspannkablen iun brukendabewerken”. St. Gall, Dec 1990.
- [4] Millman J., Taub H., “Pulse digital and switching waveform” – McGraw-Hill Book Company, New York 1965.
- [5] Autostrade SpA, CND, Programma di Ricerca per lo Sviluppo del Metodo RIMT® - 1994.
- [6] Donferri M., Gennari Santori A., Nava G., Tommasini M., “Prestressing Cables Inspection and Assemble by Means of The Reflectometric Method – Bridge Management 2 – Thomas Telford 1993.
- [7] Camomilla G., Doferri M., Gennari Santori A, Materazzi L., Reflectometric and dynamic measurement of the stays of the Polcevera Viaduct in Genoa (Italy) – Bridge Management 3 – Thomas Telford 1994.
- [8] RILEM 2012, Non Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Combined Techniques, Ed. Breyse, 2012, 374p.



MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE ENSAIOS ULTRASSÔNICOS

L. A. REGINATTO

Pesq. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
lukas0910@gmail.com

A. LORENZI

Pesq. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
alexandre.lorenzi@ufrgs.br

R. B. FÁVERO

Pesq. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
favero_rafael@yahoo.com.br

L. C. P. SILVA FILHO

Prof. Eng.º Civil
LEME/UFRGS
Porto Alegre; Brasil
lcarlos66@gmail.com

RESUMO

Muitas estruturas de concreto necessitam ferramentas para proceder a um monitoramento contínuo de suas condições, buscando-se o aumento de sua vida útil. O monitoramento constante das estruturas é um procedimento necessário, uma vez que a detecção preventiva dos problemas permite a utilização de métodos mais simples e econômicos para avaliação e reparo. Neste escopo, os ensaios ultrassônicos se tornam uma estratégia de investigação bastante atraente e viável. Diferentes métodos de ensaios ultrassônicos foram desenvolvidos para analisar as estruturas de concreto. Através dos mesmos pode-se contribuir com sucesso no controle da deterioração e qualidade das mesmas. O presente artigo evidencia como a aplicação de ensaios de pulso ultrassônico e tomografia ultrassônica são úteis para uma correta análise de estruturas de concreto. Os estudos de casos apresentados foram desenvolvidos pelo Grupo de Pesquisa LEME-UFRGS.

Palavras Chave: Estruturas de Concreto, Ensaio Ultrassônico

ABSTRACT

Many concrete structures need tools to carry out continuous monitoring of state condition. Constant monitoring of structures is a necessary procedure, since the preventive detection of problems allows the use of simpler and cost-effective methods for evaluation and repair. Ultrasonic tests is a research strategy attractive and viable. Different methods of ultrasonic tests have been develop to analyze the concrete structures. The use these methods can contribute to increase the success in controlling deterioration and quality of concrete structures. This paper shows how the application of ultrasonic pulse testing and ultrasonic tomography are useful tools to proceeds a correct analysis of concrete structures. The case studies presented in this paper were developed by the Research Group LEME-UFRGS.

Keywords: Concrete Structures, Ultrasonic Tests.

1. INTRODUÇÃO

Tradicionalmente a aplicação de Ensaios Não Destrutivos (END) se constitui em uma alternativa interessante para monitorar o estado das mesmas, como a relação que têm com a resistência à compressão que ainda é a propriedade de controle mais utilizada como indicativo da qualidade e homogeneidade do concreto. Dentro deste cenário, nota-se também uma crescente utilização desta técnica no monitoramento e inspeção de estruturas de concreto armado, principalmente pelos bons resultados que vêm apresentando tanto *in situ* como em laboratório.

As propriedades do concreto podem variar consideravelmente, dependendo de uma série de fatores, tais como: da natureza e proporções dos constituintes, dos métodos de construção e das condições de carregamento e do meio

ambiente. Em virtude deste contexto se torna essencial o desenvolvimento de métodos para determinar a qualidade dos elementos de concreto [1].

A utilização dos END é uma maneira de viabilizar a inspeção e a avaliação do estado de conservação de construções civis, de forma econômica e eficiente. A maioria destes métodos permite a detecção de anomalias sem ocasionar danos ao material, e, a partir da sua utilização, consegue-se proceder a inspeção de uma estrutura afetada sem interrupção de serviço, propiciando uma economia em termos de tempo e de custos [2].

Nos dias atuais, diversos fatores como a ocorrência de falhas de projeto; o uso de dosagens incorretas; o emprego de processos inadequados de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e descimbramento; além da utilização incorreta das estruturas de concreto, têm levado ao surgimento de manifestações patológicas, muitas vezes precoces e com custos elevados de reparação [3].

A durabilidade das estruturas de concreto é uma questão fundamental na engenharia civil, uma vez que as estruturas de concreto estão sujeitas a ataques agressivos que podem diminuir a sua durabilidade e conseqüentemente a sua vida útil. Medições precisas da durabilidade de estruturas são tarefas difíceis, assim como a interpretação dos dados referentes à estas análises. Apesar disto, a avaliação através de END de materiais cimentícios é uma área fundamental da investigação de problemas, pois permite a obtenção de informações sobre a qualidade e o estado de degradação dos materiais de construção [4].

Determinar as condições do concreto é um ponto fundamental quando se quer reavaliar estruturas existentes, de forma a mensurar alguma perda de desempenho ou diminuição do nível de segurança. A deterioração progressiva induz a custos de manutenção importantes. As utilizações dos END podem atender a vários propósitos [5]:

- Para a detecção de um defeito ou uma variação de propriedades;
- Para proceder a classificação a respeito de uma determinada propriedade, entre as várias áreas em uma estrutura ou entre várias estruturas;
- Para quantificar essas propriedades, comparando-as aos limites permitidos.

Recentemente, as aplicações de END para garantia da qualidade de estruturas de concreto tem obtido consideráveis progressos. Impulsionado pelo avanço tecnológico, e pela transferência de conhecimento, de outras áreas de testes de materiais e da medicina, métodos de investigação cada vez mais versáteis tem surgido com frequência, aumentando o potencial destas técnicas para investigação de estruturas de concreto [6].

O presente trabalho apresenta o resultado de estudos de caso que buscaram avaliar a utilização da tomografia ultrassônica e do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico (VPU) para detectar defeitos internos em uma série de estruturas de concreto armado. O objetivo do estudo foi determinar se existiam falhas ou vazios nas estruturas que comprometessem o adequado funcionamento da estrutura. De forma a atingir esta finalidade, foram utilizados um tomógrafo 3D e um equipamento convencional de ensaio ultrassônico. A Figura 1 ilustra os dois equipamentos utilizados neste estudo.



Figura 1: (a) Tomógrafo 3D e (b) Equipamento de VPU.

2. ENSAIOS ULTRASSÔNICOS

Dentre os métodos de END disponíveis, o ensaio ultrassônico merece destaque, pois possibilita o exame da homogeneidade do material, facilitando o diagnóstico de defeitos e o controle das condições de conservação de estruturas durante a sua vida útil. O mesmo pode ser particularmente importante no controle tecnológico do concreto, no laboratório ou em obra.

Os ensaios são relativamente fáceis de serem conduzidos, entretanto o mais importante é saber interpretar os resultados. Este ensaio tem por finalidade medir o tempo de duração que um pulso ultrassônico leva para atravessar inteiramente uma seção de concreto.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Em artigo publicado em 1963, Jones já afirmava que o principal objetivo do ensaio ultrassônico no concreto, era avaliar a qualidade do mesmo a partir de medições da velocidade do pulso ultrassônico. Segundo o mesmo autor, o desenvolvimento do método começou no Canadá e na Inglaterra, quase ao mesmo tempo, entre as décadas de 40 e 60. A partir dos anos 60, com o surgimento de um equipamento portátil, equipado com bateria, o método deixou de ser usado somente em laboratórios e, aos poucos, foi chegando às construções.

2.1 Ensaio de Velocidade de Propagação do Pulso Ultrassônico (VPU)

O método de VPU é baseado na determinação longitudinal das características de propagação de um pulso ultrassônico através de um material, e é o método de ultrassom mais comumente utilizado na avaliação de estruturas de concreto. Este método é bastante utilizado para avaliação do concreto devido à sua eficácia, simplicidade de aplicação e baixo custo.

O princípio do ensaio está baseado no fato de que os sons produzidos em um ambiente qualquer são refletidos ou reverberam nas paredes que consistem o mesmo, podendo ainda ser transmitidos a outros ambientes. Fenômenos como este, apesar de simples e frequentes, constituem os fundamentos do ensaio ultrassônico de materiais.

O ensaio de VPU é caracterizado como um método de END que tem por objetivo a detecção de defeitos ou descontinuidades internas presentes nos mais variados tipos ou formas de materiais. A VPU em um material sólido irá depender, entre outras coisas, da massa específica e das propriedades elásticas desse material.

Através do ensaio de VPU é possível demonstrar teoricamente que diferenças nos resultados obtidos são proporcionais à estrutura de poros e microfissuras do concreto [7]. Por ser rápido e não destrutivo, o VPU oferece a oportunidade de se estabelecer um controle total dos elementos que compõem a estrutura, inclusive ao longo do tempo. Os resultados deste tipo de análise podem ser usados para prognóstico da qualidade ou para correção do processo tecnológico. A determinação da VPU especificada em todas as normas relativas a este ensaio, tanto nacionais como internacionais, é baseada no mesmo princípio, descrito acima, o qual é comumente expresso de diferentes maneiras entre as várias normas relativas ao assunto [8].

A norma brasileira NBR 8802 [9] prescreve que o mesmo seja empregado com o objetivo de checar a uniformidade do concreto, detectar eventuais falhas internas de concretagem, monitorar as características do concreto ao longo da vida útil, avaliar a profundidade de fissuras ou outras imperfeições, avaliar o módulo de deformação e, inclusive, estimar a resistência à compressão do concreto.

A norma britânica BSI-1881: Part 203 [10] considera que as principais aplicações deste método são:

- a) determinação da uniformidade do concreto;
- b) determinação da existência de fissuras;
- c) estimativa da resistência à compressão do concreto, utilizando para tal curvas de correlação apropriadas;
- d) monitoramento da evolução da resistência;
- e) avaliação da deterioração do concreto.

Pode-se, todavia, utilizar o VPU para fins específicos, tais como controlar o tempo de desfôrma, avaliar a presença de falhas de concretagem ou detectar danos causados pelo fogo. A facilidade de manuseio e o custo relativamente baixo do equipamento têm estimulado diversos pesquisadores a buscar novas formas e fins para o uso dos ensaios de VPU [11].

Um fator importante é que o VPU, por ser uma técnica não destrutiva, permite a execução de vários ensaios no mesmo local, visando acompanhar adequadamente as variações associadas com o tempo. Com o aumento das ocorrências de deterioração precoce das estruturas de concreto, torna-se interessante realizar este tipo de monitoramento contínuo das condições das edificações. Através de um constante monitoramento das estruturas podem-se antecipar demandas de manutenção e colaborar para elevar a vida útil das mesmas.

2.2 Ensaio de Tomografia Ultrassônica

A tomografia ultrassônica é um método não destrutivo que possibilita diagnósticos do concreto que podem ser utilizados para melhorar o controle de qualidade do mesmo e auxiliar na tomada de decisão de serviços de reparo ou reabilitação das estruturas de concreto. Contudo, a detecção de falhas através da tomografia requer um esforço significativo e experiência do usuário [12].

O tomógrafo utiliza ondas de cisalhamento e é um sistema capaz de gerar imagens 3D tomográficas de elementos de concreto, o que possibilita a detecção de falhas em estruturas desse material. O sistema é constituído de um console com 40 transdutores em uma matriz de 10 linhas, contendo quatro transdutores cada. Os transdutores são sensores piezoelétricos com uma frequência que pode ser controlada, variando de 25 a 80 kHz. Esses transdutores são retráteis e de ponto de contato seco.

Através da utilização da tomografia é possível proceder a um controle de qualidade das estruturas de concreto armado com a finalidade de determinar a sua integridade e a presença de defeitos na estrutura, tais como: fissuras, heterogeneidades, falhas de concretagem, entre outros. Também é possível medir a espessura do objeto que está sendo examinado.

A utilização de transdutores de ponto de contato seco permite que, mesmo com frequências de transmissão relativamente baixas (55 kHz), as ondas geradas pelo equipamento possam penetrar maiores profundidades [13].

3. APLICAÇÃO PRÁTICA

A aplicação prática da tomografia ultrassônica foi realizada em quatro estudos de caso distintos realizados pela equipe do LEME/UFRGS. O primeiro caso consistiu na aplicação da tomografia em um deck de ponte. O segundo caso mostra a aplicação da técnica em uma laje constituída por elementos alveolares pré-fabricados. O terceiro e quarto casos ilustram a aplicação da VPU em estruturas de concreto armado com o objetivo de detectar diferenças na homogeneidade do concreto.

3.1 Estudo de Caso 1

Neste estudo utilizou-se a técnica de Tomografia Ultrassônica. O mesmo foi realizado para avaliar um tabuleiro da ponte localizada no Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Para este propósito, foram determinadas uma série de regiões na ponte, a partir de uma Inspeção Visual. A Figura 2 ilustra a realização dos ensaios na ponte.



(a)



(b)

Figura 2: (a) e (b) Avaliação do tabuleiro da ponte através da Tomografia Ultrassônica.

Através da tomografia ultrassônica foi possível detectar defeitos internos na ponte. Para estes ensaios realizados neste estudo de caso foi utilizado um grid de leitura de 10 x 25 cm com uma frequência de 50kHz e uma velocidade de pulso de 3050 m/s.

Após a aquisição dos dados em todas as linhas de varredura, os resultados foram inseridos no software gerando uma imagem 3D das interfaces de elementos refletidos. Com as imagens geradas pelo software é possível visualizar as diferentes interfaces presentes no tabuleiro da ponte.

A Figura 3 mostra os resultados dos ensaios realizados. Em todas as imagens, é possível ver diferenças na homogeneidade do concreto do tabuleiro da ponte. Todas as figuras apresentam o mesmo padrão de imagens. A cor azul representa a homogeneidade no elemento estrutural de concreto, não apresentando falhas ou defeitos na leitura. No entanto, como pode ser visto nas imagens, as regiões superficiais são representados com pequenos defeitos de superfície (indicados pelos círculos vermelhos). Este fato ocorre devido à interrupção do impulso de ultrassons, que representa regiões com falhas.

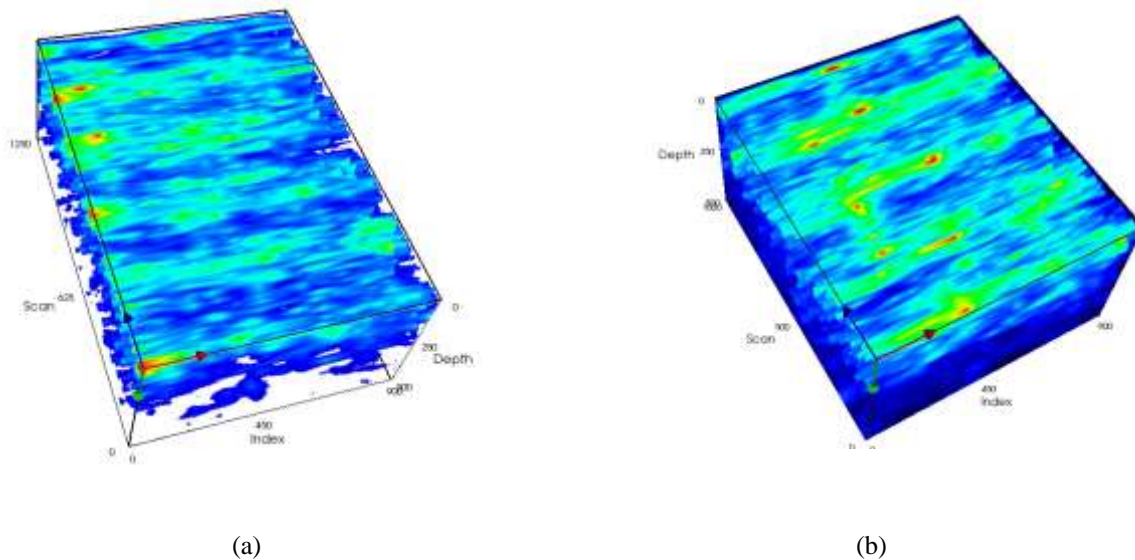


Figura 3: (a) e (b) Avaliação do tabuleiro da ponte através da Tomografia Ultrassônica.

3.2 Estudo de Caso 2

Este estudo de caso baseia-se na aplicação da tomografia MIRA para detectar a localização dos alvéolos de lajes pré-fabricadas utilizadas na estrutura de um edifício. A Figura 4(a) apresenta um corte esquemático das lajes analisadas e a Figura 4(b) demonstra o local e o posicionamento do *grid* onde foi realizada a leitura. Neste estudo de caso foi utilizada uma frequência de 70 kHz e velocidade de pulso de 3040 m/s.

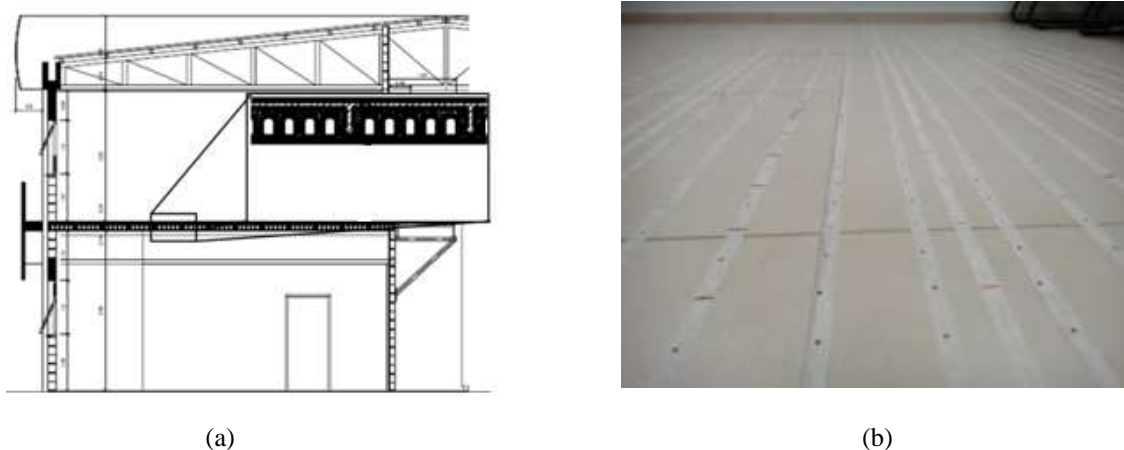


Figura 4 – (a) corte esquemático das lajes e (b) demarcação do *grid* de leitura no piso.

Neste estudo, o objetivo foi analisar os níveis de detalhes captados pela tomografia 3D através da variação do *grid* utilizado. Dessa forma, foi utilizado um *grid* mais refinado, de 5 x 10 cm, que permite grande sobreposição de leituras para a interpolação dos dados. De forma complementar, também foram efetuadas leituras com um *grid* maior do que o recomendado.

A Figura 5 apresenta a vista superior da tomografia da laje obtida com o *grid* de 5 x 10 cm, onde se pode observar nitidamente a localização dos alvéolos.

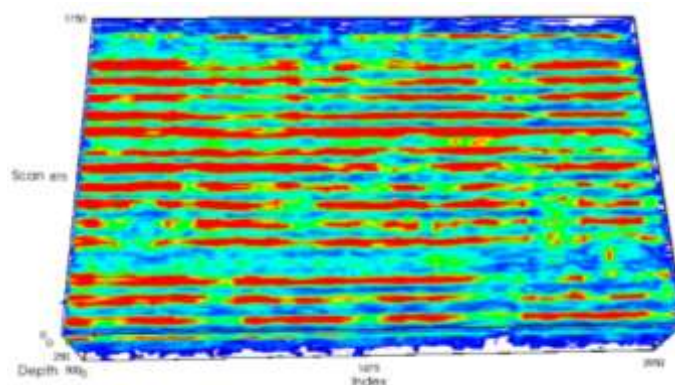


Figura 5 – Resultados da tomografia ultrassônica com *grid* de 5x10 cm.

Na Figura 6 observa-se um corte transversal da laje. A imagem permite observar os alvéolos, seu espaçamento, formas e distância até a parte superior.

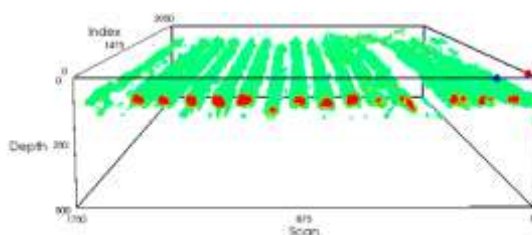


Figura 6 – Identificação dos alvéolos em corte, utilizando o *grid* de 5 x 10 cm.

3.3 Estudo de Caso 3

O presente estudo de caso apresenta os resultados dos ensaios de VPU realizados em uma série de elementos de concreto. As estruturas examinadas fazem parte de um conjunto de elementos estruturais nos quais o controle tecnológico, realizado através de corpos de prova moldados de concreto in loco, indicou que não foi atingida a resistência de projeto especificada. Este indicativo levantou dúvidas sobre a efetiva condição, em termos de resistência, dos referidos elementos, o que conduziu à realização do presente estudo.

O objetivo principal foi para mapear a homogeneidade do concreto dos elementos de interesse, coletando dados que permitissem avaliar comparativamente as características dos mesmos com a de outros elementos onde os corpos de prova de controle haviam produzido resultados satisfatórios.

As Figuras 7 e 8 apresentam as imagens geradas com as leituras de VPU de blocos de fundação. As velocidades registradas variaram entre 2400 e 2800 m/s. Em geral o concreto apresenta uma qualidade regular, com registros de zonas mais compactas na parte inferior e zonas menos compactas na parte superior dos blocos, como esperado.

As variações de velocidade foram mapeadas graficamente através da utilização de um software de geração de curvas de nível, facilitando a visualização das variações na homogeneidade, compactidade e integridade de cada elemento.

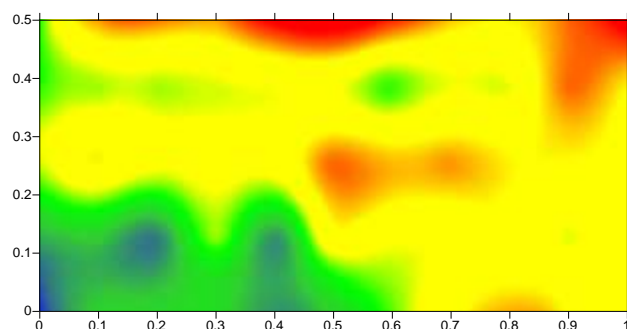


Figura 7 – Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de pulso ultrassônico.

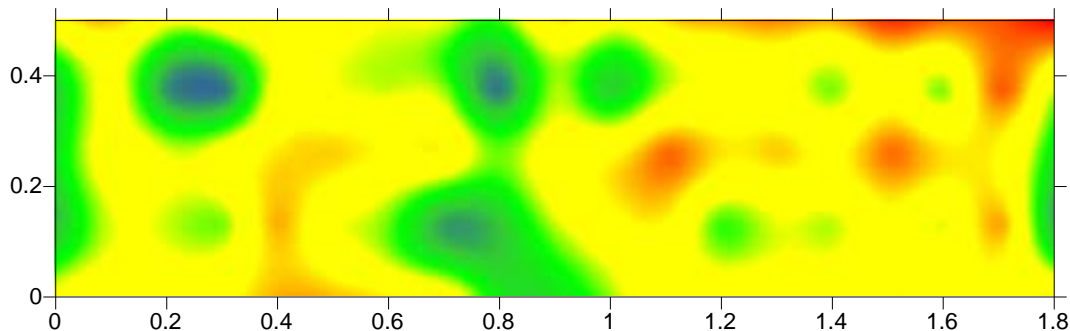


Figura 8 – Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de pulso ultrassônico.

3.4 Estudo de Caso 4

O presente estudo de caso tem por objetivo analisar a homogeneidade do concreto empregado em uma estrutura da utilização dos resultados dos ensaios de VPU realizados em elementos de concreto. As estruturas examinadas fazem parte de um conjunto de elementos estruturais nos quais o controle tecnológico apresentou indicativos de danos pontuais na estrutura.

O objetivo principal deste estudo consistiu em verificar a homogeneidade do concreto através do mapeamento da distribuição da VPU ao longo das faces da estrutura analisada, de forma a identificar as zonas de baixa velocidade, nas quais é provável a existência de vazios e falhas de concretagem decorrentes de problemas de trabalhabilidade e/ou de adensamento do concreto.

Analisando-se graficamente os resultados obtidos a partir das leituras de VPU pode-se observar o mapeamento das velocidades nos dois lados da estrutura A. Através da análise dos resultados obtidos, constatou-se que a condição geral da estrutura é boa, sendo registradas poucas regiões com valores de VPU menores que 2500 m/s. Todavia observam-se regiões na estrutura na qual são observados valores baixos de VPU. Estes valores indicam regiões que necessitam ser reparadas. A Figura 9 mostra a distribuição de velocidades nas duas faces da estrutura de concreto analisada.

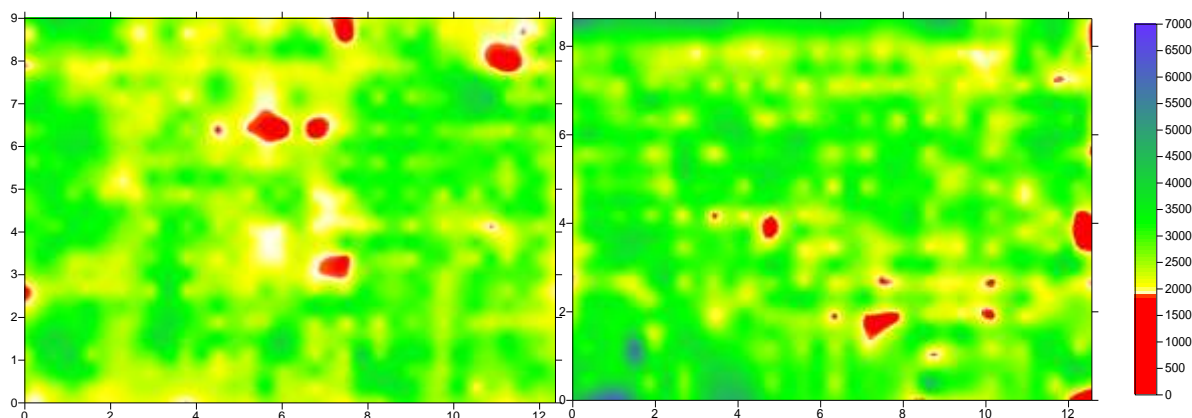


Figura 9 – Mapeamento da VPU na estrutura A.

4. CONCLUSÕES

Muitos esforços estão se fazendo nas pesquisas em relação aos END, devido a necessidade de obter-se estruturas de concreto com alto padrão de qualidade e durabilidade. As pesquisas referentes aos ENDs têm buscado entender as capacidades e limitações de ensaio. O uso de END pode auxiliar na tomada de decisão e estabelecimento de estratégias de intervenção, como demonstrado nos estudos de caso descrito no presente artigo. O desconhecimento da real situação em que se encontra uma estrutura é um fator complicador nas intervenções em estruturas deterioradas ou sob suspeita.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A falta de informação, numa situação de carácter emergencial, pode fazer com que se tomem decisões conservadoras, aumentando o escopo e complexidade das intervenções previstas, aumentando custos ou gerando transtornos adicionais para seus usuários. O uso de ensaios tipo END auxilia na tomada de decisão e estabelecimento de estratégias de intervenção das estruturas.

O presente artigo ilustra a aplicação de ensaios de VPU e tomografia ultrassônica para avaliar o estado de conservação, detectar a existência de vazios e demais elementos presentes em estruturas de concreto. Os ensaios de VPU já se mostraram comprovadamente úteis para analisar diferenças de homogeneidade e para detectar padrões de microfissuração em estruturas de concreto deterioradas. Já a tomografia ultrassônica começa a ganhar importância nesse meio, e sua aplicação é uma técnica muito promissora dentro da área de END. Trata-se de uma ferramenta ideal para criar uma representação tridimensional de defeitos internos que podem estar presentes em um elemento em particular e possibilita uma análise bastante completa das imagens geradas, vindo a ser bastante útil na avaliação de elementos delicados.

De forma geral, os estudos de caso reforçam a ideia de que a utilização de END são ferramentas úteis para a análise de estruturas, visto que os dados obtidos permitem verificar, por exemplo, a presença de corpos estranhos e vazios na viga de teste. Confirma-se assim a ideia de que os mesmos têm grande potencial de utilização nos casos de inspeção de estruturas. Seu emprego permite obter indicações importantes para a caracterização do concreto, bem como dados sobre a homogeneidade e a qualidade da estrutura.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Lorenzi, A., Campagnolo, J. L., Silva Filho, L. C. P., “Application of artificial neural network for interpreting ultrasonic readings of concrete”, *Int. J. Materials and Product Technology*, 2006, 26, 57-70.
- [2] Grabowski, S. L.; Padaratz, I. J.; Pinto, R. C. A., “Avaliação de Placas de Concreto com o Método Não Destrutivo do Eco-impacto”, 50º Congresso Brasileiro do Concreto, Salvador, 2008. 12p.
- [3] Shah, S., Popovics, J. S., Subramaniam, K. V., “New Directions in Concrete Health Monitoring Technology”, *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(7), 754-760.
- [4] Molero Armenta, M. A. *et al*, “Ultrasonic characterization of cementitious materials using frequency-dependent velocity and attenuation”, *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, Nantes, 2009. 6p.
- [5] Breyse, D., *et al*, “How to improve the quality of concrete assessment by combining several NDT measurements”, *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, Nantes, 2009. 6p.
- [6] Wiggenhauser, H., “Advanced NDT Methods for Quality Assurance of Concrete Structures”, *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, Nantes, 2009. 6p.
- [7] Ercolani, G. D.; Ortega, N. F.; Señas, L., “Empleo de Ultrasonidos y Esclerometría em el diagnóstico de Estructuras de Hormigón Afectadas por Elevadas Temperaturas”, Conferencia Panamericana de END, Buenos Aires, 2007, 10p.
- [8] Komlos, K.; Popovics, S.; Nürnbergerová, T.; Babál, B.; Popovics, J. S., “Ultrasonic Pulse Velocity Test of Concrete Properties as Specified in Various Standards”, *Cement and Concrete Composites*, 1996, n.º18, pp.357-364.
- [9] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8802: Concreto Endurecido – Determinação da Velocidade de Propagação da Onda Ultrassônica: Método de Ensaio. Rio de Janeiro: 1994b.
- [10] British Standards Institution, BSI 1881 - Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. London: 1986. 20 p.
- [11] Lorenzi, A., “Aplicação de redes neurais artificiais para estimativa da resistência à compressão do concreto a partir da velocidade de propagação do pulso ultra-sônico”, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [12] Hoegh, K.; Khazanovich, L., “Correlation Analysis of 2D Tomographic Images for Flaw Detection in Pavements”, *ASTM Journal of Testing and Evaluation*, 2012, n.º 40, pp. 247-255.
- [13] Nesvijsky, E. G., “On the Problem of Application of the Conic and Exponential Wave Guiding Extensions for Ultrasonic Transducers for Materials Testing”, *NASTA Technical Bulletin*, 1997, n.º 3, pp. 49-56.



MONITORAMENTO PATOLÓGICO EM UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR: ESTUDO DE CASO

Y.D. LOPES¹, A. F. A. DE MELLO², V. J. FERRARI³, L. VANALLI⁴, N. V. MENON⁵

RESUMO

As manifestações patológicas surgem geralmente devido a falhas construtivas que alteram o equilíbrio pré-existente ou idealizado, baixa qualidade de materiais empregados ou ainda a má qualidade da mão-de-obra. Os cuidados a se tomar durante a execução de qualquer obra são, portanto, essenciais para minimizar a ocorrência de possíveis manifestações patológicas na construção. Basicamente, devem ser executados todos os serviços dentro das normas estabelecidas e técnicas recomendadas. A vida útil de uma construção está diretamente relacionada aos cuidados a serem tomados na fase de projeto, execução e manutenção. A obra está submetida à ação de diversos agentes agressivos como calor, umidade, ventos e sobrecargas, que irão, com o passar do tempo, produzir sua fadiga e o aparecimento de problemas em seus elementos construtivos. O presente trabalho aborda o levantamento e estudo do aparecimento de manifestações patológicas numa residência de alvenaria unifamiliar, ocasionados por falhas de projeto e/ou de execução, ausência de manutenção e outros fatores que comprometeram a vida útil da estrutura. Neste estudo, o aparecimento de danos ocorreu devido a existência de recalques de fundação aliado à inexistência de vergas e contravergas nas portas e janelas da residência. Constatou-se que o controle de execução é um item de grande importância, sendo que a má prática contribui ao surgimento de algumas manifestações.

Palavras-chave: Patologia das edificações, Falhas construtivas, Perícia.

ABSTRACT

The damage manifests usually occur due to construction flaws that change the pre-existing or idealized equilibrium, poor quality of applied materials or the poor quality of hand labor. Therefore, the precautions to be taken during the execution of any work are essential to minimize the occurrence of potential pathological manifests in construction. Basically, all services must be done considering established and recommended technical standards. A building's life cycle is directly related to the attention taken in the design, implementation and maintenance phases. The construction is subjected to action of various aggressive agents such as heat, humidity, wind and overloads, which will, over time, produce fatigue and the appearance of problems in the building's elements. This paper discusses the survey and study of the appearing of damage manifests in a single-family residence, due to design and/or construction flaws, lack of maintenance and other factors that compromised the structure's life cycle. In this study, the appearance of pathologies occurred due to foundation settlements coupled with the lack of beams above doors and windows. It was found that the execution control is an item of great importance, and the bad practice contributes to the appearing of pathological manifests.

Keywords: Pathology of construction, Constructive flaws, Investigation.

¹ Engenheiro Civil, Discente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: yuridanilopes@yahoo.com.br

² Engenheiro Civil, Discente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: andremello91@gmail.com

³ Engenheiro Civil, Docente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: vjferrari2@uem.br

⁴ Engenheiro Civil, Docente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: lvanalli@uem.br

⁵ Engenheira Civil, Docente no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PCV, da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, Brasil. E-mail: nvmenon@uem.br



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Segundo Helene (1988), patologia pode ser entendida como uma parte da engenharia que estuda os sintomas, mecanismos, causas e origens dos defeitos das construções civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema.

De acordo com Verçoza (1991), as manifestações patológicas surgem quando a construção deixa de apresentar o desempenho previsto pelos construtores e normalmente tem sua origem na fase de projeto e/ou execução, assim como pelo mau uso da edificação, portanto, o conhecimento sobre esse assunto é indispensável à todos que trabalham na construção.

Entretanto, estas manifestações também podem ser vistas como a deterioração dos materiais que compõem o sistema estrutural, de acordo com o comportamento de cada material exposto aos agentes externos e internos, sendo que a velocidade de deterioração difere para cada tipo de material (SOUZA & RIPPER, 1998).

Dessa forma, os cuidados a se tomar durante a execução de qualquer obra são, portanto, essenciais para minimizar a ocorrência de futuras manifestações patológicas na construção. Basicamente, devem ser executados todos os serviços dentro das normas estabelecidas e técnicas recomendadas.

Nesse contexto, a realização deste trabalho está vinculada à ocorrência de manifestações precoces numa residência de alvenaria unifamiliar, que, devido à falha de projeto e/ou de execução, ausência de manutenção e outros fatores, comprometeram a vida útil da estrutura.

2. OBJETIVO DA PESQUISA

Esta pesquisa tem como objetivo analisar uma inspeção realizada em uma residência unifamiliar e apresentar uma solução para o problema de acordo com a bibliografia consultada.

3. METODOLOGIA

A metodologia utilizada na elaboração deste trabalho baseou-se em um estudo de caso, considerando as conformidades técnicas, funcionais e de manutenção dos componentes construtivos, visando a descrição e o diagnóstico de uma doença e o nexos causal que diferencia o projeto original e o uso posterior.

3.1 Caracterização do imóvel avaliado e da área de estudo

O objeto de estudo consiste numa residência unifamiliar em alvenaria com um pavimento, estrutura em concreto armado com fechamento em alvenaria de tijolos cerâmicos e com laje e forro, contigua a um terreno onde foi executada uma obra de 109,35m², localizada no noroeste do Estado do Paraná, mais precisamente no município de Umuarama-PR, situado no Terceiro Planalto Paranaense (Maack, 1968). Possui altitude 430m, e localiza-se entre a Latitude 23°44'20"S e 23°45'06"S, e Longitude 53°19'24"W e 53°18'27"W. Apresenta-se em geral com um relevo que varia de suave a suave-ondulado. A litologia é formada pelo arenito da Formação Caiuá, com a rede de drenagem pertencente a bacia do rio Ivaí e seus afluentes (Paulipetro, 1981).

Esta edificação é dotada de 1 (uma) garagem e 8 (oito) cômodos, sendo eles: 3 (três) quartos, 2 (dois) banheiros, 1 (uma) sala, 1 (uma) cozinha e 1 (uma) Copa.

A seguir, serão apresentadas as características dos materiais utilizados para a construção da residência:

1. Pavimentações: banheiros, sala, quartos e cozinha de piso cerâmico. Azulejo cerâmico na cozinha e nos banheiros. Calçada e garagem em piso cimentado alisado;
2. Revestimentos: revestimentos de parede com reboco, emassamento e pintura acrílica;
3. Forro/laje/telhado: forro de PVC no quarto (frente) e sala e de madeira no quarto do fundo, os demais cômodos são fechados com laje;

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

4. Cobertura: feita toda em madeira com tenhas de fibrocimento na edícula e garagem, demais partes da casa são cobertas com telhas cerâmicas;
5. Esquadrias: portas em madeira com exceção da cozinha, que contém esquadria metálica. Janelas todas com estruturas metálicas;
6. Fundação em estacas;
7. Estrutura em concreto armado;
8. Residência sem instalações de ar-condicionado.

A Figura 1 apresenta a planta baixa da residência analisada.

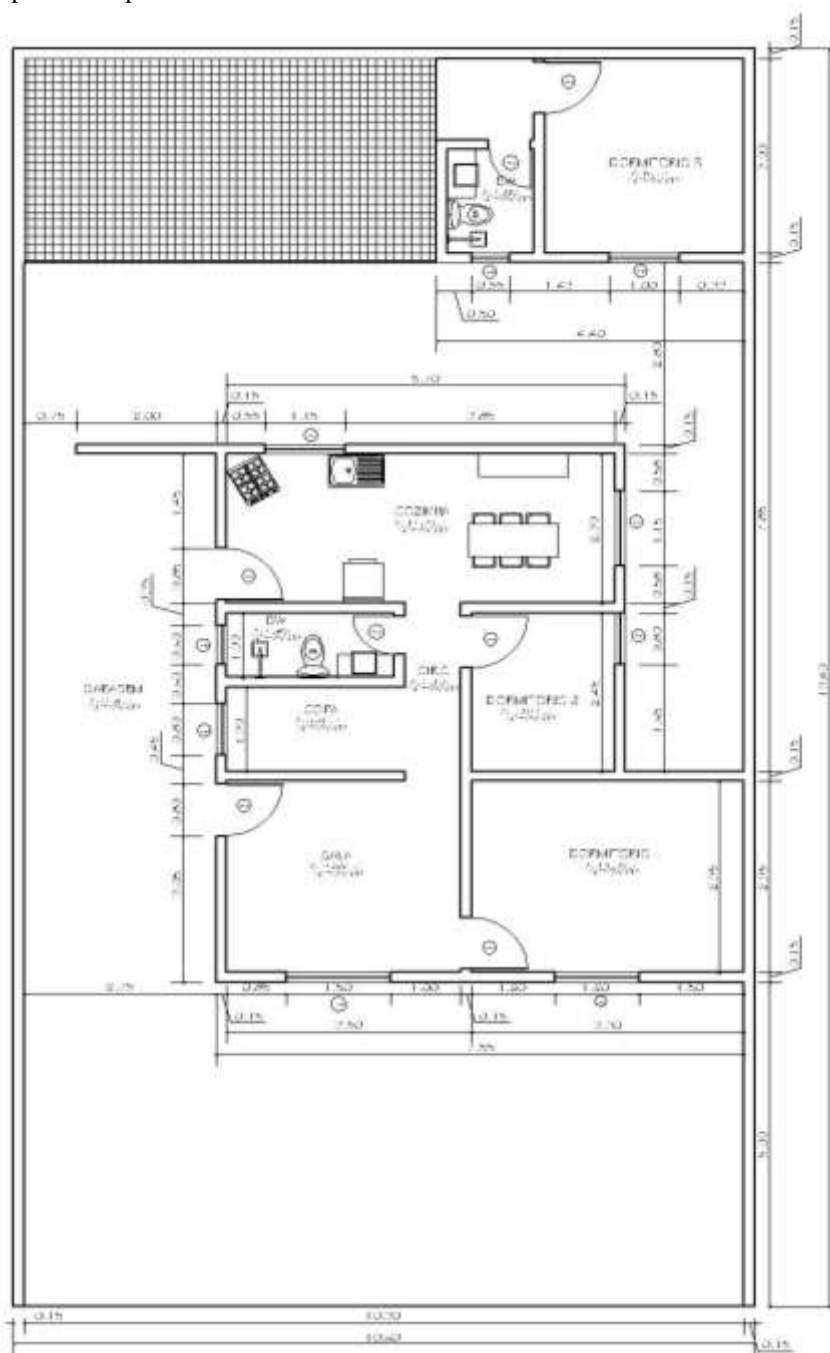


Figura 1 – Planta baixa da residência analisada

Fonte: AUTOR (2015)

4. DESENVOLVIMENTO

4.1. Análise do objeto

A vistoria ocorreu no dia 17/04/2014, a fim de identificar anomalias e/ou falhas construtivas após a execução da obra, iniciando-se pela garagem e continuando por todos os cômodos da residência. Observou-se que esta sofreu uma ampliação significativa, não prevista anteriormente na fase de projeto, sendo assim, boa parte das doenças encontradas ocorreram devido a esta modificação. A Figura 2 apresenta a comparação entre o projeto original e o ambiente construído após a ampliação. As Figura 3 e 4 apresentam a localização das manifestações patológicas na edícula e nos ambientes ampliados, respectivamente.



Figura 2 – Comparativo entre os projetos original (à esquerda) e de ampliação (à direita)

Fonte: AUTOR, (2015)

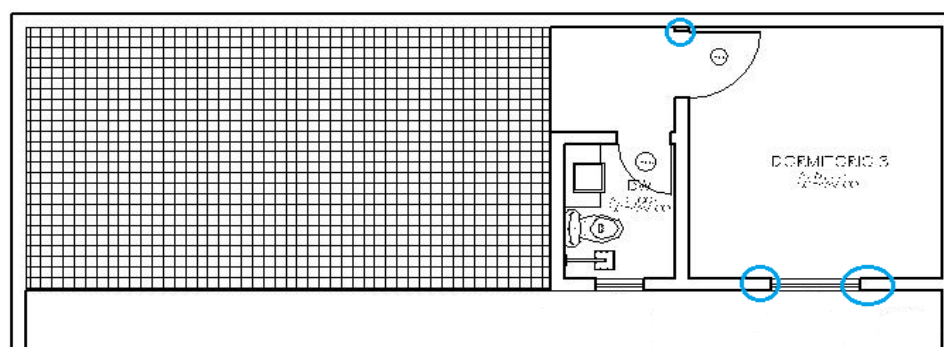


Figura 3 – Croqui apontando a localização das patologias na ampliação da edícula

Fonte: AUTOR, (2015)

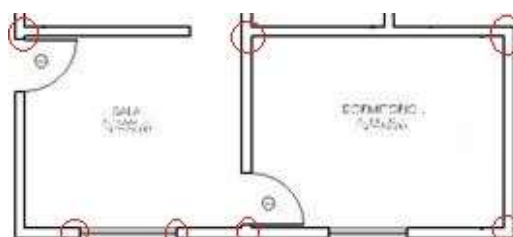


Figura 4 – Croqui apontando a localização das patologias na ampliação da sala e dormitório

Para a análise das doenças encontradas na residência, foram utilizadas informações orais, obtidas através de entrevista com os moradores e até mesmo vizinhos, e informações formais, obtidas a partir de medições no local.

Segundo os moradores, as trincas começaram a surgir cerca de oito meses depois que estes ocuparam a residência. Estes ainda relatam que as trincas haviam sido preenchidas com massa corrida e que foram utilizados materiais de baixa qualidade pelo proprietário na etapa de construção da residência.

De acordo com a vizinhança, foi feito um aterro no início da obra de ampliação da residência.

Na residência foi realizada uma reforma, na qual foram adicionados dois novos cômodos, sendo que a má prática na etapa da construção destes novos cômodos ocasionou o aparecimento de fissuras com aberturas da ordem de 5mm. Estas aberturas são classificadas como rachaduras, segundo Carmona (s.d.), pela Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das fissuras segundo aberturas

Tipo de fissura	Abertura (mm)
Fissura Capilar	Menor que 0,2
Fissura	0,2 a 0,5
Trinca	0,5 a 1,5
Rachadura	1,5 a 5,0
Fenda	5,0 a 10,0
Brecha	Maior que 10,0

Fonte: Carmona (s.d.)

As Figura 5, 6 e 7 apresentam as fissuras encontradas na residência.



Figura 5 – Manifestações patológicas encontradas na edícula



Figura 6 – Manifestações patológicas encontradas na ampliação do dormitório

Fonte: AUTOR, (2015)



Figura 7 – Manifestações patológicas encontradas na ampliação da sala
Fonte: AUTOR, (2015)

4. DISCUSSÕES

4.1 HIPÓTESES DIAGNÓSTICAS

Nesta seção mostra-se duas hipóteses de diagnóstico para o problema, argumentadas de acordo com a literatura, a fim de melhor embasar a causa do surgimento deste.

4.1.1. Fissuras causadas por sobrecargas

As alvenarias apresentam um bom comportamento quando solicitadas por compressão axial, não ocorrendo o mesmo para as solicitações de tração e cisalhamento. Dessa forma, a prevenção das concentrações de tensões provocadas por aberturas de portas e janelas deve ser feita a partir da colocação de vergas e contravergas.

Segundo Thomaz (1989), para o caso de cargas verticais uniformemente distribuídas sobre paredes de alvenaria, as tensões unitárias aplicadas no topo das paredes chegam a triplicar ou, até mesmo, quadruplicar nas proximidades dos cantos superiores das aberturas, podendo duplicar nas regiões dos cantos inferiores.

Em geral, a configuração dessas fissuras dependerá de diversos fatores, como dimensões da parede e das aberturas, materiais constituintes da parede, dimensão e rigidez das vergas e contravergas, deformação e comportamento da alvenaria e de seu suporte (THOMAZ, 1989). A configuração típica desse tipo de fissura é mostrada na figura 8.

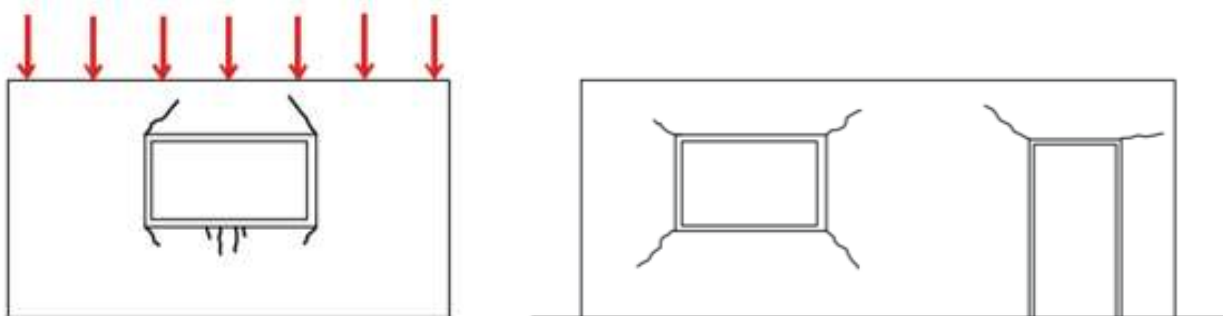


Figura 8 – Configuração típica de fissuras causadas por sobrecargas em torno de aberturas
Fonte: MAGALHÃES, (2004)

4.1.2. Fissuras causadas por recalques de fundações

Segundo Magalhães (2004), as fissuras causadas por recalques de fundações ocorrem quando existem movimentações diferenciais que excedem a capacidade resistente da alvenaria, podendo ser originadas por falhas no sistema de fundação ou por recalques do terreno.

As fissuras ocasionadas por recalques de fundação têm configuração de orientação inclinada, tendendo a se localizar próximas ao pavimento térreo da edificação. A Figura 9 traz um exemplo deste tipo de fissura segundo um eixo principal, ou seja, quando o recalque diferencial se aplica sobre um dos eixos de simetria da edificação, causando, assim, esforços de flexão nas paredes (MAGALHÃES, 2004).

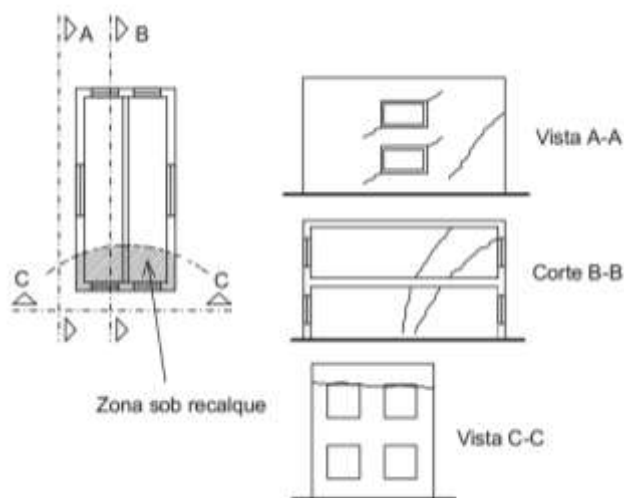


Figura 9 – Configuração típica de fissuras causadas por recalque de fundações segundo um eixo principal
Fonte: MAGALHÃES, (2004)

4.1.3 Resultados e diagnóstico

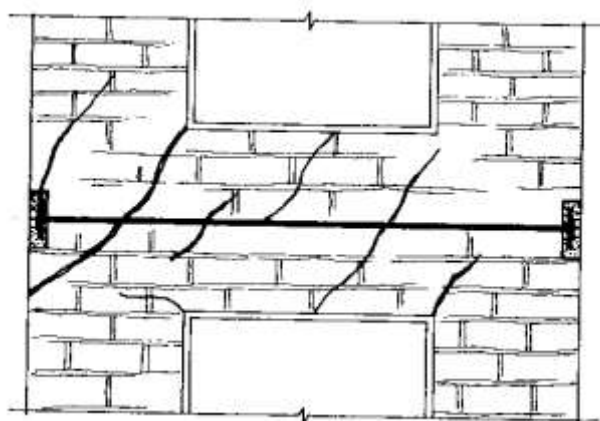
No presente caso, através do diagnóstico realizado, chegou-se à conclusão de que o recalque diferencial do sistema de fundação da ampliação da residência, aliado ao quadro de tensões aplicadas nos vértices de portas e janelas, nos quais foi verificada a ausência de vergas e contravergas, acabou por ser a causa do quadro patológico estudado.

4.1.4 Possíveis terapias

As fissuras provenientes da concentração de tensões só seriam eficientemente recuperadas se houvesse uma melhor distribuição destas. Assim, nas regiões de abertura de portas e janelas, deveriam ser construídas vergas e contravergas, de modo a obter-se uma amarração na parte superior e inferior destas, podendo ainda ser introduzidas chapas de aço entre a verga e a alvenaria, para maior rigidez destes elementos (THOMAZ, 1989).

Quanto a recuperação e reforço das paredes trincadas, estas poderão ser conseguidas com a introdução de armaduras nas paredes, chumbadas com argamassa rica em cimento e posicionadas perpendicularmente à direção das fissuras e trincas e posterior execução de novo revestimento nos pontos atingidos.

Para este caso, tendo em vista as trincas causadas pelo recalque de fundações, Thomaz (1989) recomenda o atirantamento da alvenaria. Assim, os esforços produzidos pelo tirante seriam transmitidos à alvenaria através de placas de aço apoiadas sobre uma superfície regularizada, conforme mostra a Figura 10.





Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016



Abril de 2016
ISSN 2448-1459

Figura 10 – Reforço de alvenaria portante com tirante de aço
Fonte: THOMAZ, (1989)

5. CONCLUSÃO

Ao final da vistoria, observou-se que as evidências de manifestações patológica foram apontadas. A inspeção procurou mostrar uma caracterização do problema, possibilitando, assim, considerar uma hipótese como verdadeira e, então, indicar possíveis soluções para o problema, de acordo com a bibliografia consultada.

Portanto, pode-se concluir que as manifestações patológicas tiveram como origem erros no processo de execução, evoluindo conforme o passar do tempo. No presente caso, o aparecimento de algumas delas provavelmente se deu pela existência de recalques de fundação nas regiões de ampliação da residência, em vista que a estrutura se encontra sobre solo colapsível. As fissuras originadas nos cantos das portas e janelas apareceram devido à inexistência de vergas e contravergas, as quais contribuiriam para uma melhor absorção da alta concentração de tensões nestes locais.

Assim, verifica-se que o controle de execução se torna um item de grande importância, pois se aplicado de forma correta, diminuiria a escala de incidência e, até mesmo, o surgimento de outras manifestações patológicas.

REFERÊNCIAS

- HELENE, P. R. L. **Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo, Editora Pini, 1988.
- KLEIN, D. L. **Apostila do Curso de Patologia das Construções**. 10º Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias, Porto Alegre, RS, 1999.
- MAGALHÃES, E. F. **Fissuras em alvenaria: Configurações típicas e levantamento de incidências no estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Curso de Mestrado Profissionalizante em Engenharia. Porto Alegre, RS. 2004.
- SOUZA, V. C. M. de, RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.
- THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas. PINI. São Paulo. 1989.
- VERÇOZA, E. J. **Patologia das Edificações**. Editora Sagra, Porto Alegre, 1991.



NANORREVESTIMENTOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL UTILIZAÇÃO E APLICAÇÃO EM EDIFICAÇÕES DE PATRIMÔNIO HISTÓRICO

C. MARTINEZ JR.

Eng.º Civil - Diretor
Athena Engenharia
São Carlos-SP-Brasil
celso@athena.eng.br

V. P. MARTINEZ

Gerente Técnico
Athena Engenharia
São Carlos-SP-Brasil
vitor@athena.eng.br

RESUMO

A nanotecnologia aplicada à Construção Civil vem experimentando um desenvolvimento expressivo nos últimos cinco anos. Novas aplicações surgem a cada instante. Mediante o uso de nanocerâmicas e nanocompósitos, podem-se obter ótimas propriedades de repelência de água e sujeira, bem como a decomposição de poluentes em substâncias inertes, conseguida graças à ação dos materiais fotocatalíticos. É importante ressaltar que as propriedades dos nanomateriais diferem das dos materiais convencionais, posto que, nesta área, outras leis físicas e químicas são aplicadas. As vantagens da aplicação da Nanotecnologia à Construção Civil são incontestáveis devido ao fato de que uma baixa concentração do princípio ativo gera grandes efeitos e/ou propriedades excepcionais. Estas propriedades transcendem as do material usual e alcançam soluções inovadoras[11], [12]. A utilização desta classe de materiais no Brasil é ainda incipiente, embora haja fabricantes que disponham de alguns tipos de nanorrevestimentos em seu portfólio. O objetivo deste trabalho consiste, portanto, em incentivar a utilização dos nanorrevestimentos inteligentes no restauro e conservação do Patrimônio Histórico, já que conduzem à manutenção das características originais da edificação por muito mais tempo, o que representa economia no longo prazo.

Palavras-chave: nanorrevestimentos inteligentes, nanomateriais, patrimônio histórico, ultrahidrorrepelência, fotocatalise.

ABSTRACT

Nanotechnology applied to Civil Construction has experienced a significant development in the past five years. New applications appear every moment. By using nanoclays and nanocomposites, one can obtain excellent water repellency properties, as well as the decomposition of pollutants into inert substances, achieved thanks to action of photocatalytic materials. It is important to emphasize that the properties of nanomaterials differ from those of the conventional materials, as long as in this area, other physical and chemical laws are applied. The application advantages of Nanotechnology in Construction are unquestionable due to the fact that a low concentration of active ingredient creates great effects and / or exceptional properties. These properties transcend that of the usual substrate material and reach innovative solutions. The use of this class of materials in Brazil is still in its infancy, although there are manufacturers that have some kind of nano coatings in its portfolio. The objective of this work is therefore to encourage the use of smart nano coatings in the restoration and conservation of historical heritage, since they lead to the maintenance of the original features of the building for much longer, which means savings in the long term.

Keywords: smart nano coatings, nanomaterials, heritage, ultrahydrorepellency, photocatalysis.

1. PERSPECTIVA HISTÓRICA

Os primeiros usos de nanomateriais de que se tem notícia datam da época do Império Romano. A confecção de vitrais coloridos utilizava diversos sais de metais de transição visando a obter uma cor característica com o uso de cada sal. Misturando-se o cloreto de ouro com vidro derretido, os romanos conseguiram obter um vidro de coloração vermelha muito intensa. Porém, devido às limitações tecnológicas e científicas da época, eles nunca poderiam imaginar que estavam criando um dos primeiros, senão o primeiro nanomaterial da humanidade. Hoje, graças aos estudos modernos desses vitrais históricos, sabe-se que a cor vermelha é resultado de reflexões internas e efeitos quânticos das nanopartículas de ouro dentro da matriz de vidro (figura 1) [1].



Figura 1: Vitral antigo onde se pode observar a ação do pigmento vermelho (nano-ouro) [1]

O surgimento do termo “nanotecnologia” está relacionado diretamente ao professor Norio Taniguchi, que usou essa palavra para explicar sobre tecnologias novas que permitem a construção de materiais na escala nanométrica, que corresponde a objetos com tamanhos nas ordens de grandeza de 1×10^{-9} m – 1×10^{-7} m, em pelo menos uma dimensão. Entretanto não se pode esquecer de Richard P. Feynman, que primeiramente apresentou os conceitos básicos e necessários para o posterior desenvolvimento dessa nova área. Em 1959 foi apresentada a primeira palestra à Sociedade Americana de Física tratando desses conceitos. A partir dessa data, houve um interesse crescente pela tecnologia e seus potenciais, atraindo diversos pesquisadores das mais variadas áreas [10].

2. OS NANOMATERIAIS, A CONSTRUÇÃO CIVIL E O PATRIMÔNIO HISTÓRICO

O Patrimônio edificado com valor cultural no Brasil é vastíssimo. Praticamente toda cidade do interior ou capital dos estados brasileiros dispõe de construções históricas. Há monumentos, bairros históricos, centros históricos e edifícios que apresentam técnicas e materiais muito específicos, cuja recuperação está em vias de esquecimento e cuja providência é urgente. Todos esses edifícios, com as suas características próprias, são fortes identificadores das cidades e locais onde se integram. Têm um valor cultural que é reconhecido internacionalmente, constituindo um patrimônio que não se pode perder. Estas edificações protagonizam um papel decisivo na criação da identidade da região, e do País como um todo, e desempenham uma utilidade econômica relacionada com o turismo e também às empresas ligadas às atividades envolvidas, como a hotelaria, a gastronomia, os transportes, entre outros. Por este fato, as edificações históricas devem ser conservadas no original tanto quanto seja possível [2]. A figura 2 mostra um edifício cuja reabilitação se faz necessária. Neste caso, a utilização dos nanomateriais inteligentes seria decisiva na durabilidade do trabalho de conservação [15].



Figura 2: Antigo Instituto de Eletrotécnica e Escola de Comunicação da UFRJ (Universidade Federal do Rio de Janeiro), na Rua Visconde do Rio Branco, na Praça da República[15].

No âmbito da Construção Civil, em que muitas matérias-primas são usadas e a durabilidade desempenha papel importante, essa tecnologia oferece benefícios para os materiais já disponíveis. Revestimentos nanointeligentes e aditivos nano na Indústria da Construção melhoram as propriedades dos materiais e trazem funcionalidades adicionais em longo prazo. Esses recursos também são bem-vindos dentro da Construção Moderna, Pré-Fabricada ou não, sempre que a tônica seja a conservação e a durabilidade. A Nanotecnologia vai mudar a Indústria da Construção enormemente nos próximos 10 anos e seu uso vai continuar a gerar mais e mais possibilidades.

As nanopartículas mais importantes para incrementar as propriedades do concreto são a nanoargila e a nanotitânia. A nanoargila, quando incorporada ao material, adiciona a ele as seguintes propriedades: redução na migração de íons; aumento das resistências à flexão, à compressão e ao cisalhamento (figuras 3 e 4) [10]; acentua a resistência ao impacto; gera uma microestrutura mais densa e mais impermeável etc. A nanotitânia é utilizada nas superfícies do concreto para acentuar suas propriedades de autolimpeza. A fotocatalise é ativada pela presença de luz ultravioleta e, por meio desse processo, cria-se oxigênio molecular. Substâncias poluentes em fachadas são decompostas e precipitadas pela água da chuva, o que faz preservar as qualidades estéticas das estruturas. Uma vez que a nanotitânia é ativada pela luz, não faz sentido aplicá-la na massa do concreto. A aplicação deve ser feita na superfície que se deseja proteger.

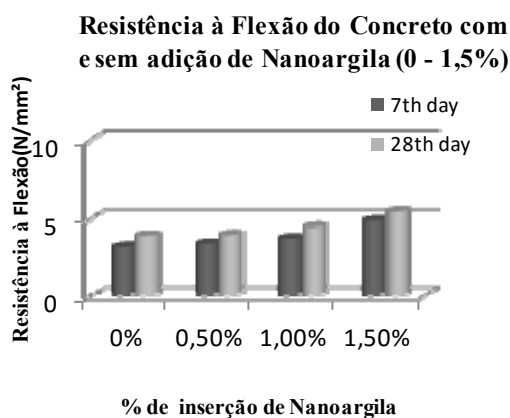


Figura 3: Resistência à flexão vs. % de nanoargila incorporada[10]

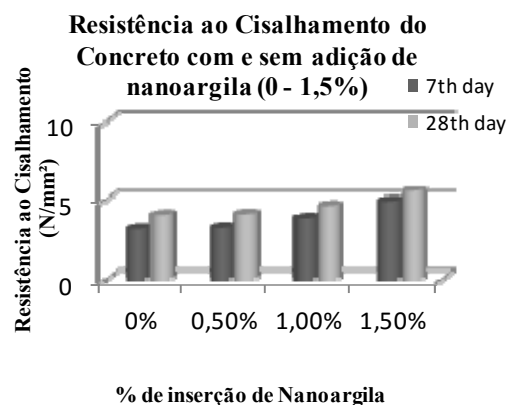


Figura 4: Resistência ao cisalhamento vs. % de nanoargila incorporada [10]

O propósito deste trabalho é apresentar e discutir sobre os nanomateriais hidrofóbicos, oleofóbicos, autolimpantes e fotocatalisadores, e incentivar a utilização dos mesmos na Conservação e Manutenção de Edifícios de valor histórico, bem como na Construção Civil em geral.

2.1 Materiais Hidrofóbicos [4]

Os materiais hidrofóbicos nunca foram exclusivamente sintéticos e criados pelo homem. Como exemplo, podemos citar a planta Flor-de-Lótus, que possui uma camada capaz de repelir água e sujeira de suas folhas (figura 5) [4]. Ampliando a superfície dessa folha, podemos perceber nitidamente a presença de microrrugosidades que estão intimamente ligadas ao efeito hidrofóbico autolimpante. Essas microrrugosidades são, por sua vez, revestidas de cristais muito pequenos de cera, em formato de “pelos” (figura 6).



Figura 5: Folha da Flor-de-Lótus demonstrando o efeito hidrofóbico [4]

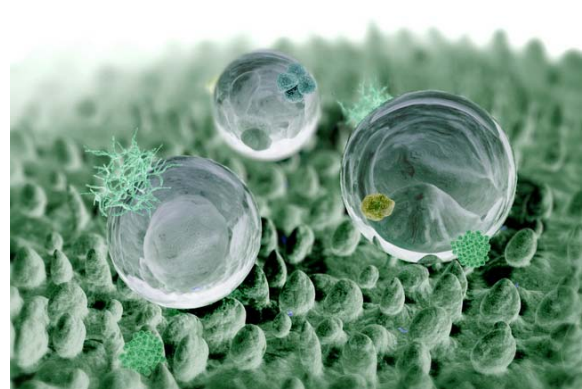


Figura 6: Superfície ampliada da folha da Flor-de-Lótus [4]

Os engenheiros e cientistas logo perceberam que o efeito hidrofóbico teria um potencial muito grande de aplicações. O desafio seria: como recriar tal efeito utilizando materiais sintéticos? A solução estaria nos nanocompósitos e nas nanocerâmicas. É possível obter um efeito semelhante em diversos tipos de superfícies como vidro, plástico, granito, concreto, etc. Entre algumas das aplicações mais interessantes estão fachadas de prédios, viadutos, pontes e outras obras que com o tempo começam a ser impregnados de sujeira proveniente do ambiente, o que gera manchas e degrada a sua aparência.

Para obtenção do efeito hidrofóbico, é importante o entendimento do conceito de ângulo de contato, que varia desde 0° até 180° , sendo que 0° indica um molhamento completo e 180° uma repelência total ao líquido. A descrição teórica de contato surge a partir da consideração de um equilíbrio termodinâmico entre três fases: a fase líquida (L), a fase sólida (S), e a fase de vapor do gás (G) (que pode ser uma mistura de atmosfera ambiente e uma concentração de equilíbrio do vapor do líquido). Se a energia interfacial sólido-vapor é indicada por γ_{SG} , a energia interfacial sólido-líquido por γ_{SL} , e a energia interfacial líquido-vapor (isto é, a tensão de superfície) por γ_{LG} , então o ângulo de contato de equilíbrio, θ_c , é determinado a partir dessas quantidades pela equação de Young:

$$0 = \gamma_{SG} - \gamma_{SL} - \gamma_{LG} \cos \theta_c \quad (\text{equação 1}) [3]$$

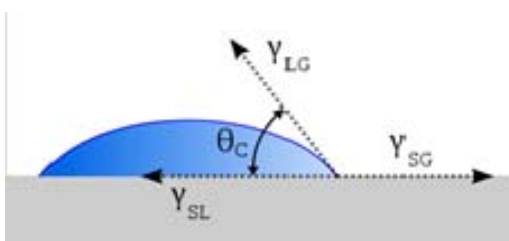


Figura 7: Ângulo de contato e as variáveis relacionadas



Figura 8: Molhabilidade [5]

2.2 Nanomateriais Fotocatalíticos [10]

Devido à rápida industrialização do mundo, os contaminantes orgânicos tornaram-se um grande transtorno para o meio ambiente. Por isso uma quantidade considerável de pesquisa é focada para uma remoção eficiente ou degradação desses contaminantes. Revestimentos fotocatalíticos têm sido estudados e desenvolvidos como um processo eficiente para a mineralização de produtos orgânicos e não-orgânicos tóxicos. Os pré-requisitos para o efeito fotocatalítico são a presença de luz e água. Novas pesquisas também têm sido feitas na fotocatalise sob luz visível e pela incorporação de defeitos (dopagem com metais de transição), visando assim a aumentar a eficiência do processo. Entretanto ainda há muita pesquisa a ser realizada e diversos efeitos que precisam ser estudados mais a fundo.

Na ausência de uma substância catalítica ativa, a oxidação da maioria dos hidrocarbonetos prossegue de forma mais lenta, o que pode ser explicado pela cinética-química. Um fotocatalisador diminui a energia de ativação de uma dada reação. Como resultado de processos fotoinduzidos, formam-se partículas com forte capacidade de oxidação e redução.

Um sistema fotocatalítico heterogêneo consiste de partículas semicondutoras (fotocatalisador), que estão em contato próximo a um meio de reação líquido ou gasoso. Expondo o catalisador à luz, estados excitados são gerados, capazes de iniciar os processos subsequentes, como reações redox e transformações moleculares.

A fig. 9 mostra um esquema de reação simplificada de fotocatalise [10]. Devido à sua estrutura eletrônica, caracterizada por uma banda de valência preenchida (Valence Band - VB) e uma banda de condução vazia (Conduction Band - CB), semicondutores (óxidos metálicos ou sulfetos como ZnO, CdS, TiO₂, Fe₂O₃ e ZnS) podem atuar como sensibilizadores para processos redox induzidos pela luz. A diferença de energia entre o menor nível de energia da CB e do mais elevado nível de energia da VB é o chamado intervalo de banda de energia (Bandgap Energy - Eg). Esse intervalo corresponde ao mínimo de energia luminosa necessária para tornar o material eletricamente condutivo. [6]

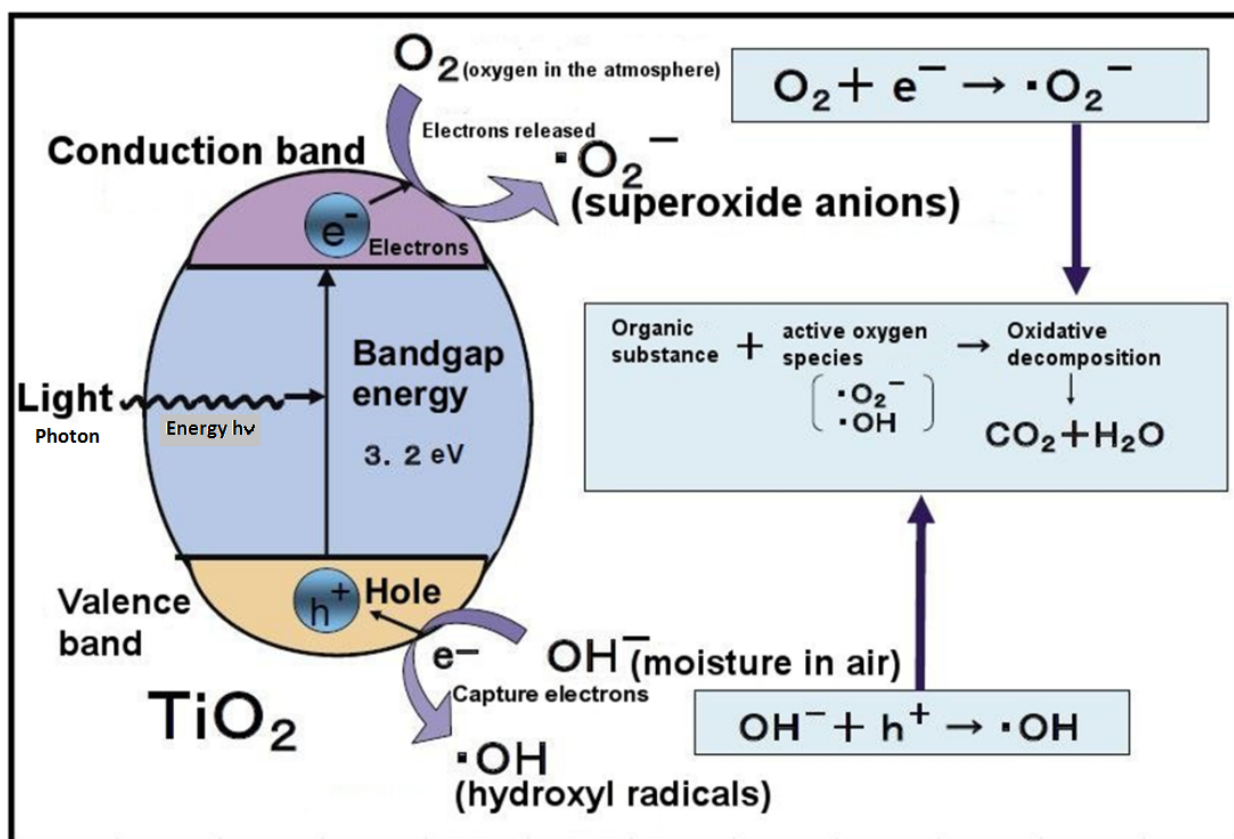


Figura 9: Esquema do mecanismo da fotocatalise [10]

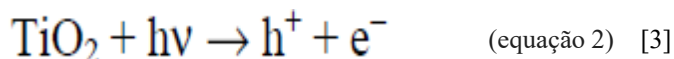
O TiO_2 é um semicondutor com um gap de banda de energia $E_g = 3,2$ eV. Se esse material for irradiado com fótons de energia $>3,2$ eV (comprimento de onda $\lambda < 388$ nm – correspondente ao ultravioleta no espectro eletromagnético), a energia da banda é excedida e um elétron é promovido da banda valência para a de condução. Por conseguinte, o processo primário é a geração de transportadores de carga, que em seguida causarão as reações de óxido-redução responsáveis pela degradação dos poluentes.

Para elucidar melhor esse fenômeno: quando um fóton com uma energia $h\nu$ excede a energia do gap (entre CB e VB), um elétron (e^-) salta da banda de valência para a banda de condução deixando um buraco (h^+) atrás. Em materiais eletricamente condutores, isto é, os metais, os pares elétron-buraco são imediatamente recombinados. Nos semicondutores, uma parte desses pares fotoexcitados difunde para a superfície da partícula catalítica e pode tomar parte na reação química com as espécies doadoras (no exemplo, OH^-) ou receptoras (no exemplo, O_2). Os “buracos” podem oxidar espécies doadoras enquanto a condução de elétrons da banda podem reduzir moléculas aceitadoras de elétrons.

Uma característica de óxidos metálicos semicondutores é o forte poder de oxidação de seus buracos h^+ . Eles podem reagir num passo de oxidação de um elétron com água para produzir o radical hidroxila altamente reativo (OH^\bullet). Ambos os “buracos” e os radicais hidroxila são oxidantes muito potentes e podem ser usados para oxidar a maioria dos contaminantes orgânicos. Em geral, o oxigênio do ar atua como receptor de elétrons, formando o íon superóxido $\bullet\text{O}_2^-$. Esse íon também é altamente reativo e capaz de oxidar materiais orgânicos.

O dióxido de titânio é um dos materiais básicos utilizados no dia a dia e amplamente usado como pigmento branco em tintas, cosméticos e alimentos. O TiO_2 existe em três fases ou estruturas cristalinas: rutilo, anatase e brookita. A anatase é a fase mais estável na escala nanométrica, sendo a fase mais estudada em aplicações de nanotecnologia. Usualmente, o dióxido de titânio é um material semicondutor que pode ser ativado quimicamente pela luz. A fotoatividade do TiO_2 , conhecida por aproximadamente 60 anos, tem sido investigada extensivamente.

Comparada com rutilo e brookite, a anatase mostra a maior fotoatividade. Em 1972, Fujishima e Honda [7],[8] descobriram a divisão fotocatalítica de água em eletrodos de TiO_2 . Este evento marcou o início de uma nova era na fotocatalise heterogênea. Embora o TiO_2 absorva apenas aprox. 5% da luz solar que atinge a superfície da terra, é o melhor semicondutor investigado no campo de conversão química e armazenamento de energia solar. Em anos recentes, a fotocatalise utilizando TiO_2 foi aplicada a problemas importantes de interesse ambiental como desintoxicação da água e do ar.



A oxidação fotocatalítica heterogênea com TiO_2 atende aos seguintes requisitos, o que a torna competitiva em relação a outros processos de oxidação de contaminantes:

- Trata-se de um material de baixo custo;
- A reação é bastante rápida em condições ambientais de operação (temperatura ambiente, pressão atmosférica);
- Um largo espectro de contaminantes orgânicos pode ser convertido em água e CO_2 ;
- Nenhum reagente químico precisa ser utilizado e não são produzidas reações colaterais.

2.3 Nanomateriais Inteligentes

Revestimentos nanointeligentes agregam um significativo valor aos substratos tratados, sem a necessidade de desenvolver um produto completamente novo. As características agregadas mais importantes são:

- facilidade de limpar
- são fotocatalíticos
- e muitas outras funcionalidades tais como ultrarrepelência a água e óleo, resistência à corrosão, etc.

Dependendo da necessidade, deve-se escolher entre um revestimento “fácil de limpar” ou um revestimento fotocatalítico, sobre os quais se discorrerá a seguir.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



2.3.1 Revestimentos Nanointeligentes “Fáceis-de-Limpar”.

Mediante o uso de um revestimento nanointeligente "fácil de limpar", a superfície a ser tratada torna-se hidrófoba e oleofóbica, bem como autolimpante (ver figura 10) e com excelentes propriedades hidrorrepelentes. Isto significa que esse sistema de revestimento multifuncional protegerá as superfícies em longo prazo contra a água, óleo, sujeira, pichações, etc. A utilização desses revestimentos torna a limpeza de superfícies muito mais fácil e ecologicamente correta. Por meio do uso desses produtos pode-se remover um elo na cadeia alimentar, a absorção d'água, contribuindo assim para uma grande redução no crescimento de musgos e algas. Por causa da necessidade de menos ciclos de limpeza, a construção tratada terá um longo tempo de vida. Nenhuma contaminação poderá se infiltrar na estrutura de poros tendo como veículo a água, graças aos revestimentos repelentes. Propriedades antigrafito podem ser alcançadas em substratos à base de sílica, tais como arenito, granito, concreto, terracota e tijolos de argila. Muitos produtos comerciais comuns não têm essas propriedades e necessitam de reaplicações. Alguns exemplos desses produtos comuns são óleos de silicone ou produtos baseados em tecnologias de fluorocarbono que são lentamente destruídos pela luz solar. Essas reaplicações implicam um custo adicional e, portanto, não são eficientes. A desvantagem dos produtos à base de óleo de silicone é que, uma vez aplicados na superfície que se deseja tratar, irão atrair a poluição do ar, principalmente contaminado por óleo espalhado no ambiente a partir de motores de combustão interna e plantas industriais. Dependendo das propriedades absorventes ou não absorventes do substrato, a formulação do produto é otimizada. O revestimento pode ser usado como um acabamento invisível, resistente à água, à contaminação e aos raios UV. Sua estabilidade é assegurada em superfícies de substratos porosos. Revestimentos de paredes, fachadas de edifícios, terracota funcional ou telhas estão no âmbito de aplicação. Pelo fato de os nanorevestimentos gerarem apenas uma proteção ultrafina no interior dos poros, os substratos permanecem respiráveis após o tratamento, dando a proteção estrutural perfeita. O tratamento da porosidade também contribui para a resistência da superfície ao congelamento, proporcionando proteção e durabilidade longa às construções. Comparados aos revestimentos “fáceis-de-limpar” convencionais, os revestimentos de base nanotecnológica possuem o diferencial de realizar ligações covalentes com o substrato, resultando em aplicações mais duráveis e mais sustentáveis. Devido à natureza da ligação covalente, a estabilidade química deste revestimento é excelente, o que resulta em uma resistência muito boa contra quase todos os produtos de limpeza domésticos e industriais disponíveis no mercado (à exceção de soluções alcalinas concentradas), bem como resistência à abrasão.

2.3.2 Revestimentos Nanointeligentes Fotocatalíticos [13].

Os revestimentos fotocatalíticos mais aplicados na construção são baseadas em TiO_2 e ZnO . O ZnO é mais ativo sob luz visível. Revestimentos fotocatalíticos com base em ZnO são melhores repelentes de água do que os revestimentos fotocatalíticos nanoestruturados de dióxido de titânio. O ZnO tem muito boas propriedades antibacterianas e, dependendo da funcionalidade desejada, a escolha tem de ser feita entre os dois sistemas. Vários fatores afetam a eficiência global do revestimento, incluindo a espessura, o tamanho, a porosidade, a estrutura cristalina e a dopagem (ou não) com metais de transição. Uma otimização desses fatores é necessária para se ter um revestimento eficaz (figura 12) [16]. Por exemplo, o concreto recentemente desformado tem um pH muito elevado, o que resulta em uma adesão incorreta do revestimento. Superfícies submetidas a chuvas ácidas podem também apresentar problemas, devido à destruição da estrutura do concreto que, com o tempo, vai resultar na perda de função do revestimento.

Os óxidos de nitrogênio, especialmente o NO_2 , são poluentes atmosféricos de grande importância. Em contato com a água, o NO_2 gera ácido nítrico, altamente agressivo ao ambiente e às construções. Mediante a utilização de aplicações de efeito fotocatalítico, o dióxido de nitrogênio pode ser decomposto, em etapa final, em $N_2 + O_2$, substâncias presentes na atmosfera em grandes frações molares. O gráfico na figura 11 mostra a curva da percentagem de remoção de óxidos de Nitrogênio (NO_x) como função do tempo de irradiação[10].



Figura 10: Revestimento Autolimpante [9]

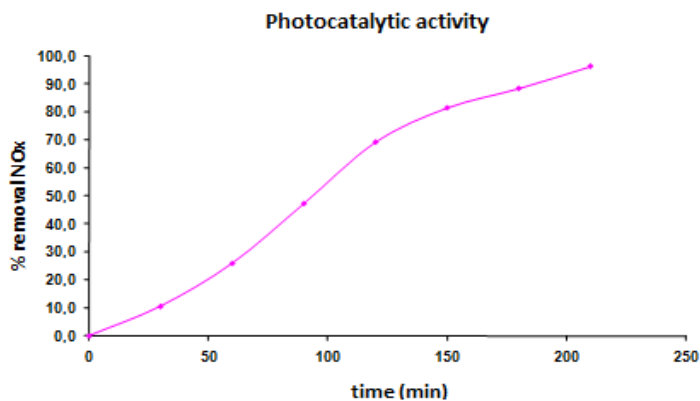


Figura 11 - % de remoção de NOx vs. tempo de irradiação[10]

2.3.2.1 Nanorevestimentos híbridos antimicrobianos e térmicos

Normalmente, a maneira mais rápida para combater o crescimento indesejável, tanto interna como externamente, de bolor nas paredes e tetos de construções é aplicar tinta fungicida. A desvantagem deste produto é que eles são geralmente baseados em biocidas, que lentamente serão liberados no meio ambiente. Isto significa que as substâncias ativas não só penetram na raiz do fungo, mas podem também infiltrar-se no organismo humano ao ser inalado, por exemplo. Além disso, o biocida é gradualmente consumido, causando prejuízo na eficácia do revestimento à medida que o tempo passa. Uma alternativa antibacteriana permanente e sem emissões para esses revestimentos à base de biocidas são as nanopartículas usadas em revestimentos de pintura. Trata-se de estruturas sólidas e, portanto, a eficiência do sistema mantém o seu efeito de forma permanente. Há soluções que oferecem combinação de deflexão de calor e propriedades antimicrobianas. A baixa condutividade térmica e a capacidade de refletir até 90% dos raios solares reduzem a absorção de calor pelas paredes, gerando uma redução significativa nos custos de funcionamento de ar-condicionado [9].

A redução de expansões de painéis de parede relacionadas à temperatura também implica diminuição de fissuras nas fachadas. A baixa condutividade térmica é proporcionada pela presença de esferas microscópicas e não apenas pelo fato de se utilizar uma cor clara. São possíveis novos projetos de fachada, sem comprometer o componente “isolamento de superfícies”.

2.3.2.2 Revestimentos antibacterianos

Existem diferentes abordagens para combater as contaminações bacterianas em substratos. Um dos mais eficazes é, sem dúvida, o uso de partículas de nano-prata. O resultado é tão poderoso que pode destruir até mesmo germes super-resistentes, como o *Staphylococcus Aureus* ou MRSA, uma fonte comum para as infecções hospitalares. As nanopartículas se ligam ao substrato de forma permanente. Isso é essencial do ponto de vista toxicológico e elimina qualquer decorrência à saúde humana, desde a fabricação até a aplicação. O revestimento não libera substâncias para o ar interior. Devido à elevada procura de uma solução antibacteriana permanente, a tecnologia tem sido utilizada em um número significativo de projetos. Um dos mais recentes é uma obra de 40.000 metros quadrados para o projeto Discovery Gardens, em Dubai. O revestimento também é empregado em hospitais na Europa e na região do Golfo [9].

2.3.2.3 Tratamentos para madeira

Os tratamentos para madeira com base em nanotecnologia têm desenvolvimento mais recente. Ao contrário de concreto e vidro, as variáveis nos substratos são muito mais complexas. A natureza à base d'água dos produtos é uma solução funcional e ambientalmente amigável contra o apodrecimento e formação de líquens. A absorção de água é significativamente reduzida. Além disso, há produtos híbridos com proteção UV e maior resistência ao desgaste mecânico. Há um grande interesse na aplicação desses tratamentos em madeira de fachadas de edificações de interesse histórico (figura 13) [14].

2.3.2.4 Metais

Superfícies metálicas também podem ser protegidas com nanotecnologia. No estágio atual, tratamentos ultrafinos são mais um tipo de produto que facilita a limpeza de manutenção. Eles não são criados como uma forma de proteção permanente à corrosão. A superfície tratada é protegida contra manchamento, contaminação por sujeira, fuligem, poeira e poluição atmosférica. O tempo de limpeza é reduzido drasticamente, em até 80-90%. Ele também protege certos aços inoxidáveis de corrosão do tipo Pitting - relacionado com a formação de cloretos e coloração de óxido metálico, indicado por uma superfície rugosa e manchas de cores vermelha, marrom ou negra. O tempo médio de vida de tais tratamentos varia entre 1 e 3 anos. Revestimentos permanentes com propriedades de proteção contra a corrosão e proliferação de microrganismos estão também disponíveis.



Figura 12 – Espera-se que concreto branco e brilhante da Igreja do Jubileu em Roma permaneça limpo por muitos anos devido à introdução de um aditivo fotocatalítico [16]



Figura 13 – Igreja Matriz do Santíssimo Sacramento de Santo Antonio, em Pernambuco. As portas, de madeira entalhada, com almofadões volumosos, poderiam ser melhor conservadas pela aplicação de tratamentos nanoestruturados, em que a absorção de água seria drasticamente reduzida [14].

3. CONCLUSÕES

A indústria da construção pode ter a tecnologia a custos muito baixos se os empreendedores se dispuserem a substituir algumas das tintas tradicionais, produtos à base de solventes e de silicone e revestimentos utilizados para proteção de superfícies por revestimentos nanoestruturados. Para alguns produtos, a parte “nano” pode ser incorporada aos processos de produção e, portanto, pode ser aplicada aos produtos de construção durante o fabrico.

A Nanotecnologia pode potencialmente aperfeiçoar muitos materiais de construção, incluindo aço estrutural, polímeros, pedras ornamentais e concretos. O concreto, que contém as estruturas complicadas, em escala nano, do cimento e de seus hidratos, é um excelente candidato para a manipulação e controle nanotecnológico. Com materiais compósitos, só produtos que possam oferecer a mais alta qualidade ao produto base devem ser usados.

Não vale a pena adicionar propriedades de nanotecnologia a revestimentos se não for possível oferecer um alto padrão de resistência à lavagem ou se não forem atendidas todas as normas ambientais. Os revestimentos devem cumprir as normas e regulamentos de emissões de VOC para a qualidade do ar interior. Os mesmos princípios de qualidade têm de estar disponíveis para os aplicadores. Certos tratamentos com nanotecnologia exigem um elevado nível de preparação de superfície. A ligação molecular desejável só é possível se a totalidade do processo é feito sob as exigências do fabricante. Se esses princípios são observados e o trabalho é feito por profissional treinado e habilitado, a aplicação pode oferecer excelentes propriedades e benefícios.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Mas usar os melhores materiais possíveis têm um preço. Enquanto o que importa, em curto prazo, para o construtor empreendedor ou restaurador, é investir o mínimo possível, o proprietário do edifício ficará muito mais satisfeito de ter aportado um pouco a mais de recursos e verificar, com os anos, a significância de seu investimento, especialmente no caso das construções de importância histórica. Caberá ao projetista optar por assumir os custos de construção ou reparação ligeiramente superiores, mas fazer com que o cliente desfrute de muito mais durabilidade e baixos custos de manutenção ao longo dos anos. Nesse caso, qualquer valor adicional que alguém paga certamente será recuperado através de taxas mais atrativas de locação, prêmios de aluguel, aumento nos valores de mercado e maior valor de revenda. O uso desta tecnologia de inovação cria uma imagem positiva do grupo empreendedor, o que implica uma diminuição de custos no longo prazo. Isso tem um valor inestimável. Como na maioria das vezes, recebe-se pelo que se paga.

4. REFERÊNCIAS

- [1] http://lounge.obviousmag.org/anna_anjos/2013/07/os-vitrais-medievais.html
- [2] R. Veiga, “A Nanotecnologia na Conservação e Consolidação do Patrimônio” in Seminário Nanomateriais na Melhoria do Desempenho de Soluções de Revestimento, IST, Lisboa, 2015
- [3] C. Martinez Jr., V. Coolsaet, V. P. Martinez, “Nanorevestimentos na Construção Civil – Possibilidades de Utilização e Aplicações de Sucesso, in Conpat 2015, Lisboa, 2015.
- [4] <https://futureprospects.wordpress.com/2010/05/17/the-lotus-effect/>
- [5] http://ctborracha.com/?page_id=10540
- [6] Benedix, Roland *et al*, “Application of Titanium Dioxide Photocatalysis to Create Self-Cleaning Building Materials”, LACER No. 5, 2000.
- [7] A. Fujishima, K. Hashimoto, T. Watanabe, and Applications”; BKC Tokyo; 1999.
- [8] A. Fujishima, K. Honda, “Electrochemical Photolysis of Water at a Semiconductor Electrode”; Nature 238 (1972) 37.
- [9] Nanotechnology - The use and impact in the Building and Construction Industry in China Daily, November 8, 2006.
- [10] Coolsaet, V., Nanocoatings and Concrete; Kortrijk, Belgium, 2014.
- [11] “Nanotechnology, an opportunity for the concrete industry”; in CPI – Concrete Plant International – 4 | 2013, pp 88-89.
- [12] “Nanotechnology for the construction industry”; in CPI – Concrete Plant International – 1 | 2014, p 56.
- [13] “Photocatalytic construction and building materials: From fundamentals to applications”; in Building and Environment 44 (2009), pp1899–1906, <http://www.sciencedirect.com/science/journal/0360132>
- [14] <http://www.old.pernambuco.com/ultimas/nota.asp?materia=20111124162431>
- [15] <http://noticias.uol.com.br/album/2012/12/17/predios-historicos-do-rio-de-janeiro-sofrem-com-falta-de-conservacao.htm>
- [16] <http://blogdopetcivil.com/2010/08/17/inovacao-em-concreto/>



OPÇÕES DE TRATAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS PRESENTES NUMA EDIFICAÇÃO PÚBLICA NA CIDADE DE ARACAJU-SE

J. SÁ

Graduada em Engenharia Civil
Faculdade Pio Décimo
Sergipe; Brasil
jessicaosa@hotmail.com

G. SANTOS JUNIOR

Professor Assistente
Faculdade Pio Décimo
Sergipe; Brasil
professorgilbertomessias@gmail.com

RESUMO

A Engenharia Civil não se limita a apenas projetar e construir, sendo também de sua responsabilidade a manutenção da edificação. A falta da mesma pode acarretar uma série de fatores que agridem o edifício e afloram através de sintomas denominados manifestações patológicas. A patologia na construção civil é uma ciência que estuda as causas e origens destas manifestações, procurando explicar os mecanismos de tratamento das mesmas. O presente estudo de caso tem como objetivo catalogar e propor tratamentos para as manifestações patológicas presentes numa edificação pública na cidade de Aracaju-SE que, atualmente, é sede da Secretaria Municipal de Educação (SEMED). As principais manifestações encontradas devem-se a fatores ligados à presença da umidade, má execução do serviço e, principalmente, à falta de manutenção. Dentre as manifestações patológicas mais incidentes no edifício destacam-se as eflorescências, manchas, corrosões e fissuras. A intensidade destas manifestações demonstra que ao longo de sua vida útil a SEMED não obteve intervenções profissionais, porém ainda há tempo de realizar-se um projeto de manutenção adequado e resgatar o desempenho estrutural do edifício.

Palavras-chave: manifestações patológicas, causas, tratamento.

ABSTRACT

Civil Engineering is not just about designing and building. It is also about keeping constructions up. The lack of maintenance can lead to a number of factors that affect buildings and appear as symptoms called pathological manifestations. The pathology in civil construction is a science that studies the causes and origins of these manifestations and tries to explain their treatments. This case study aims to catalog and propose treatments for pathological manifestations in a public building in Aracaju-SE that at present is the office of the City Department of Education (SEMED). The main manifestations observed are due to moisture, poor service executions, and lack of maintenance. Among the pathological manifestations found in the building, eflorescences, stains, corrosion and cracks are outstanding. SEMED building has not got maintenance professional services and it is time to draw up a suitable maintenance project and save the structural performance of the building.

Keywords: pathological manifestations, causes, treatment.

1. INTRODUÇÃO

Edificações mais antigas, por apresentarem uma robustez maior, aparentavam ter uma vida útil quase que infinita, porém, com o passar dos anos, algumas anomalias em suas estruturas começaram a ser notadas, inclusive no concreto armado. Após estudos, investigações de casos relacionados em todo o mundo e ensaios laboratoriais, chegou-se a uma conclusão: as anomalias nas estruturas eram na verdade manifestações patológicas, e o concreto armado, a partir daí, precisava ser pensado de uma forma diferente, visando, também, sua durabilidade e a vida útil de toda a edificação.

O termo patologia, na construção civil, refere-se a uma ciência que tem como objetivo explicar os mecanismos e as causas das manifestações patológicas nas edificações, e essas manifestações são expressões, sintomas, de degradação da construção. [1]



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Ueda & Takewaka [2] relatam que alguns países europeus gastam em torno de 50% do fundo financeiro da construção civil em manutenção e reparo de suas estruturas como, por exemplo, a Alemanha e o Reino Unido, no ano de 2004. Entre as manifestações patológicas mais comuns nas estruturas de concreto armado, estão: deslocamento do cobrimento, fissuras, trincas, eflorescências, deslocamento de pisos, carbonatação, reação álcali-agregado (RAA), desagregação, entre tantas outras. Apenas com o estudo de cada caso específico, considerando-se as intempéries locais e as condições em que se encontram a estrutura, é que se pode chegar ao tratamento mais adequado para o caso.

O presente trabalho tem como objetivo catalogar as manifestações patológicas presentes no edifício onde se localiza a Secretaria Municipal de Educação (SEMED) de Aracaju/SE, e apresentar tratamentos adequados para as mesmas.

2. DESENVOLVIMENTO

Apesar de as manifestações patológicas serem um assunto discutido há mais de quatro mil anos (com o Código de Hamurabi), é visto que ainda não existe uma consciência por parte dos profissionais de engenharia quanto a necessidade de manutenção nas construções. Quando se inicia um projeto, a qualidade da edificação é um dos pilares para garantir a durabilidade da estrutura, estando diretamente ligada ao surgimento ou não de manifestações patológicas. [3]

2.1 Quanto à origem das manifestações patológicas

As etapas do processo construtivo de uma obra podem ser resumidas à concepção, execução e manutenção, colocando-se todos, em um mesmo plano de igualdade. Esta nova percepção de execução, onde se precisa atender o cliente não apenas no quesito conforto, mas também na durabilidade da estrutura, traz uma nova realidade para a engenharia civil. [4]

As manifestações patológicas começam na maioria das vezes, a surgir na fase de execução da obra, com mais incidência na fase de uso da mesma. Helene [5] ressalta ainda que “é sempre preferível investir mais tempo no detalhamento e estudo da estrutura que, por falta de previsão, tomar decisões apressadas ou adaptadas durante a execução”.

Entende-se que o triângulo projetista-construtor-proprietário, que antes se preocupava apenas em entregar uma obra com custos justos, resistente e atendendo aos padrões dos clientes, não é mais suficiente. É preciso lançar o valor do custo que será necessário no futuro, para garantir a estabilidade e o desempenho da edificação. Uma estrutura com desempenho satisfatório implica que foi bem executada e bem planejada, e com um bom programa de manutenção. [4]

2.2 Quanto às causas das manifestações patológicas

Os agentes que podem causar o aparecimento de manifestações patológicas são variados. Ações de cargas, variações de umidade e variações térmicas, agentes biológicos, reações químicas não previstas entre materiais distintos, agentes atmosféricos, entre outros. [5]

Souza e Ripper [4] dividem as causas das manifestações patológicas em duas categorias, as causas intrínsecas e as causas extrínsecas. As intrínsecas são causas inerentes a estrutura, o próprio processo de deterioração do concreto, desde os materiais na fase de execução da obra à sua utilização, seja por questões de qualidade dos materiais, falhas humanas por má interpretação de projeto, ou ainda má execução dos serviços. Já as causas extrínsecas são conhecidas por atacarem a estrutura de “fora para dentro”, na maioria são causas de erro de projeto, ou de expor a estrutura a limites não cabíveis à mesma.

2.3 Principais manifestações patológicas

Algumas das manifestações mais incidentes nos edifícios em concreto armado são as corrosões de armaduras, as fissuras, a desagregação, o descolamento de revestimentos cerâmicos, a eflorescência e a carbonatação. Considerando a vasta gama de causas que podem dar início ao aparecimento de tais manifestações bem como suas consequências, a correta análise dos mecanismos de manutenção da edificação, ainda que corretiva, é de suma importância para garantir o bom desempenho da estrutura.

2.4 Metodologia

Aracaju, capital de Sergipe, como mostrado na “Figura 1”, possui uma população estimada no ano de 2015, em 632.744 habitantes e ocupa uma área de 181,857 km². A cidade nasceu no ano de 1855 por motivos de necessidades econômicas, mas foi apenas em 1865 que se firmou como capital do Estado. [6]

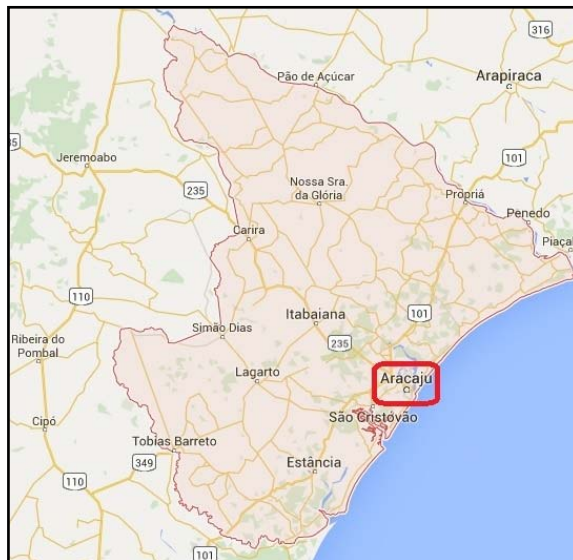


Figura 1: Localização de Aracaju, capital do Estado de Sergipe.

Com uma densidade demográfica de 3.140,65hab/km², Aracaju foi umas das primeiras capitais planejadas do, com as ruas projetadas em formato de tabuleiro de xadrez a desembocarem no Rio Sergipe. [7]

O edifício objeto de estudo neste trabalho está localizado próximo a umas das principais avenidas da cidade (Av. Francisco Porto). Trata-se de um edifício alugado pela prefeitura e que funciona semanalmente de segunda a sexta-feira, das 7:00h às 17:00h. Na “Figura 2” pode-se ver a localização exata do edifício.

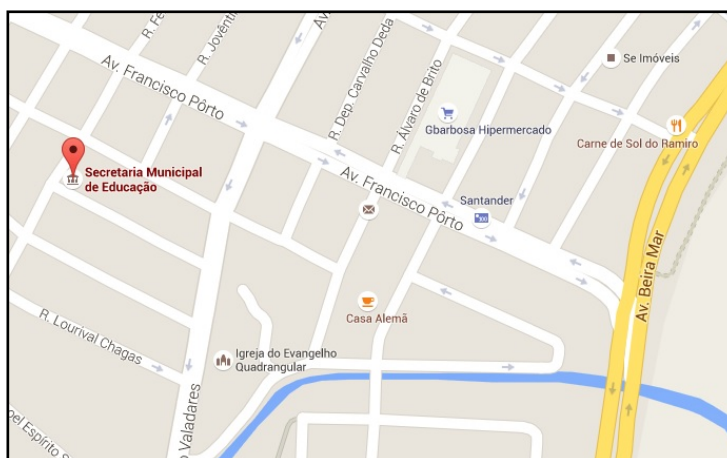


Figura 2: Localização da SEMED na cidade de Aracaju.

O edifício possui uma área de aproximadamente 728,62m², dois pavimentos, e sua estrutura é em concreto armado. É constituído por quatro banheiros sanitários e 13 salas, na “Figura 3” vê-se a fachada do edifício.



Figura 3: Fachada da SEMED na cidade de Aracaju.

Este trabalho teve como metodologia o estudo de caso, onde foi feito um levantamento das manifestações patológicas incidentes num edifício público da cidade de Aracaju – SE, apontando suas causas e possíveis tratamentos. O edifício hoje é sede da Secretaria Municipal de Educação.

A pesquisa teve início com um levantamento das biografias necessárias para o entendimento das principais manifestações patológicas em edifícios com o objetivo de entender suas causas e encontrar as soluções para cada sintoma encontrado. Para embasamento de resultados específicos, em uma das visitas ao edifício em estudo, foi realizado um ensaio químico, que teve por finalidade acusar a presença da carbonatação do concreto. Para tanto, utilizou-se uma solução de fenolftaleína ($C_{20}H_{16}O_4$) obtida no Centro de Tecnologias da Faculdade Pio Décimo em Aracaju-SE. O ensaio, segundo a Engenheira Naguisa Tokudometem (2009), tem como finalidade indicar o pH do concreto ensaiado que, em situações normais, se apresenta entre 12,6 e 13,5 (pH básico). Se o mesmo estiver sofrendo o efeito da carbonatação, o seu pH cairá para valores menores que 9.

Após finalizadas as coletas de dados necessárias, iniciou-se o processo de identificação de cada manifestação patológica, informando suas causas e tratamentos. Este trabalho foi de caráter qualitativo.

2.5 Resultados e discussões

2.5.1 Corrosão de armaduras

As causas iminentes para o aparecimento de corrosão nas armaduras em um dos pilares e na fachada da edificação em estudo são, provavelmente, a exposição à ação das chuvas e às variações de temperatura, que resultam em fissuras, e recobrimento de concreto insuficiente gerando, assim, um ambiente favorável para a despassivação do aço. Na “Figura 4” apresentam-se a corrosão no pilar (A) e corrosão na fachada da edificação (B).

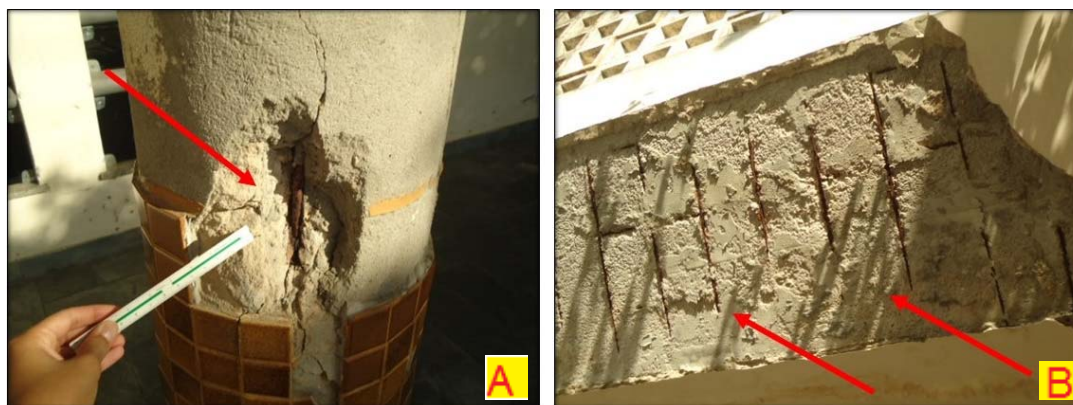


Figura 4: Pontos de corrosão na edificação.

Para tratar a corrosão do aço, inicialmente é preciso retirar todo o substrato que foi comprometido. Essa escarificação pode ser manual, com a ajuda de um ponteiro, uma talhadeira e uma marreta, ou mecânica, como um disco de corte ou uma pistola de agulha. Após a retirada do substrato é preciso que seja feita a limpeza da superfície afetada pela corrosão. Com um equipamento de jato de ar comprimido pode-se realizar a limpeza do concreto remanescente e da armadura na região do reparo. Feito a limpeza dos resíduos de corrosão, caso a armação não esteja comprometida, aplicase *primer* rico em zinco, em toda a superfície afetada, e após secagem do mesmo, aplicar uma barreira de adesivo epóxi no concreto, para ajudar na aderência com a argamassa e criar uma barreira do novo substrato com o concreto contaminado. A argamassa utilizada deverá ser uma específica para a profundidade do reparo.

Se for constatado que a armadura foi comprometida, será necessária a realização de um reforço estrutural, aumentando as dimensões originais da peça danificada. Para tanto, se faz necessário um estudo mais aprofundado do caso.

2.5.2 Fissuras

Foram encontrados na edificação muitos pontos de infiltração. Os usuários relataram que sempre há problemas em dias chuvosos, com a formação de goteiras por toda a laje. Seguindo essa informação, notou-se que na parte descoberta das lajes existem muitas fissuras, como mostrado na “Figura 5”. Essas fissuras podem ter sido causadas pela retração térmica, devido a constante variação de temperatura (visto que a laje é descoberta), ou um procedimento de cura insuficiente ou, ainda, por uma dosagem equivocada (erro de execução no traço do concreto).



Figura 5: Fissuras na laje

Observa-se na figura acima a liberação da água pelo ar condicionado. Essa água acumulada pode ser uma das causas da constante infiltração. Além disso, a falta ou má execução da impermeabilização da laje permite a percolação de água pelo interior da estrutura, causando eflorescências e manchas de mofo devido à umidade.

Já a figura 6 apresenta fissuras nos pilares externos da edificação. Percebe-se que já foram feitas intervenções para o tratamento, porém não foram bem-sucedidas. Este é um caso onde as fissuras podem ser porta de entrada para o processo de corrosão das armaduras. Vale ressaltar a possibilidade de problemas estruturais serem as principais causas para o aparecimento de tais manifestações patológicas em elementos estruturais.

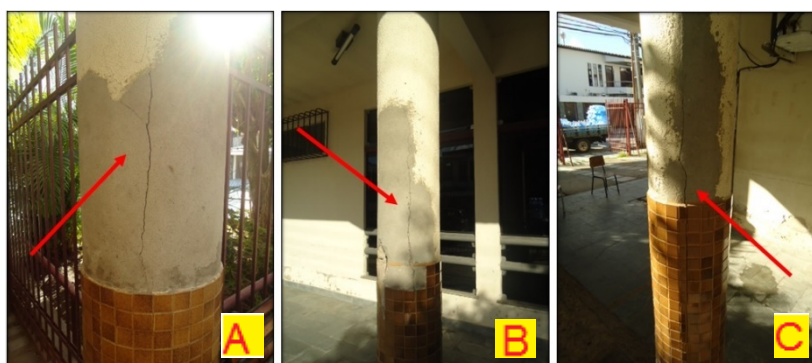


Figura 6: Fissuras nos pilares da fachada da SEMED

Para que se faça um tratamento adequado, é preciso que haja um acompanhamento mais aprofundado das fissuras, observando sua profundidade, sua largura, e o local onde está ocorrendo. Dessa forma, pode-se chegar a uma conclusão se o elemento estrutural ainda está transmitindo corretamente os esforços gerados sobre ele.

As fissuras da “Figura 7” são características da falta de amarração entre as alvenarias, ou entre a alvenaria e a estrutura. Para que não voltem a aparecer, uma das soluções é a re-execução de parte da alvenaria, amarrando-a com a estrutura (com telas metálicas, fincadas com pinos de aço no pilar), ou amarrando-a a outra parede.

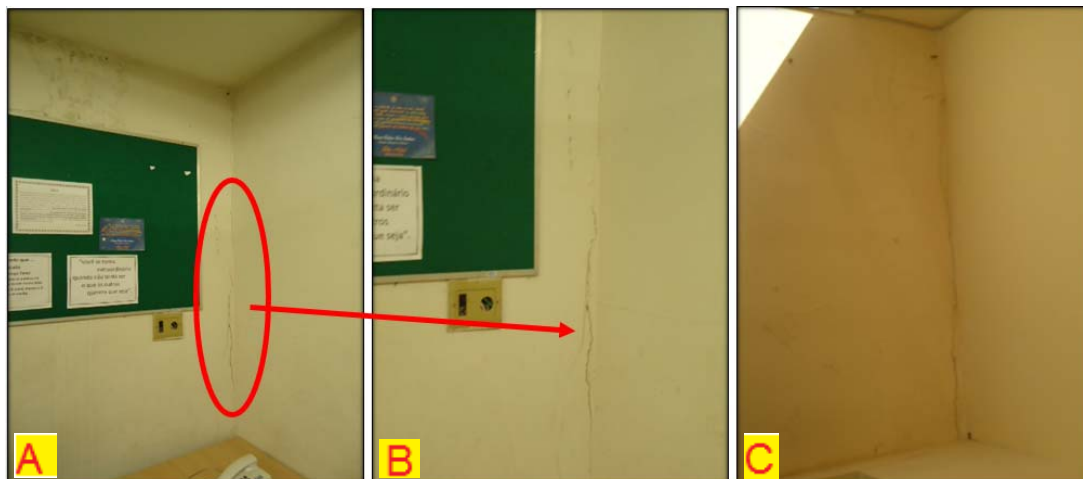


Figura 7: Fissuras causadas por falta de amarração entre as paredes

Foram observadas muitas fissuras com ângulo de 45° em janelas e portas do edifício. Essas fissuras ocorrem em casos de inexistência de vergas e contra-vergas nesses vãos, que têm justamente a função de distribuir melhor as cargas, evitando a sobrecarga no vão e, conseqüentemente, as fissuras. A “Figura 8” exemplifica o caso.

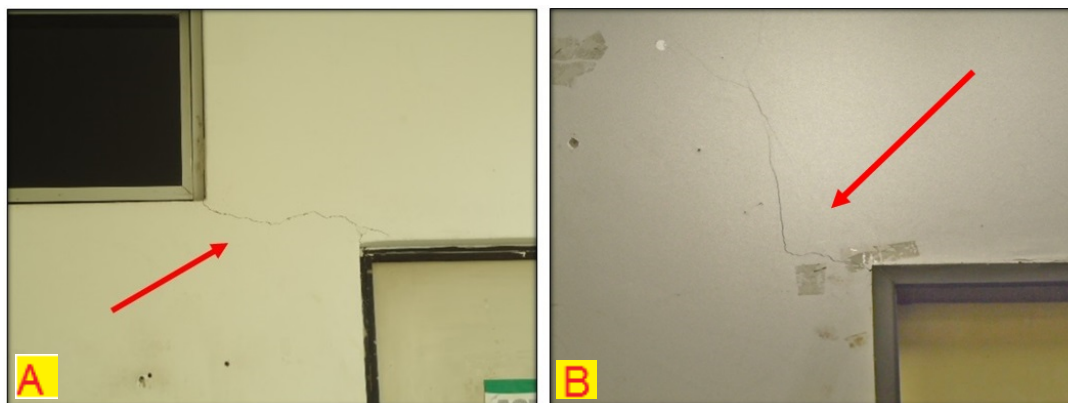


Figura 8: Fissuras ocasionadas por falta de vergas e contra-vergas nos vãos

Em geral para o tratamento de fissuras superficiais, primeiro é necessário fazer um sulco em forma de “V” de 1,5cm na fissura, para proceder a limpeza a superfície cuidadosamente e aplicar uma argamassa rica em polímeros. Para as fissuras em argamassa, que são mais profundas, utilizar o mástique acrílico na abertura da fissura e estruturá-la com uma tela não-tecido à base de fibras de vidro. [8]

Devido a constante movimentação das fissuras ativas, para o seu tratamento é necessário o uso de um material que seja flexível. Segundo Cánovas [3], “deve-se empregar formulações flexíveis, que atuarão como selante, impedindo a passagem da água ou de agentes agressivos ao concreto e às armaduras”.

2.5.3 Descolamento do revestimento cerâmico

Um das causas do descolamento dos revestimentos cerâmicos é a presença da umidade no ambiente. No edifício em estudo, apenas os banheiros e o local onde funcionava a copa, existem revestimentos cerâmicos nas paredes. A maior incidência de descolamento é no local onde funcionava a antiga cozinha, como mostra a “Figura 9”.



Figura 9: Descolamento de revestimento cerâmico

As placas cerâmicas de dimensão menor não possuem rejunte, fator importante para mantê-las aderidas e impedir que outros agentes infiltrem no substrato. Na “Figura 10” pode-se observar que uma fissura no pilar passa entre as cerâmicas da parte superior até a inferior, em duas faces do pilar, provocando o deslocamento das mesmas.



Figura 10: Descolamento de revestimento cerâmico em um pilar fissurado.

O reparo para descolamento de revestimento cerâmico resume-se na retirada de todo o resíduo de argamassa colante do local onde a cerâmica descolou e fazer o procedimento novamente. Neste caso também é preciso que seja executado o

rejuntamento das peças que estão sem o mesmo. No pilar onde existe uma fissura, é preciso conhecer a sua causa para dar um tratamento correto, e após o seu fechamento realizar o assentamento do revestimento cerâmico novamente. Um teste de aderência no emboço pode ser relevante, para se ter certeza que a argamassa ainda possui suas propriedades intactas e que não será preciso ser refeito o emboço do local.

2.5.4 Eflorescência, umidade e manchas

Foram encontrados sintomas relacionados à presença de umidade como manchas de mofo e eflorescências. A presença de eflorescência é constatada em praticamente todas as salas do edifício e em seu exterior. Elas podem ser provenientes das fissuras que permitem a percolação da água da chuva.

No local onde funcionava a cozinha, as paredes apresentam o revestimento totalmente degradado, como mostra a “Figura 11”. Percebe-se a presença de mofo, fungos, e provavelmente de gordura, devido à presença de uma coifa no local.



Figura 11: Antiga copa do edifício.

A presença de vapor constante em um local sem uma adequada ventilação (saída de ar) pode provocar bolhas na pintura seguidas de descascamento da mesma. Isso ocorre devido à presença da umidade e a falta de luz solar, que acaba tornando um lugar perfeito para a proliferação de fungos. A “Figura 12” mostra a presença desses sintomas.



Figura 12: Proliferação de mofo e fungo nas paredes.

Algumas causas das manifestações da “Figura 12” estão bem claras, como a da figura “A”, onde a instalação do ar condicionado não está realizada da maneira mais apropriada e a água que advém do mesmo acaba escoando pela parede constantemente, deixando o local sempre úmido. A figura “B” mostra um dos banheiros das SEMED localizado no andar superior. Pelas condições da fachada e da laje (com fissuras e problemas de impermeabilização), conclui-se que a infiltração da água da chuva é a principal causa dessa manifestação patológica,

Para o tratamento dessas manifestações é necessário, inicialmente, encontrar a causa da umidade e tratá-la. Após os tratamentos é preciso raspar toda a pintura danificada pela umidade e, nos locais onde apresentam fungos e mofo, o procedimento inicia-se com a lavagem, com produtos que contenham cloro em sua fórmula (como a água sanitária). Após a lavagem, uma escova de cerdas duras deve ser utilizada para limpar as áreas que estão escuras, e por fim enxaguar o local com pano umedecido.

A pintura só poderá ser refeita após a secagem total da superfície e é recomendado que se utilize uma tinta com proteção adequada para o ambiente.

2.5.5 Disgregação

Na SEMED foram encontrados locais com esse tipo de manifestação. Alguns já com o concreto rompido e outros com a ruptura ainda por acontecer, como mostra a “Figura 13”.



Figura 13: Disgregação do concreto na fachada e em uma viga do edifício.

A viga apresentada acima possui uma rachadura em uma sua parte inferior, paralela às suas armaduras. Essa fissura apresenta-se nos dois lados e em suas proximidades podem ser observados vestígios de umidade, levando a crer que sua armadura pode estar sofrendo o processo de corrosão, o qual está causando as fissuras e que, conseqüentemente, pode causar a disgregação do concreto.

Para o tratamento dessa manifestação patológica é preciso que o concreto afetado pela corrosão da armadura seja removido, e a armação seja tratada como explicado no item de corrosão das armaduras. Após o tratamento da armadura, recuperar a estrutura com argamassa polimérica a base de cimento, ou epóxi ou ainda a base de poliéster.

2.5.6 Carbonatação

Com a realização do ensaio de indicador de pH com uma solução de fenolftaleína, foi possível constatar que há carbonatação em um dos pilares da SEMED, como mostra a “Figura 14”. Observa-se que todos os pilares externos do edifício foram reparados com argamassa, levando a conclusão que este pilar não é o único a estar sofrendo carbonatação.

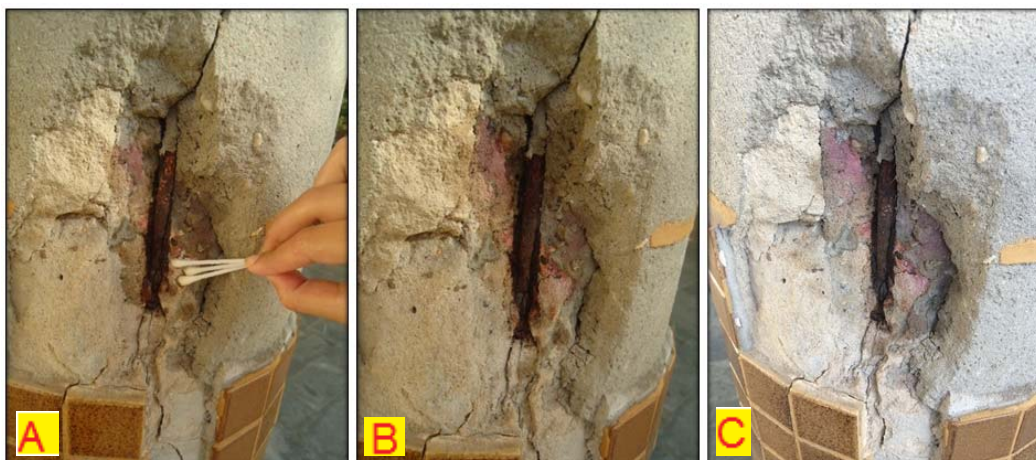


Figura 14: Indícios de carbonatação do concreto com o uso do indicador de pH (fenolftaleína).

Para que se inicie o tratamento do concreto carbonatado e da armadura, é preciso que se faça a remoção do concreto que estiver mal aderido. Para restabelecer a alcalinidade do concreto, existem três métodos que, segundo Araújo [9], são realizados “através da difusão e absorção de uma solução alcalina por ação capilar e das forças hidráulicas (realcalinização química), que impedem do campo elétrico e do fluxo da corrente aplicado”.

3. CONCLUSÃO

O estudo realizado comprovou a existência de manifestações patológicas no edifício da SEMED em Aracaju/SE. Tornou-se muito clara a falta de importância que se dá à manutenção das edificações, tornando o fato ainda mais gritante por ser um edifício público e em utilização. O aparecimento de algumas das manifestações patológicas é comum em edificações, principalmente nas mais antigas, visto que a vida útil dos materiais não é infinita, entretanto, se houvesse um projeto de manutenção, a incidência das manifestações não seria tão intensa como constatado.

A catalogação das manifestações encontradas com as suas possíveis causas e opções de tratamento, foram realizadas com a intenção de servirem de auxílio para uma possível manutenção no edifício, tornando-o mais seguro para as pessoas que o frequentam. Está claro, com a gravidade das incidências, que ao longo de sua vida útil a SEMED não obteve intervenções profissionais para tratamentos de suas manifestações patológicas. Pode ser observado que em alguns locais foram realizados reparos, porém de forma leiga e que não minimizaram em nada os danos presentes.

A ocorrência de manifestações patológicas são um indicio de que a estrutura não está apresentando um desempenho satisfatório, e não dar a devida atenção a estes sintomas é um erro gravíssimo. A SEMED possui muitos problemas, mas que ainda podem e devem ser tratados, principalmente para que se evite o agravamento dos mesmos.

4. REFERÊNCIAS

- [1] HELENE, P. *et al*, “Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil”. Revista Técnica, ed. 174, set. 2011. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/174/artigo285892-3.aspx>>. Acesso em: 22 de ago. 2015.
- [2] UEDA, T.; TAKEWAKA, K., “Performance-based Standard Specification for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan”. Structural Engineering International, n° 4, 2007.
- [3] CÁNOVAS, M. F., *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. São Paulo: PINI, 1988, 522 p.
- [4] SOUZA, V. C; THOMAZ RIPPER., *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1998, 257 p.
- [5] HELENE, P. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1992, 213 p.
- [6] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Disponível em: <<http://www.cidades.ibge.gov.br/painel/historico.php?lang=&codmun=280030&se arch=sergipe|aracaju|infograficos:-historico>>. Acesso em 12 out. 2015
- [7] PREFEITURA DE ARACAJU. 2015. Disponível em: < http://www.aracaju.se.gov.br/aracaju_historia.htm>. Acesso em: 12 out. 2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [8] VEDACIT IMPERMEABILIZANTES. *Recuperação de estruturas: Manual Técnico*. 3ª edição.
- [9] ARAÚJO, F. “Estudo da repassivação da armadura em concretos carbonatados através da técnica de realcalinização química”. Tese para doutorado, Escola Politécnica (USP). São Paulo, 2009, p. 25



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



OS FENÔMENOS DE PRÉ-DANOS NAS FACHADAS DOS EDIFÍCIOS – CONCEITUAÇÃO E APLICAÇÃO

V. C. OLIVEIRA

Eng^a Civil, Aluna de Mestrado
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
valeria.oliveira@ifro.edu.br

E. BAUER

Professor, Pesquisador
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
elbauerlem@gmail.com

M. J. OLIVEIRA

Eng^a Civil, Aluna de Mestrado
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
mayjordana@gmail.com

M. T. CARVALHO

Professora, Pesquisadora
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
micheleteza@unb.br

E. S. HENRIQUE

Eng^a Civil, Aluna de Mestrado
Universidade de Brasília, PECC
DF; Brasil
eshenriq@gmail.com

RESUMO

A identificação de anomalias em idades precoces de edifícios, em particular em revestimentos de fachadas, vem estimulando pesquisas que visam entender o comportamento das variáveis que interferem no surgimento das diversas anomalias e o desenvolvimento de metodologias capazes de estabelecer padrões para caracterizar e diagnosticar de forma eficiente as anomalias comuns mais precocemente. Tais metodologias contribuem sistematicamente na tomada de ações de manutenção. Nesse contexto merecem destaque as medidas de manutenção preventiva e preditiva, designadas Proativas, e, por conseguinte, uma nova área de conhecimento se torna relevante: Fenômenos de Pré-Danos. Estes fenômenos serão indicadores e instrumentos para identificação dos fatores atribuídos aos mecanismos causadores das anomalias. O presente artigo busca identificar basicamente: Soluções Indutoras de Anomalias, Defeitos e Fenômenos de Pré-Danos que levam ao sinergismo das anomalias de descolamentos de cerâmicas de fachadas de edifícios. O resultado da análise contribuiu para identificação de tais fenômenos, que podem auxiliar na definição de medidas e periodicidade para as ações de intervenção e o controle das anomalias encontradas.

Palavras-chave: Fenômenos de Pré-Danos; Anomalias; Manutenção Proativa.

ABSTRACT

The identification of anomalies at early ages of buildings, particularly in façade, has stimulated research aimed at understanding the behavior of the variables that interfere the appearance of various pathologies and the development of methodologies able to establish standards to characterize and diagnose the anomalies earlier more efficiently. Such methodologies contribute systematically in making maintenance actions. In this context should be highlighted measures of preventive and predictive maintenance, called Proactive, and therefore a new area of knowledge becomes relevant: Pre-Damage Phenomena. These phenomena are indicators and tools for definition of the main factors attributed to the mechanisms that cause anomalies. This article aims to identify basically: Solution Inducer of Anomalies, Defects and Pre-Damage Phenomena that lead to synergism of detachments of ceramic buildings façades. The result of the analysis helped identify the pre-anomalies, which can assist in defining measures and timing for intervention actions and the control of anomalies found.

Keywords: Pre-Damage Phenomena; Anomalies; Proactive Maintenance.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A grande incidência de manifestações patológicas em sistemas construtivos e especificadamente em revestimentos de fachadas é notória e vem estimulando pesquisas que visem entender o comportamento das variáveis que interferem em seu surgimento. Sendo necessários estudos que permitam desenvolver metodologias alternativas que possam estabelecer parâmetros e índices para caracterizar e diagnosticar de forma mais eficiente as anomalias comuns em fachadas [1].

Com o intuito de aprofundar na abordagem do desempenho das edificações, é necessário caracterizar determinados parâmetros que irão influenciar na eficácia do estudo. Os principais fatores que afetam o desempenho do edifício e seus elementos (subsistema, componentes, produtos e materiais) se encontram diretamente interligados nas várias fases do processo construtivo, sendo dependente dos diversos intervenientes [2].

O estudo dos Fenômenos de Pré-Danos, a partir desse ponto tratados como FPD, é uma ferramenta importante que possibilita avaliar o comportamento das anomalias dentro do plano de manutenção da edificação, observando se as mesmas se mantêm ou se agravam dentro de uma periodicidade de tempo, bem como analisando-se a necessidade de intervenção. O conceito dos sintomas do surgimento da anomalia, soluções indutoras de anomalias (SIA) e defeitos são tratados por Lopes [3], onde a SIA não pressupõe a existência de anomalias ou dos fenômenos que assinalam o surgimento dessas, e sim por caracterizar um fator ou conjunto de fatores que indiciam, de uma forma indireta, o aparecimento desses mesmos fenômenos. Já os defeitos estão relacionados ao descumprimento de normas vigentes.

Nesse contexto realizou-se uma investigação sobre as definições relacionadas ao estudo de anomalias que norteiam as metodologias e estratégias de manutenção, abordando essencialmente o descolamento cerâmico por ser a anomalia mais incidente em fachadas, conforme citam alguns estudos [1] [17]. O presente artigo se propõe a discutir o sinergismo entre as causas, SIA, defeitos, e FPD que levam ao descolamento revestimentos de cerâmicas em fachadas de edifícios, pautado na necessidade de se estudar as anomalias sobre a ótica preditiva e preventiva, visando contribuição no planejamento de estratégias de manutenção.

2. EVOLUÇÃO DO COMPORTAMENTO EM USO DAS FACHADAS

2.1 Vida Útil, Desempenho, Durabilidade e Manutenção

Os edifícios são projetados para atender necessidades previamente estabelecidas, logo devem cumprir exigências técnicas, de segurança e funcionalidade para os quais se destinam. A medida em que entram em uso observa-se um decréscimo de desempenho que poderá ser acelerado ou reduzido de acordo com especificidades da edificação. As definições a seguir são balisadoras para a abordagem a que se propõe o presente artigo.

2.1.1 Vida Útil

Segundo a ISO 15686-1(2000)[4] vida útil é o período de tempo após a construção no qual o edifício ou os seus elementos igualam ou excedem as exigências mínimas de desempenho.

Vida útil ainda pode ser interpretada como o período durante o qual o produto atende às necessidades ou exigências do usuário, ou seja, é o tempo, após a instalação de um material ou componente de uma edificação, durante o qual o seu desempenho excede os valores mínimos aceitáveis, quando sofrerem manutenção rotineira [1].

Pelas definições demonstra-se a relação direta entre desempenho e o tempo em vida de edifícios. A garantia de vida útil fica associada ao cumprimento de ações de manutenção estabelecidas, que deverão ser realizadas tão logo iniciado efetivo uso. Fatores diversos, tais como métodos construtivos, escolha dos materiais, exposição a agentes climáticos mais agressivos, utilização inadequada, assim como envelhecimento natural, interferem no tempo estimado de vida útil, por isso um plano de manutenção deverá prever a relevância de tais fatores e definir a periodicidade e método de ação preventiva ou corretiva.

2.1.2 Desempenho

A ABNT NBR 15575-1:2013 define desempenho como a capacidade de atendimento das necessidades dos usuários da edificação quanto à saúde, conforto, adequação ao uso e economia. A manutenção de edificações visa preservar ou



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



recuperar o nível de desempenho mínimo, o qual pode ser reduzido pela deterioração dos seus componentes, ou por atualizações nas necessidades dos seus usuários [1].

Ao se estabelecer requisitos mínimos de aceitabilidade para desempenho dos materiais, elementos e componentes, vários quesitos, antes negligenciados, começam a ser respeitados, como cumprimento das normas técnicas pertinentes aos processos de fabricação e montagem, caracterização dos materiais, entre outros. A prevenção das anomalias se dá a partir da observação de tais exigências desde a concepção do edifício.

2.1.3 Durabilidade, utilização e manutenção

A durabilidade é uma das exigências do usuário. A NBR 15575-1:2013 [5] preconiza que a durabilidade de um produto se extingue quando ele deixa de cumprir as funções que lhe forem atribuídas, quer seja pela degradação que o conduz a um estado insatisfatório de desempenho, quer seja por obsolescência funcional.

A qualidade da utilização e manutenção dos edifícios é crucial para garantir a contínua satisfação dos seus usuários, minimizar os custos globais e prolongar a sua vida útil [6]. Nesse entendimento cabe assegurar que os quesitos de desempenho se mantenham em níveis aceitáveis, daí a necessidade de estabelecer planos ou operações de manutenção que irão, em períodos adequados, intervir com ações que elevem ou mantenham os parâmetros pré-estabelecidos.

Operações de manutenção são ações realizadas, durante a fase de uso dos edifícios, com o objetivo de garantir o atendimento dos níveis mínimos de desempenho e assim evitar a progressiva deterioração dos elementos, assegurando, ao longo do tempo, o valor comercial do bem e a sustentabilidade da sua utilização. Estas ações são realizadas no sentido de antecipar ou corrigir o desgaste dos elementos, passando a designar-se, respectivamente, por manutenção pró-ativa ou reativa. Esta última, normalmente associada a anomalias imprevistas, conduz ao agravamento dos custos, que serão maiores quanto maior for a degradação das regiões do edifício a intervir [7].

Grande parte dos erros de utilização e manutenção resulta da falta de informação, ausência de registros e prática contínua de deficientes intervenções, e agravam os problemas existentes no edifício, originando o aparecimento e agravamento de outros [6].

2.2 Degradação

De acordo com a norma ISO 15686-1 (2000) [4], degradação define-se como sendo as mudanças na composição, microestruturas e propriedades de um componente ou material, provocando uma redução do seu desempenho ao longo do tempo [8].

Em geral, observa-se a atuação conjunta de vários agentes de degradação que produzem ciclos sucessivos de causa-efeito, dificultando a identificação dos mecanismos de degradação atuantes (reações químicas, mecânicas ou físicas que afetam as propriedades críticas dos elementos do edifício). Assim, a degradação pode ser expressa em termos de uma função de ação-reação, em que a degradação do material é função dos agentes ambientais (por exemplo, perda do material) ou uma função de degradação (que tem em conta as anomalias) [2].

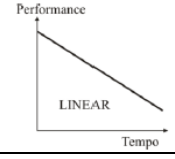
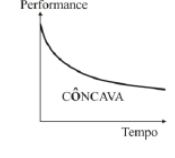
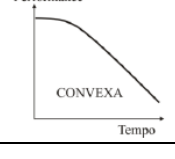
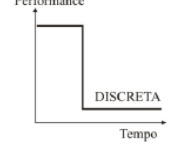
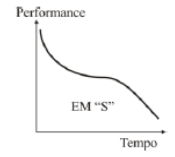
Para determinar a degradação faz-se necessário conhecer com rigor os mecanismos, ou seja a sequência de alterações prejudiciais ao elemento avaliado. A exposição do elemento aos fatores de degradação (exposição ambiental e biológica, erros de concepção, erros de utilização, manutenção inadequada, entre outros), favorecem o surgimento de uma sequência de alterações nas características químicas, físicas ou mecânicas do elemento [1]. Cabe ressaltar que condições peculiares da edificação, como por exemplo: geometria e orientação das fachadas, condições climáticas (exposição a chuva dirigida) irão influenciar consideravelmente na análise de tais mecanismos, uma vez que o processo degradativo resulta de interações acumulativas de tais parâmetros.

2.2.1 Curva de degradação para fachadas de Brasília

A perda de capacidade funcional de fachadas pode ser demonstrada através de representação gráfica por intermédio das curvas de degradação [10]. Essas curvas de degradação podem apresentar diferentes configurações em função dos mecanismos de degradação, podendo ser obtidas a partir de uma regressão (tendência) dos quantitativos de degradação, sendo representadas em função de diversos mecanismos de degradação e mostrar que fator é mais representativo no

comportamento temporal das degradações. A Tabela 1 é auto-explicativa e descreve uma sistematização das principais tendências de degradação em função dos agentes de degradação e dos possíveis mecanismos atuantes.

Tabela 1- Curvas de degradação (Adaptado) [1], [10],[12]

Tipo de Curva	Representação Gráfica	Agentes
Curva de Tendência Linear		Agentes atmosféricos permanentes (radiação solar ou ventos). O elemento analisado apresenta uma perda constante de sua capacidade funcional ao longo do tempo.
Curva Côncava		Degradações provocadas pela ação de micro-organismos que podem provocar manchas ou, a ocorrência de eflorescências. Desenvolvimento de fenômenos de degradação acelerado nas idades iniciais, contudo, com o decorrer do tempo, essa evolução da degradação se torna menos acelerada.
Curva Convexa		Associada a fenômenos físicos e químicos, cuja ação inicial é geralmente lenta, contudo, com o decorrer do tempo, por associação e sinergismo entre as anomalias, ocorre um aumento no processo de degradação. Essa curva apresenta, portanto, a melhor configuração para representar os fenômenos de degradação.
Curva Discreta		É atribuída a fenômenos que podem ocorrer em qualquer período de vida útil de determinado elemento ou material, expressos numa função descontínua. Podendo ocorrer em função do uso, de fissuras resultantes de recalque estrutura ou acidentes de qualquer natureza que imponham queda brusca da capacidade funcional do elemento fazendo com que o mesmo atinja o fim de vida antes do limite de sua vida útil.
Curva em "S"		Representa fenômenos associados a anomalias que ocorrem em idades recentes, ou seja, logo após a conclusão de obra. Esses fenômenos estabilizam em determinado período e no decorrer do tempo voltam a ficar ativos e passam a apresentar uma evolução acelerada em seu desenvolvimento.

Estudos demonstraram ser possível estabelecer padrões de degradação através de uma curva da degradação na análise do processo de degradação em fachadas, de forma a facilitar a tomada de decisão quanto à necessidade ou não de reparos em fachadas, de maneira a reduzir custos e o consequente impacto ambiental, e definir critérios importantes na avaliação da vida útil das fachadas [1], [9], [10], [11].

Como modelo de quantificação da degradação de fachadas, o Fator Geral de Dano (FGD) ou índice de Severidade estabelece uma relação cumulativa ponderada por variáveis (condição do dano e custo de reparação) condicionantes do processo de degradação, atuando como uma ferramenta de cálculo do percentual de degradação e estimativa da vida útil de fachadas. Esta ferramenta de análise permite estabelecer, a partir de uma relação ponderada de diversos tipos de danos, o estágio de degradação total das amostras de fachada. A ponderação dos fatores estabelece a hierarquia de cada tipo de dano em função da extensão de ocorrência. Essa ponderação fornece ainda a sinergia ou a contribuição da propagação dos danos e do custo de reparação desses danos [1] [10]. A formulação matemática do fator geral de danos é dada pela equação (I):

$$FGD = \sum[(A_n \cdot K_n \cdot K_{c,n}) / (A \cdot K)] \quad (I)$$

Onde,

FGD – Fator Geral de Danos (%);

A_n – Área de uma fachada afetada por n tipos de anomalias (m^2);

K_n – Nível de condição de n anomalias contido no intervalo (0; 0,02; 0,20; 2,00; 4,00);

k – Constante, equivalente ao nível da pior condição ($k = 4,00$);

As análises dos resultados do FGD são efetuadas em função da idade e da influência da orientação cardinal nas fachadas, estabelecendo uma relação cumulativa ponderada por variáveis (condição do dano e custo de reparação) condicionantes do processo de degradação.

A Figura 1 mostra os resultados do FGD em função da orientação das fachadas (Norte, Leste Sul e Oeste) [1], onde os resultados permitiram comprovar a influência da orientação das fachadas na evolução e aceleração da degradação, pois identificou-se com precisão os diferentes níveis de degradação em relação à idade, evidenciando maior intensidade de degradação para os edifícios com idades superiores a 10 anos.

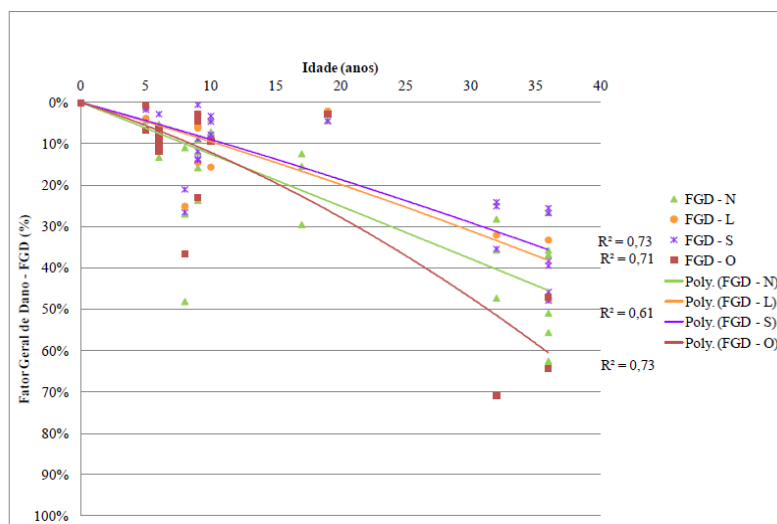


Figura 1 – Curvas de evolução da degradação em função da orientação para o FGD[1].

2.3 A manutenção e a vida útil

Dispositivos que estabelecem procedimentos de manutenção, sejam eles normas técnicas ou metodologias, visam garantir melhor desempenho da edificação e conseqüente garantia de vida útil. Contudo ainda não há uma consciência incorporada quanto a importância da aplicação desses, bem como o impacto financeiro gerado pela tardia adoção de medidas de manutenção.

A Lei de Sitter [13] sistematiza que os custos devidos a intervenções tardias em estruturas ascendem em projeção geométrica de razão 5 (cinco) em relação aos custos com medidas preventiva adotadas na etapa de projeto (Figura 2). É do senso comum que os custos das intervenções sobem quando se atrasa a correção das anomalias, sendo aconselhável atuar com a maior brevidade e se possível, agir na prevenção das mesmas.

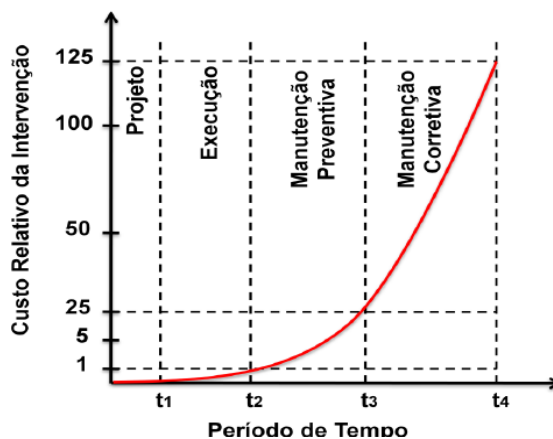


Figura 2 - Lei de Sitter[13].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



O entendimento e aplicação dos conceitos de manutenção conduzem a estratégias de atuação adequadas a idade da edificação, contribuindo no planejamento e alocação de recursos. Flores (2009) [2] apresenta as seguintes definições para manutenção dadas as diferentes formas que podem ser assumidas, sendo elas:

- Manutenção preventiva (muitas vezes designada por manutenção planejada) - inclui as ações periódicas de manutenção que foram planejadas previamente tendo em vista o bom desempenho do sistema/componente e, por conseguinte, do edifício; este tipo de manutenção reduz o número de trabalhos não-planejados e permite uma melhor estimativa dos custos envolvidos;
- Manutenção preditiva (muitas vezes designada por manutenção condicionada) - inclui a realização de inspeções periódicas para a avaliação do estado de degradação e desempenho dos componentes/sistemas ou edifício, com consequente planejamento das ações de manutenção; este tipo de manutenção traduz-se numa maior capacidade de conhecer o desempenho em serviço ;
- Manutenção reativa que corresponde à manutenção realizada após os componentes / sistemas terem atingido a ruptura; ocorre quando não são realizadas ações de manutenção antecipadas ou na consequência de anomalias imprevistas; este tipo de manutenção origina sobrecustos devido, normalmente, ao seu carácter de urgência.

O que se busca ao caracterizar tipos de manutenção é traçar o momento de atuação, favorecendo estratégias de manutenção que sejam efetivamente favoráveis á vida útil do sistema. Agindo preventivamente tem-se uma otimização e consequente redução nos custos com os reparos e/ou substituições. As medidas preventivas e preditivas representam ações pró-ativas no controle de desempenho e vida útil do sistema.

A NBR 5674:2012 [14], apresenta os mesmos princípios para a caracterização de tipos de manutenção necessárias para a organização da gestão do sistema de manutenção de edifícios, sendo elas:

- a) manutenção rotineira, caracterizada por um fluxo constante de serviços, padronizados e cíclicos, citando-se, por exemplo, limpeza geral e lavagem de áreas comuns;
- b) manutenção corretiva, caracterizada por serviços que demandam ação ou intervenção imediata a fim de permitir a continuidade do uso dos sistemas, elementos ou componentes das edificações, ou evitar graves riscos ou prejuízos pessoais e/ou patrimoniais aos seus usuários ou proprietários; e,
- c) manutenção preventiva, caracterizada por serviços cuja realização seja programada com antecedência, priorizando as solicitações dos usuários, estimativas da durabilidade esperada dos sistemas, elementos ou componentes das edificações em uso, gravidade e urgência, e relatórios de verificações periódicas sobre o seu estado de degradação.

Qualquer ação de manutenção deve enquadrar a especificidade de cada edifício, num conjunto de orientações que garantam uma abordagem correta. É consensual que a realização de intervenções segundo padrões incorretos origina o agravamento dos custos [7].

2.3.1 Plano de manutenção de fachadas

As fachadas e as coberturas são os elementos da envolvente dos edifícios que constituem a barreira fundamental para a proteção das agressões exteriores, principalmente as atmosféricas. A manutenção destes elementos durante a sua vida útil deve ter em conta a degradação em serviço e o desempenho esperado. Um plano de manutenção proativa deve conter toda a informação fundamental de modo a prevenir e monitorar o desempenho dos elementos da envolvente, programar ações de inspeção, limpeza, reparação e substituição que forem apropriadas para a resolução das anomalias em serviço [15].

Metodologias de avaliação in-situ (inspeção visual, medições auxiliares, ensaios – com recolhimento de amostras em campo) visam quantificar e caracterizar os resultados com a observância de variabilidade e influência de fatores relacionados a análise e ensaios. Considera-se ainda a avaliação in-situ do desempenho de fachadas como uma atividade crucial para a prescrição das ações de manutenção e para aferição de sua eficácia, comparando-se desempenho especificado em projeto com desempenho em serviço [2].

Os planos de inspeção e manutenção (PIME) são essenciais para a implementação de estratégias proativas de manutenção durante a vida útil dos elementos dos edifícios. Devem ser definidas as ações de manutenção mais prováveis (manutenção preventiva) e também as inspeções (manutenção preditiva) com critérios de intervenção. Vários



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



estudos já realizados e também tendo em conta referências internacionais orientam quanto à estrutura que um PIME deve apresentar:

- i) estimar a vida útil dos elementos construtivos;
- ii) caracterizar o desempenho em serviço expectável;
- iii) definir as anomalias mais relevantes, as possíveis causas e os respectivos mecanismos de degradação em serviço;
- iv) prever e definir os sintomas da anomalia;
- v) definir o sistema de seleção das operações de manutenção a realizar;
- vi) estabelecer rotinas de inspeção;
- vi) definir estratégias de atuação incluindo critérios de prioridade e risco;
- vii) analisar o histórico das intervenções;
- viii) registrar custos em serviço;
- ix) gerir adequadamente a informação relacionada com a manutenção e a satisfação dos utilizadores dos edifícios [15].

Os planos de manutenção visam essencialmente estabelecer as ações e medidas a serem tomadas (inspeção, limpeza, tratamento, intervenções, substituições) e a periodicidade que serão realizadas, logo estão relacionados ao que se pretende fornecer ao elemento avaliado, seja em caráter preventivo, preditivo ou corretivo. Como ferramenta para definições de tais medidas, otimização nos custos a serem destinados à manutenção cabe lançar mão de avaliações dos sintomas, ou avisos ao surgimento de anomalias.

2.4 Fenômenos de Pré-Danos - FPD

Os FPD consistem no anúncio do surgimento de anomalias que precocemente se estabelecem em um determinado componente da edificação e que portanto, despertam a atenção para avaliação de sua evolução.

Motivada pela prevenção da degradação dos edifícios e conseqüente redução dos custos empregados com manutenção, avaliar o desenvolvimento das anomalias torna-se uma ferramenta relevante na gestão de manutenção dos edifícios. Os fenômenos que antecedem a anomalia são considerados como alertas da perda de desempenho e, necessitam ser considerados como instrumentos essenciais por parte de todos os agentes envolvidos na manutenção do edifício, permitindo intervir antecipadamente com uma metodologia adequadas de atuação [3].

Tais fenômenos podem ainda ser divididos em duas fases, sendo a primeira caracterizada pela fase inicial de uma anomalia, na qual se tem uma reduzida perda de desempenho, sem que sejam afetadas de modo significativo as principais funcionalidades do elemento fonte de manutenção, entretanto anunciam a perda de desempenho desse. Em uma segunda fase, tem-se a anomalia em reduzida extensão, no qual já evidencia-se o alerta para o agravamento em sua extensão ou surgimento em outro local, nesse caso, poderá ou não, afetar as funcionalidades do elemento [3].

Nesse contexto a avaliação de tais sintomas, que poderão favorecer o surgimento de anomalias mais danosas ao sistema e conseqüente perda de desempenho, apresenta-se como ferramenta importante no planejamento de ações proativas.

O planejamento da manutenção se dará a partir do diagnóstico realizado de acordo com o sintoma ou a anomalia instalada no sistema, de modo que se torna possível eleger qual medida a ser tomada e sua periodicidade, tendo em vista a gravidade da situação. Ações preventivas, associadas a medidas preditivas podem reestabelecer os níveis de desempenho previstos e quando avaliadas e associadas à previsão de vida útil do elemento, correlação com as curvas de degradação, é possível otimizar a escolha da ação de manutenção visando a redução de custos com reparos e ações corretivas [16].

2.5 Solução Indutora de Anomalias e Defeitos

O sistema de revestimento cerâmico poderá apresentar como característica fator ou conjunto de fatores que irão favorecer o surgimento de anomalias, tal consideração é apresentada para definir Soluções Indutoras de Anomalias -SIA e defeitos, que tem sua origem em erros de concepção, execução e intervenção. Na SIA ainda não se verifica algum indício do aparecimento de anomalias, mas pelas suas características específicas, indica que provavelmente deverá dar origem a tais fenômenos. Como exemplos de SIA temos os elementos construtivos que favoreçam o surgimento de pontes térmicas, a geometria das peças, peitoril deficiente, pintura externas não permeáveis ao vapor de água, entre outros. Ressalta-se que uma anomalia poderá ter ou não uma SIA como conseqüência [3].

Os defeitos têm origem em causas humanas, ou seja, em erros de promoção, concepção, execução e intervenção, que por sua vez poderão levar ao aparecimento de anomalias. Defeito em um determinado elemento consiste no descumprimento de norma técnica, que poderá levar ou não ao aparecimento de uma anomalia. Em suma, deverá afirmar-se que determinada solução construtiva apresenta um defeito se tiver como base um erro que viole procedimentos de normas vigentes, ou uma SIA caso não exista norma aplicável [3].

Na figura 3 pode-se identificar a distinção separação entre defeito ou SIA, causas e FPD ou anomalias, associando-se a uma evolução e sinergismo entre eles, até se chegar numa anomalia ou uma forma de rotura. Estudando os fenômenos de anomalias através deste fluxograma é possível se chegar mais rapidamente na sua origem e combater a anomalia com maior eficácia. Além dos SIA e defeitos, também fazem parte as causas, que podem ser devido a agentes exteriores e interiores, envelhecimento natural e erros de utilização.



Figura 3- Processo de perda de desempenho adaptado de CIB W86[3].

É importante que estudos foquem nesta metodologia de análise, pois a mesma permite uma compreensão ampla do sinergismos entre os diversos fatores que contribuem para o surgimento das anomalias. Enfatiza-se assim a importância de, ainda na fase de projeto, se buscar soluções construtivas que visem um melhor desempenho e durabilidade, as quais promovam um menor custo final do que se fossem realizadas intervenções na fase de execução ou de utilização do edifício.

3. EXEMPLIFICAÇÃO DE APLICAÇÃO DOS FPD AO DESCOLAMENTO CERÂMICO

O presente artigo norteia-se nos conceitos apresentados por Lopes (2005) [3] sobre os fenômenos que desencadeiam o surgimento de anomalias, soluções indutoras de anomalias e defeitos. Neste sentido buscou-se aprofundar em tais conceitos para desmembrar a origem da anomalias sobre estas definições e identificar o seu sinergismo e evolução a partir deles.

Foram utilizados estudos efetuados pelo Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília (UnB) em prédios residenciais no Distrito Federal, no que diz respeito a avaliação das condições da fachada dos edifícios com o intuito da identificação de falhas e anomalias, da avaliação de seu diagnóstico e gravidade, bem como orientações em como proceder face às constatações levantadas, foi possível identificar os tipos mais recorrentes de anomalias em fachadas com revestimento cerâmico, que são: descolamento cerâmico, falha de rejunte, fissuração, eflorescência e falha de vedação, conforme é mostrado na figura 4 [17].



Figura 4 - Ocorrência de manifestações patológicas gerais nas fachadas dos edifícios [17].

Constatando que o descolamento cerâmico é a anomalia de maior incidência em fachadas, adotou-se esta anomalia para o presente estudo a fim de aplicar e exemplificar os conceitos mencionados, apresentando-se uma análise e fluxograma explicando o seu surgimento e agravamento.

É importante um levantamento bibliográfico e inspeção detalhada a respeito da origem da anomalia que se deseja estudar para em seguida classificá-la conforme os conceitos abordados. Para configurar determinada consideração como SIA é importante observar se ela se encaixa em fatores como: fixação de elementos metálicos à fachada, que poderão descolorar a superfície; elementos construtivos da fachada (peitoris ou outros elementos) suscetíveis de acumular sujidades e de originarem manchas de escurimento na fachada; existência de vegetação próximo à fachada, sendo um fator favorável ao desenvolvimento microbiológico; inexistência de um batente de porta, de modo a evitar o choque da mesma com a fachada; inexistência de uma pintura resistente ao desenvolvimento de agentes biológicos em fachadas norte ou sombreadas em microclimas úmidos; utilização de sistemas não normatizados; intervenções em sistemas normatizados e geometria da fachada, entre outros fatores correlatos.

O que se configurar como um descumprimento relativo à norma vigente é classificado como defeito, e é desta maneira que ele se diferencia das SIA. Assim, esta primeira análise permite separar as razões precípuas do surgimento da anomalia das suas causas, que são devido aos agentes exteriores e interiores, erros de utilização e o próprio envelhecimento natural. SIA, defeitos e causas interagem e podem dar início ao surgimento dos FPD.

3. CONSIDERAÇÕES E ANÁLISES

A falha de descolamento da cerâmica caracteriza-se pela existência de uma separação de contato entre o revestimento cerâmico e a argamassa de emboço. O descolamento geralmente não é um fenômeno rápido, acontece geralmente depois de passado o primeiro ano da ocupação do edifício, podendo se manifestar através de casos isolados ou em grandes painéis e ocorre com maior frequência nos primeiros e últimos pavimentos, provavelmente em função do maior nível de solicitação (estruturas em balanço e efeito de segunda ordem) a que estes estão sujeitos. Além destas causas, também podem ser citadas outras como o envelhecimento natural e os agentes interiores e exteriores, como contribuintes neste processo, sendo decorrentes de falhas ligadas a aspectos como especificação dos materiais, projeto e produção.

Dentre as ações que sinergicamente atuam para a evolução do descolamento cerâmico destacam-se a inadequada ancoragem do revestimento na base e a condição ambiental, onde o descolamento surge pontualmente em regiões que apresentam baixa aderência ou falhas de aderência, a partir da ultrapassagem do limite de aderência pelas tensões provocadas pela retração do pano de revestimento. Em um segundo momento esse local de descolamento se torna ponto de dissipação de tensões e vai aumentando conforme vão ocorrendo movimentações no revestimento [1].

Como causas do descolamento são citadas a instabilidade do suporte, devido à acomodação do edifício como um todo, deformação lenta (fluência) da estrutura de concreto armado, variações higrotérmicas e de temperatura, características um pouco resilientes dos rejuntas, ausência de detalhes construtivos (contravergas, juntas de dessolidarização, utilização da argamassa colante com um tempo em aberto vencido; assentamento sobre superfície contaminada e a imperícia ou negligência da mão de obra na execução e/ou controle dos serviços (assentadores, mestres e engenheiros) [1], [18].

A espessura do revestimento interfere consideravelmente na movimentação superficial do revestimento. Acredita-se que essa movimentação da argamassa poderá causar tensões que serão propagadas e armazenadas até chegar ao limite de resistência do revestimento causando, em seguida, o descolamento das camadas seguintes (argamassa colante e peças

cerâmicas) devido a retração mais significativa observada nos ensaios foi produzida pela saída prematura de água da camada do revestimento, devido à evaporação intensa somada à absorção do substrato [19].

Os revestimentos estão suscetíveis a diferentes intempéries que se manifestam em ações solicitantes. Entre estas ações solicitantes destacamos a variação da temperatura ao longo do dia e eventuais choques térmicos causados por chuvas e ventos, entre outros. Estas ações, combinadas com as diferentes características físico-mecânico dos materiais empregados nos revestimentos podem causar sérios problemas de anomalias como deslocamentos em virtude principalmente das tensões térmicas geradas pelas variações de temperatura às quais as fachadas estão submetidas e influenciam na ruptura pelo fenômeno de fadiga destes revestimentos [20].

A combinação dos diversos fatores para o desenvolvimento do descolamento cerâmico, mostrada no fluxo da Figura 5, onde, através dos estudos realizados pelos autores citados, foram selecionadas as principais SIA, defeitos, causas e alertas da evolução desta anomalia. Acredita-se que o fluxograma apresentado é capaz de contribuir para a definição de inspeções de manutenção, uma vez que identificados os sintomas dos FPD, tem-se a possibilidade de intervenção antecipada. As diversas fontes de erros, SIA/Defeito, associadas às causas inerentes à ações que atuam sobre o edifício, resultam em uma resposta imediata ou a médio e longo prazo caracterizadas como FPD e que, portanto antecedem o descolamento cerâmico.

No fluxograma da Figura 5 é possível elencar e classificar as principais SIA ou defeitos, causas e FPD que antecedem o descolamento cerâmico. Fissuração, falha de rejunte, pequenas regiões de deslocamento, entre os demais apontados como FPD, interagindo, resultarão no descolamento cerâmico. Ao classificar tais fatores é possível elaborar planos de ação, que poderão agir na fase de projeto, execução ou uso.

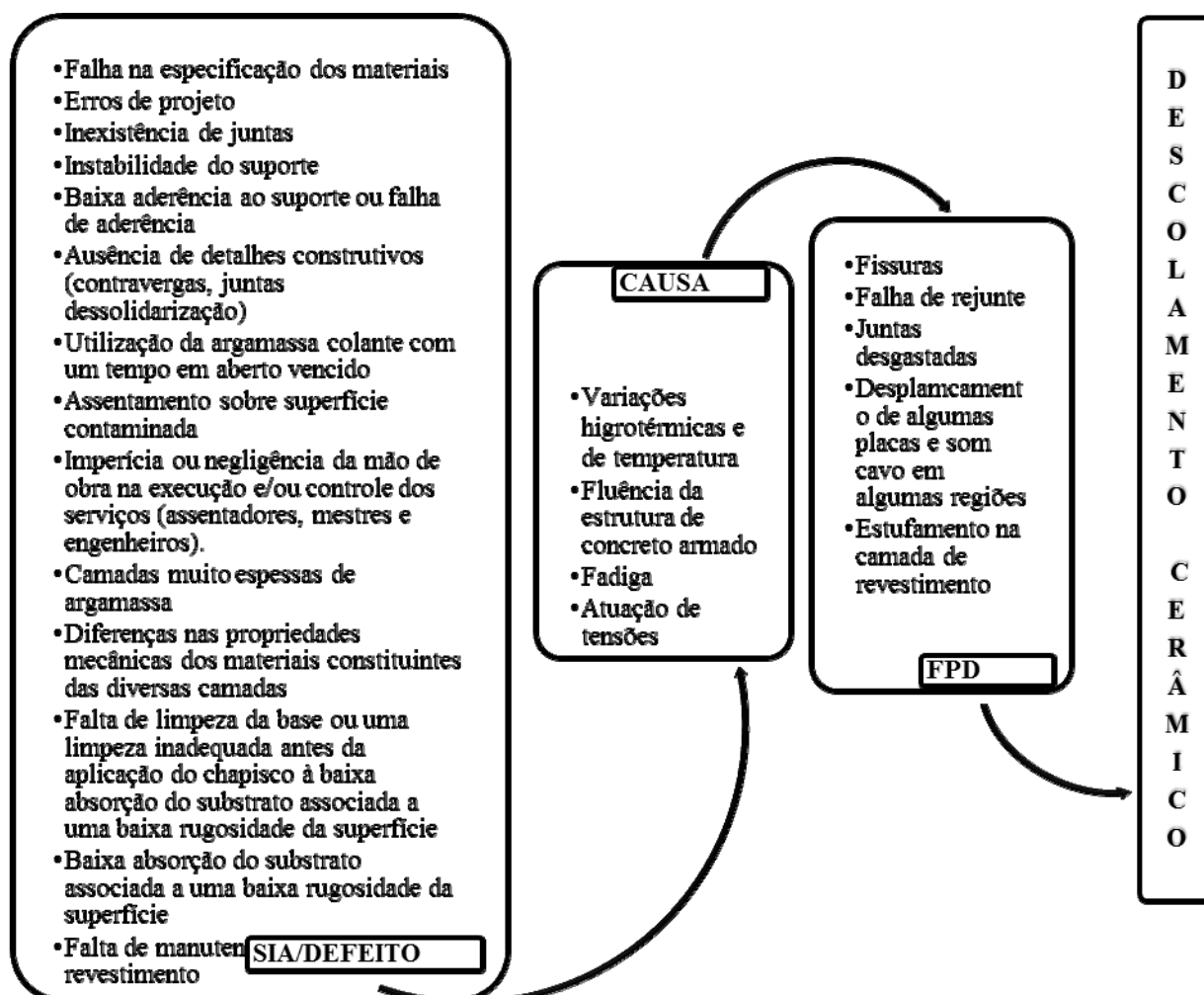


Figura 5 – Fluxograma do sinergismo das ações que corroboram para o Descolamento Cerâmico.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



É importante salientar que o descolamento cerâmico está associado a outras anomalias que preliminarmente são apontadas como sintomas ou FPD, como representado na figura 5, que são as fissuras e falhas nas juntas, ou seja, as expansões e retrações por absorção e secagem de água, as variações térmicas, assim como as infiltrações de água pelas fissuras e por deficiência de estanqueidade das juntas que contribui para o aumento da ocorrência do descolamento, dessa forma confirmando-se a relação e necessidade de estudos que discutam as soluções indutoras de anomalias, defeitos e FPD. As SIA ou defeitos associados às causas tornam-se responsáveis pelo aparecimento de FPD e anomalias propriamente ditas, podendo levar à perda de desempenho do sistema.

Abordados os conceitos, diferenças e aplicações das SIA, defeitos e FPD, tais fenômenos revelam-se como ferramenta fundamental de estratégias de ação nos de planos de manutenção de edifícios, atuando como ferramenta auxiliar nas inspeções. Nesse contexto tomou-se como exemplo a avaliação dos principais fatores que contribuem para o descolamento cerâmico, de forma classificativa, conforme os conceitos de SIA, defeito e FPD, o que possibilita uma melhor compreensão do processo de surgimento e evolução da anomalia.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nas análises realizadas neste estudo, apresenta-se as seguintes considerações:

- Os FPD, as SIA ou defeitos permitem avaliar o comportamento dos edifícios, anunciando de uma forma prematura ou de pré-aviso problemas que possam surgir, permitindo identificar o aparecimento de pequenas alterações de comportamento nas fachadas, e podem antecipar formas de atuação que indiquem quando e como intervir, na forma de manutenção condicionada, atuando, se possível, na origem dos problemas, prevenindo o aparecimento e desenvolvimento de anomalias, otimizando os custos de intervenção e a vida útil dos elementos.

- Ao se detectar um FPD numa fachada, ele deve ser controlado através do plano de manutenção, onde, conforme a periodicidade das inspeções verificar se o fenômeno se mantém ou amplia. Observando-se a sua evolução no tempo deve-se intervir de acordo com o seu desenvolvimento, exceto em circunstâncias específicas em que seja necessário ou se deseje atuar. A listagem destes FPD encontrados darão embasamento para a próxima inspeção a se realizar, de acordo com o plano de manutenção. Desta maneira, mantendo-se o estado de desempenho da fachada e minimizando os custos de intervenção.

- O conhecimento das SIA ou defeitos deverão dar aos projetistas uma escolha adequada de soluções na fase de projeto, de forma a sistematizar e evitar os principais erros de concepção, execução, utilização e manutenção. Elaborar um projeto de durabilidade e um manual de utilização e manutenção e aprovar as soluções construtivas projetadas por seus projetistas e apostar na revisão de projetos e na implementação de um sistema de informação aplicado as construções, para a melhoria da qualidade de projeto e execução, tendo em vista a durabilidade do edifício faz parte dos ganhos nos estudos das SIA e FPD.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] SILVA, M. N. B., “Avaliação Quantitativa da Degradação e Vida útil de Revestimentos de Fachada - Aplicação ao Caso de Brasília”, Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 2014.
- [2] FLORES-COLEN, I. dos S., “Metodologia de avaliação do desempenho em serviço de fachadas rebocadas na óptica da manutenção predictiva”, Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, 2009.
- [3] LOPES, T. J. O. L., “Fenômenos de pré-patologia em manutenção de edifícios - Aplicação ao revestimento ETICS”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2005.
- [4] ISO 15686:2011, "Buildings and constructed assets- Service life planning - Part 1: General Principles. Geneva: International Organization for Standardization.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 15575-1:2013 - Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: 2013.
- [6] BRITO, J. De, FLORES-COLEN, I., “Erros na utilização e manutenção de edifícios”, 2º Congresso Nacional da Construção “Repensar a Construção”, Anais2004.
- [7] FLORES-COLEN, I., “Planos de Manutenção Pró-Activa em Edifícios Recentes”, 3º ENCORE – Encontro sobre conservação e reabilitação de edifícios, LNEC, v. 2, p. 1027–1036, 2003.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [8] MORGADO, J. “Plano de inspeção e manutenção de coberturas de edifícios correntes”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, 2012.
- [9] GASPAR, P.; BRITO, J. “Quantifying environmental effects on cement-rendered facades: a comparison between different degradation indicators”, Building and Environment, v. 43, n. 11, 2008, p. 1818-28.
- [10] GASPAR, P. “Vida útil das construções: desenvolvimento de uma metodologia para a estimativa da durabilidade de elementos da construção. Aplicação a rebocos de edifícios correntes”, Dissertação de Doutorado em Construção, IST, 2009.
- [11] GASPAR, P. L.; BRITO, J. “The perception of damage on rendered façades”, XII DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components. Porto, Portugal. 2011.
- [12] SHOHET I. M.; ROSENFELD Y.; PUTERMAN M.; GILBOA E., “Deterioration Patterns for Maintenance Management – A Methodological Approach”, Durability of Building Materials and Components 8. Ottawa ON, Canada, pp. 1666-1678. 1999
- [13] SITTER, W.R. “Costs for service life optimization the Law of Fives”. Comitê Euro International do Beton – CEB. Boletim Técnico. Copenhagen, Denmark, n.152, p.131-134, 1983.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 5674:2012 Manutenção das edificações – Requisitos para o sistema de gestão de manutenção, Rio de Janeiro: 2012.
- [15] FLORES-COLEN I., F. et al, “Planos de Manutenção Pró-ativa da envolvente de edifícios”, Conference: XIII Congresso Latinoamericano de Patología de la Construcción / XV Congreso de Control de Calidad en la Construcción, CONPAT, At Lisboa, Portugal, 2015
- [16] FLORES-COLEN, I.; BRITO, J., A systematic approach for maintenance budgeting of buildings façades based on predictive and preventive strategies, Construction and Building Materials 24 (2010) 1718–1729.
- [17] BAUER, E.; KRAUS, E.; SILVA, M. N. B., “Patologia e deterioração das fachadas de edifícios em Brasília – Estudo da quantificação de danos”, PATORREB, 4º Congresso de patología y rehabilitación de edificios, Santiago de Compostela, Espanha, (2012).
- [18] BAUER, E., “Resistência a Penetração da Chuva em Fachadas de Alvenaria de Materiais Cerâmicos – Uma Análise de Desempenho”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1987.
- [19] PEREIRA, C. H.A.F., “Contribuição ao Estudo da Fissuração, da Retração e do Mecanismo de Descolamento do Revestimento à Base de Argamassa”, Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- [20] UCHÔA, J. C. B., “Procedimento numérico e experimental para a avaliação da resistência à fadiga de sistemas de revestimento”, 2007. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



PADRONIZAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO NORMATIVAS – UMA VISÃO DA PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES ATRAVÉS DE NORMAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS

M. SOLLERO

Tecnóloga em Construção Civil
CONCREMAT Engenharia e Tecnologia S.A.
São Paulo, Brasil
marcela.barros@concremat.com.br

H. BOLORINO

Química - Diretora
CONCREMAT Engenharia e Tecnologia S.A.
São Paulo, Brasil
heloisa.bolorino@concremat.com.br

RESUMO

A Patologia das Construções, apesar de ser uma especialidade da Engenharia Civil de fundamental importância para a manutenção e a preservação da durabilidade e da segurança das estruturas civis, carece de padronização e parametrização normativas nacionais. Atualmente, existem normas brasileiras que tangenciam o tema ou tratam de uma parte limitada de seus aspectos, como a NBR 5674, a NBR 9452 e a NBR 16230; internacionalmente, pode-se destacar a norma europeia EN 1504, partes 1 a 10, que dedica-se a especificar parâmetros de desempenho e princípios para o uso de produtos e sistemas de recuperação e proteção de concreto, e as normas ACI, que abordam a definição dos principais tipos de anomalia às orientações para realização de inspeções, diagnósticos, reparo e proteção de estruturas. Com base nisso, o presente artigo traça um panorama de diversas normas nacionais e internacionais relacionadas à Patologia das Construções, fornecendo uma visão assertiva de seu conteúdo para os profissionais da área e contribuindo para o delineamento dos pontos que uma norma nacional sobre o tema deve abranger para o atendimento às necessidades do meio técnico.

Palavras-chave: Patologia das Construções, norma, padronização, inspeção, diagnóstico, recuperação.

ABSTRACT

Despite being a specialty of Civil Engineering of paramount importance for the maintenance and preservation of the durability and safety of civil structures, Building Pathology lacks standardization and national regulatory parameters. Currently, a few Brazilian standards address the topic or cover a limited portion of its aspects, such as NBR 5674, NBR 9452, and NBR 16230; at the international level, one highlight is the European standard EN 1504, parts 1-10, which is dedicated to specifying performance parameters and principles for the use of products and systems for concrete recovery and protection, and the ACI standards, which address the definition of the main types of anomalies, with guidelines for inspections, diagnosis, repair, and protection of structures. Based on that, this article provides an overview of a number of national and international standards related to Building Pathology, providing an assertive view of its content for professionals in the field and contributing to the preparation of points to be covered by a national standard on the topic, to meet the needs of the technical area.

Keywords: Building Pathology, standard, standardization, inspection, diagnosis, repair.

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento em Patologia das Construções é essencial para a manutenção e a preservação da durabilidade e da segurança das estruturas civis. Como expõe a norma ABNT NBR 5674 [1], é economicamente inviável, além de ambientalmente inaceitável, considerar as edificações como produtos descartáveis, que podem ser simplesmente substituídos quando deixam de atingir os níveis de desempenho exigidos. Dessa forma, é necessário que uma série de conceitos seja aplicada de forma universal nas estruturas desde sua concepção, buscando dotá-las de qualidade mínima em relação aos aspectos funcional, estrutural e da durabilidade.

A normatização dos requisitos de desempenho e de exigências para que os mesmos sejam alcançados é um passo de grande importância para o alcance desse objetivo. Contudo, as normas nacionais atuais apenas tangenciam o tema ou tratam de uma parte limitada de seus aspectos.

Os itens a seguir apresentam um panorama de diversas normas nacionais relacionadas parcial ou integralmente à Patologia das Construções, assim como uma breve análise comparativa da visão de ambos os grupos no que se refere aos mecanismos de degradação e manifestações patológicas que afetam as estruturas de concreto.

2. NORMAS NACIONAIS

Dentre as normas nacionais que apresentam requisitos de desempenho, parâmetros e diretrizes pertinentes à Patologia das Construções, pode-se destacar a ABNT NBR 6118, a ABNT NBR 12655, a ABNT NBR 5674, a ABNT NBR 14037, a ABNT NBR 9452, a ABNT NBR 15575 e a ABNT NBR 16230, apresentadas a seguir:

- ABNT NBR 6118 [2] – possui exigências de espessura de cobrimento, relação água/ cimento (a/c), consumo de cimento e classe de concreto (resistência à compressão) em função da Classe de Agressividade Ambiental - descrita na Figura 1 - incorporadas pela norma em sua versão lançada em 2003 e especificadas com o propósito de preservar a durabilidade das estruturas de concreto, conceito pouco aplicado fora do meio acadêmico na época.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Figura 1: Classes de Agressividade Ambiental segunda a norma ABNT NBR 6118:2014 [2]

A norma ainda lista mecanismos de envelhecimento e deterioração preponderantes que podem afetar o concreto, as armaduras e as estruturas em si, reproduzidos pela norma ABNT NBR 12655 [3];

- ABNT NBR 12655 [3] – dentre os diversos pontos que aborda relacionados ao preparo, controle, recebimento e aceitação de concreto, complementa as especificações da ABNT NBR 6118 quanto à durabilidade das estruturas frente às diversas Classes de Agressividade Ambiental, possuindo requisitos de relação a/c e resistência à compressão para concreto em condições especiais de exposição, bem como limites para o teor de sulfatos, cloretos e outros agentes agressivos no meio e/ ou no próprio material;
- ABNT NBR 5674 [1] – trata do sistema de gestão da manutenção de edificações, com foco direcionado principalmente aos edifícios residenciais e/ ou de escritórios. Oferece informações para a organização, controle, documentação, elaboração de relatórios e de um plano de manutenção preventiva;
- ABNT NBR 14037 [4] – aborda a elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das estruturas, que devem ser entregues ao proprietário das estruturas de acordo com a NBR 6118 e a NBR 5674 [1] [2];
- ABNT NBR 9452 [5] – orienta o conteúdo, a periodicidade e a forma de apresentação de inspeção das *obras de artes especiais* (OAEs) quanto aos parâmetros estruturais, funcionais e de durabilidade, atribuindo-lhes notas técnicas. Apesar de destacar alguns tipos de manifestações patológicas que devem ser registradas quando visualizadas nas estruturas, não entra no mérito de suas definições;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- ABNT NBR 15575, partes 1 a 6 [6] – comumente chamada “norma de desempenho”, apresenta requisitos, critérios e métodos de avaliação gerais e para os diversos sistemas que compõe *edificações habitacionais*, incluindo estruturas de concreto, constituindo um marco para a modernização tecnológica e a melhoria da qualidade da construção brasileira;
- ABNT NBR 16230 [7] – trata da qualificação e certificação de inspetores de estruturas de concreto através de um processo seletivo composto pela aplicação de avaliações teóricas e práticas. São apresentadas recomendações de requisitos básicos em função do nível do inspetor – I ou II -, abrangendo conceitos gerais, orientação de equipes, inspeção e avaliação de estruturas – desenho técnico, concepção e comportamento estrutural, Patologia das Estruturas de Concreto, materiais de construção civil, técnicas construtivas, normatização e métodos de ensaio conforme normas nacionais e internacionais. A certificação tem validade de 60 meses.

Podem ser incluídas nessa seleção as normas que dão orientações para a realização de ensaios não-destrutivos ou semi-destrutivos, mas não fornecem parâmetros para a análise dos resultados, como a ABNT NBR 7584 [8] e a ABNT NBR 8802 [9], a norma ABNT NBR 9575 [10], que apresenta requisitos para sistemas de impermeabilização, a norma ABNT NBR 8800 [11], que aborda a durabilidade dos componentes de aço frente à corrosão, o Glossário de Terminologia Básica [12] e a norma de Inspeção Predial [13] do Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias (IBAPE), que classifica as inspeções prediais em 3 níveis de complexidade crescente, determina critério, método e documentações pertinentes e apresenta um sistema de classificação de anomalias e falhas quanto à origem e ao grau de risco.

3. NORMAS INTERNACIONAIS

Internacionalmente, há diversas normas, boletins e recomendações que podem ser relacionados parcial ou totalmente aos pontos de interesse da Patologia das Construções, como os boletins CEB e FIB que tratam de ensaios, avaliação, diagnóstico, e recuperação de estruturas afetadas por manifestações patológicas, bem como do projeto de estruturas duráveis, a norma europeia EN 1504 e as normas ACI relacionadas à avaliação, ao projeto e à recuperação de estruturas.

As normas EN 1504 e algumas das normas ACI mais pertinentes são explanadas nos itens 3.1 e 3.2.

3.1. Norma EN 1504

A norma europeia EN 1504, estruturada em 10 partes, é voltada para a especificação de produtos e sistemas a serem utilizados na manutenção, proteção, recuperação e reforço de estruturas de concreto.

A primeira parte [14] da norma apresenta definições necessárias para a compreensão do conjunto, sendo que as mesmas são complementadas ao longo das outras partes. A segunda parte [15] da norma aborda os requisitos de desempenho para sistemas de proteção superficial do concreto, os quais possuem grande importância na manutenção preventiva das estruturas.

Dentre os conceitos apresentados pela segunda parte da norma, é de particular interesse o que diferencia os sistemas em (a) *impregnação hidrofóbica*, que tornam a superfície repelente à água, revestindo mas não preenchendo o interior dos poros e capilares, como os hidrofugantes à base de silano-siloxano, (b) *impregnação*, que tende a produzir uma fina e descontínua película sobre a superfície, preenchendo parcialmente os poros e capilares, e (c) *revestimento por pintura*, que produz uma película contínua.

Da terceira à sétima parte da norma [16] [17] [18] [19] [20], são apresentados requisitos de desempenho para produtos ou sistemas, bem como indicações das normas pelos quais os mesmos devem ser verificados, sendo que a parte 3 trata de recuperação estrutural e não estrutural – argamassa, concreto e graute -, a parte 4, de colagem estrutural, a parte 5, de injeção estrutural, a parte 6, de ancoragem de armaduras, e a parte 7, de proteção contra a corrosão das armaduras de aço não revestidas ou embutidas em concreto.

Nota-se a semelhança entre a organização e apresentação das partes 2 a 7 na norma EN 1504 e a norma nacional ABNT NBR 15575, ambas predominantemente voltadas ao desempenho de sistemas ou materiais, em contraste com as normas prescritivas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Em sua oitava parte [21], a norma EN 1504 aborda diretrizes para o controle de qualidade e a avaliação da conformidade dos produtos e sistemas, orientando o procedimento de registro das amostras, dentre outros itens.

A parte 9 [22] da norma constitui uma de suas contribuições mais importantes, ao apresentar princípios gerais para o uso dos produtos e sistemas de proteção e recuperação. A norma determina que o processo de avaliação defeitos nas estruturas de concreto e suas causas deve compreender as condições visíveis da estrutura (inspeção visual), ensaios para determinar as condições do aço e do concreto, a análise dos projetos, do ambiente e do histórico da estrutura, as condições de uso e os requisitos para usos futuros; atendendo a esses fatores, a natureza e a causa dos defeitos – incluindo causas combinadas – devem ser registradas.

A norma classifica as causas comuns de deterioração do concreto - mecânicas, químicas, físicas e por fogo – e das armaduras – carbonatação, contaminantes corrosivos e correntes de fuga. Para a recuperação e proteção do concreto e do aço afetados por esses mecanismos de degradação, a EN 1504-9 estabelece 11 princípios, a serem selecionados de acordo com a forma de atuação dos mecanismos ativos ou previstos para a estrutura. Para cada um desses princípios, a norma sugere uma gama de métodos de recuperação. Nota-se que, como os métodos são relacionados aos princípios de acordo com seus requisitos de desempenho e características, novas tecnologias podem ser facilmente incorporadas a essa seleção. Os princípios propostos pela norma relacionados a defeitos no concreto, assim como uma relação de métodos sugeridos, são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Princípios e métodos para proteção e reparo de estruturas de concreto – Relacionados a defeitos no concreto – Adaptada da norma EN 1504-9 [23]

Princípio	Exemplos de métodos
Relacionados a Defeitos no Concreto	
1. Proteção contra ingresso	Impregnação hidrofóbica
	Impregnação
	Revestimento por pintura
	Fissuras colmatadas localmente
	Selamento de fissuras
	Transformação de fissuras em juntas
	Levantamento de painéis externos
2. Controle de umidade	Aplicação de membranas
	Impregnação hidrofóbica
	Impregnação
	Revestimento por pintura
3. Recuperação do concreto	Levantamento de painéis externos
	Tratamento eletroquímico
	Aplicação de argamassa à mão
	Moldagem de novo concreto
	Projeção de concreto ou argamassa
4. Reforço estrutural	Substituição de elementos
	Adicionar ou substituir barras embutidas ou externas
	Instalação de barras ancoradas em furos no concreto pré-existentes ou realizados com broca
	Colagem de chapas
	Adição de argamassa ou concreto
	Injeção de fissuras, vazios ou interstícios
	Selamento de fissuras, vazios ou interstícios
5. Aumento de resistência física	Protensão
	Revestimento por pintura
	Impregnação
6. Resistência química	Adição de argamassa ou concreto
	Revestimento por pintura
	Impregnação
	Adição de argamassa ou concreto

A norma apresenta ainda princípios e métodos relacionados à corrosão das armaduras, expostos na Tabela 2.

Tabela 2: Princípios e métodos para proteção e reparo de estruturas de concreto – Relacionados à corrosão das armaduras – Adaptada da norma EN 1504-9 [23]

Princípio	Exemplos de métodos
Relacionados à corrosão das armaduras	
7. Preservação ou restauração da passividade	Aumento de cobrimento com argamassa ou concreto adicionais
	Substituição do concreto contaminado ou carbonatado
	Realcalinização eletroquímica do concreto carbonatado
	Realcalinização do concreto carbonatado por difusão
8. Aumento da resistividade	Extração eletroquímica de cloretos
	Impregnação hidrofóbica
	Impregnação
9. Controle catódico	Revestimento por pintura
10. Proteção catódica	Limitação do teor de oxigênio (no cátodo) por saturação ou revestimento por pintura
11. Controle de áreas anódicas	Aplicação de potencial elétrico
	Revestimento da armadura com pinturas contendo pigmentos ativos
	Pintura das armaduras com revestimento barreira
	Aplicação de inibidores de corrosão no concreto

Os princípios 1 a 6 são indicados para manifestações patológicas decorrentes de mecanismos de degradação mecânicos, químicos, físicos e fogo; os princípios 7 a 11 são recomendados para a recuperação de armaduras que perderam o cobrimento por causas físicas.

Os principais métodos citados na nona parte da norma são explanados na décima parte [23], que fornece diretrizes para a preparação do substrato e das armaduras, assim como para a seleção, aplicação e controle de qualidade dos métodos. Destaca-se que o foco dessa norma é voltado aos requisitos que devem ser atendidos e não ao detalhamento da técnica a ser empregada.

3.2. Normas ACI

Há uma série de normas elaboradas por comitês do *American Concrete Institute* que podem ser aplicadas na Patologia das Construções. Dentre as mesmas, destacam-se a ACI 201.2R-08 *Guide to Durable Concrete*, a ACI 201.1R-08 *Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service*, a ACI 224.1R-07 *Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures*, a ACI 349.3R-02 *Evaluation of Existing Nuclear Safety-Related Concrete Structures* – que apresenta uma relação de mecanismos de degradação aplicáveis a estruturas de concreto em geral –, a ACI 364.1 R-07 *Guide for Evaluation of Concrete Structures Before Rehabilitation* e a ACI 546R-14 *Guide to Concrete Repair*, apresentadas a seguir:

- ACI 201.2R-08 [24] – uma das referências utilizadas na elaboração da revisão lançada em 2015 da ABNT NBR 12655, a norma discute mecanismos de degradação do concreto e apresenta recomendações para o projeto das estruturas, de forma que o material possa resistir aos efeitos deletérios, além de informações complementares;
- ACI 201.1R-08 [25] – constitui um guia ilustrado para a identificação e classificação de manifestações patológicas decorrentes dos mecanismos de degradação atuantes das estruturas, propondo ainda um modelo de formulário para o registro dos dados. Visando exemplificar o conteúdo da norma, a Figura 2 apresenta a ilustração das manifestações patológicas (a) *severe scalling* e (b) *very severe scalling*, descritas, respectivamente, como (a) perda de argamassa superficial com 5 a 10 mm de profundidade com alguma perda de argamassa no entorno dos agregados de 10 a 20 mm e (b) como perda de partículas do agregado graúdo, bem como da argamassa superficial, geralmente com profundidade maior que 20 mm.

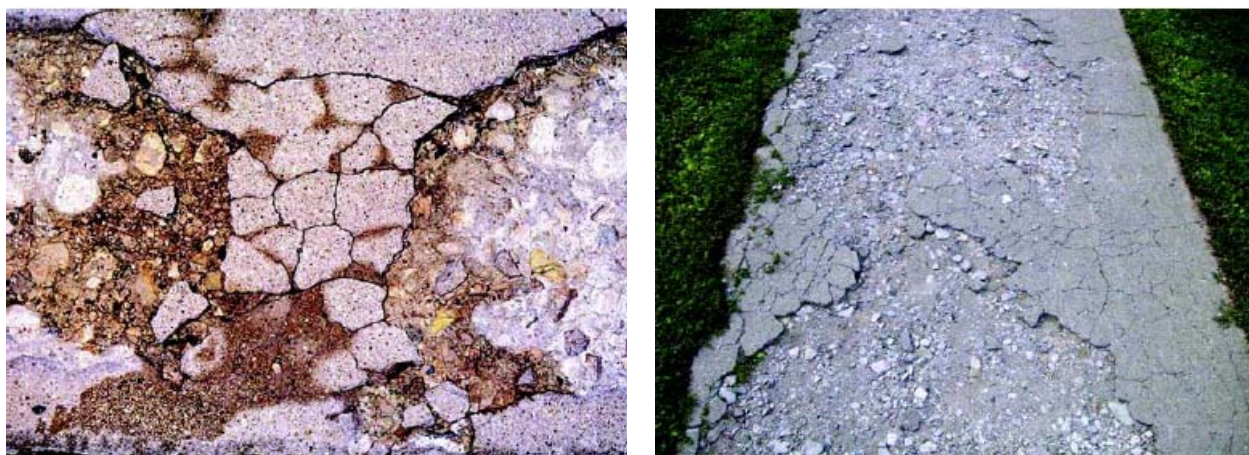


Figura 2: *Severe scalling* (a) e *very severe scalling* (b) segundo a norma ACI 201.1R-08 [25]

Nota-se que as descrições são bastante detalhadas, o que apresenta aspectos positivos e negativos. Elas permitem a padronização do resultado das inspeções visuais executados por diferentes profissionais e empresas, em diferentes épocas, reduzindo a subjetividade do processo; seus parâmetros para a classificação da severidade das anomalias, no entanto, incluem informações que não são relevantes isoladamente e omitem dados necessários.

Como exemplo, pode-se assumir que foi registrada uma região com *severe scalling*, implicando em perda de 5 a 10 mm de argamassa; se a anomalia ocupa uma pequena área de um elemento com cobrimento de 6 cm, ela possui pouquíssimo impacto sobre a estrutura. No entanto, se o cobrimento possuísse apenas 2 cm ou se a armadura estivesse exposta, a anomalia poderia comprometer a durabilidade do elemento, possuindo uma gravidade diferente;

- ACI 224.1R-07 [26] – explana as principais causas para a fissuração do concreto, abordando ainda métodos diretos e indiretos para a avaliação e monitoramento das anomalias e uma descrição passo-a-passo das principais técnicas de recuperação, com uma abordagem mais prescritiva e prática do que as normas EN 1504. A Figura 3 apresenta ilustrações da norma, exemplificando sua tratativa.

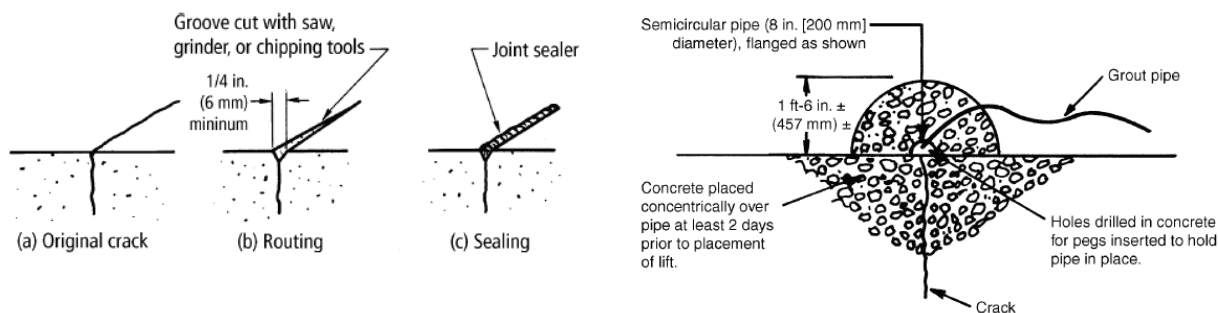


Figura 3: Métodos de tratamento de fissuras segundo a norma 224.1R-07 [26]

- ACI 349.3R-02 [27] – apesar de ser destinada à avaliação de estruturas de concreto nucleares relacionadas à segurança, a norma compreende uma abrangente exposição sobre métodos de avaliação, mecanismos de degradação e critérios de avaliação do concreto aplicáveis a todo tipo de estrutura composta por esse material. Os mecanismos expostos na ACI 349.3R-02 são discutidos mais longamente nas normas ACI 201.2r-08, ACI 216.1, ACI 224R e ACI 224.1R;
- ACI 364.1 R-07 [28] – a norma apresenta os procedimentos gerais para a realização, documentação e avaliação do resultado de Inspeções Preliminares e Detalhadas, detalhando itens que devem ser verificados e contendo uma relação das propriedades a serem avaliadas no aço e no concreto e das opções de ensaio não-destrutivos e semi-destrutivos adequados. É particularmente útil sua tabela que relaciona métodos de ensaios não-destrutivos, aplicações, princípios de operação, conhecimentos necessários do usuário, vantagens e limitações;

- ACI 546R-14 [29] – trata-se de um guia para a seleção e aplicação de materiais e métodos de recuperação, proteção e reforço das estruturas de concreto, oferecendo embasamento para a escolha da opção mais vantajosa dentre diversos métodos. A norma possui relações de características, considerações e limitações de técnicas de limpeza e corte do concreto, bem como conteúdo técnico sobre materiais de reparo e sua aplicação. Ao abordar sistemas de proteção, a norma apresenta tratamentos superficiais, selantes para juntas e sistemas de proteção catódica. Por fim, a norma apresenta descrições, vantagens, usos típicos, limitações, detalhes de instalação e exemplos de técnicas de reforço estrutural.

4. MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO E MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM NORMAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS

Ao agir sobre as estruturas, os mecanismos de degradação causam manifestações patológicas ou anomalias. Os mecanismos de degradação, também chamados mecanismos ou causas de envelhecimento ou deterioração, são classificados de formas distintas nas normas nacionais e internacionais.

É notável que alguns mecanismos são subdivididos em fenômenos menores, alguns são agrupados sob um único nome e outros sequer são citados ao se comparar as diferentes referências. Objetivando ilustrar tais diferenças, a Figura 4 sintetiza os mecanismos ou causas de deterioração do concreto e das estruturas em si segundo as normas ABNT NBR 6118 [2], EN 1504-9 [22] e ACI 349.3E-02 [27].

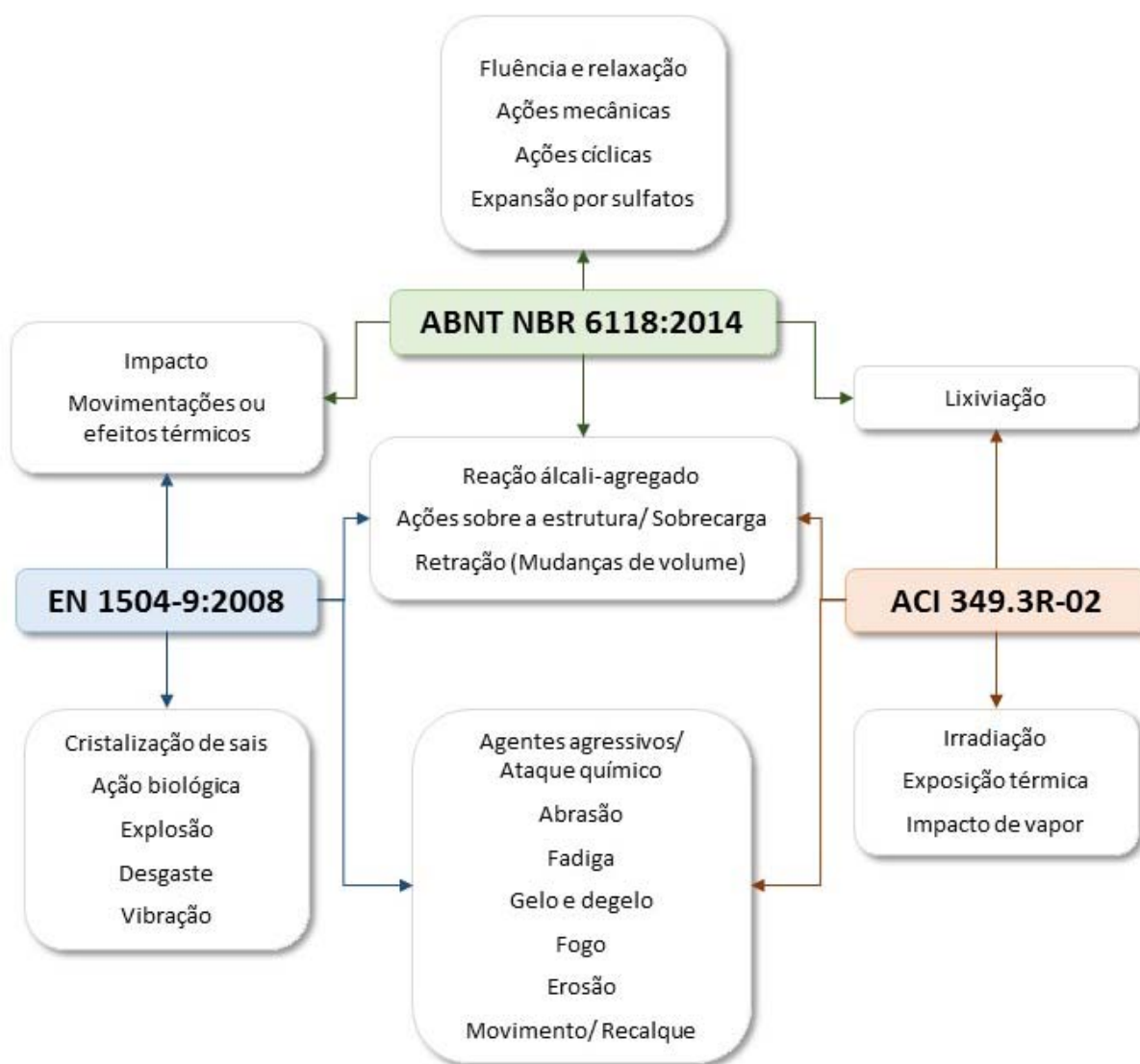


Figura 4: Mecanismos ou causas de deterioração do concreto e das estruturas em si segundo as normas ABNT NBR 6118 [2], EN 1504-9 [22] e ACI 349.3E-02 [27]

Para a melhor compreensão da Figura 4, informa-se que alguns termos semelhantes foram unificados (como “ciclo gelo-degelo” e “gelo e degelo”) e que o item agentes agressivos/ ataque químico engloba mas não se limita ao ataque e consequente expansão por sulfatos, razão pela qual outros itens que são semelhantes, mas não iguais, não foram agrupados.

A Figura 5 apresenta os mecanismos ou causas de deterioração das armaduras segundo as normas ABNT NBR 6118 [2], EN 1504-9 [22] e ACI 349.3E-02 [27].

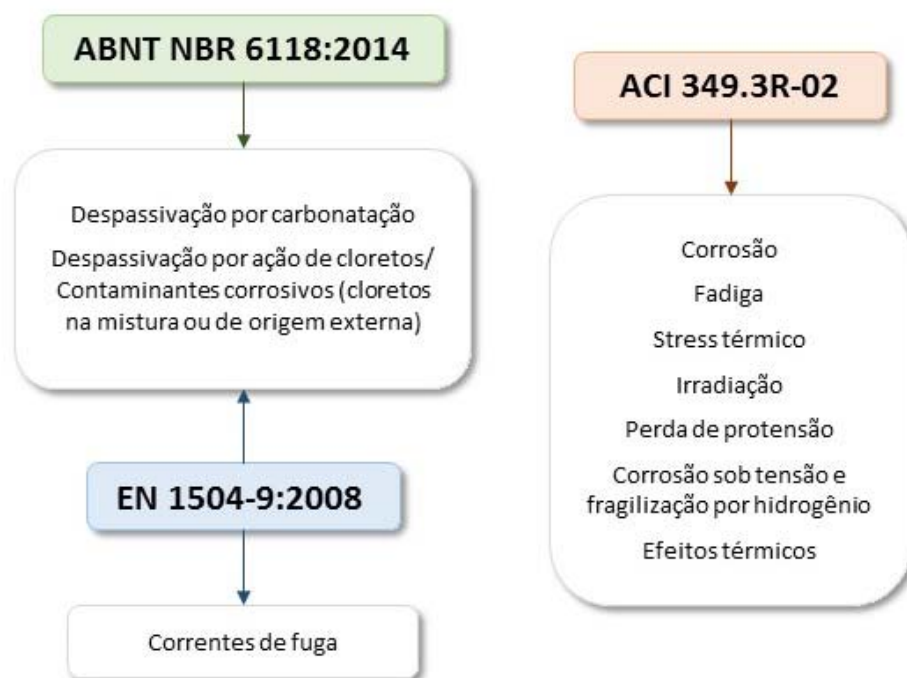


Figura 5: Mecanismos ou causas de deterioração das armaduras segundo as normas ABNT NBR 6118 [2], EN 1504-9 [22] e ACI 349.3E-02 [27]

Para a elaboração da Figura 5, realizou-se também a unificação de termos semelhantes (como “carbonatação” e “despassivação por carbonatação”). Dentre as normas selecionadas, apenas a ACI 349.3R-02 [27] diferencia os fenômenos que afetam as armaduras ativas e inclui aço estrutural e componentes de aço inoxidável.

Como exposto, as normas ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 12655 listam mecanismos de degradação preponderantes que afetam o concreto e as armaduras. No que se refere às manifestações patológicas, há diversas referências nas normas brasileiras, sendo as principais listadas a seguir:

- ABNT NBR 6118 [2] – estabelece limites de abertura de fissuras (ELS-W) em função da Classe de Agressividade Ambiental em estruturas de concreto armado e protendido, visando preservar a durabilidade das estruturas;
- ABNT NBR 9575 [10] – a norma de seleção e projeto de impermeabilização, além de listar manifestações patológicas a que podem estar sujeitos os sistemas de impermeabilização, define “fissura” como uma abertura decorrente de deformações ou deslocamentos que pode ser classificada em estática ou dinâmica e possui amplitude variável, assim como a trinca. Em sua versão anterior, datada de 2003, a norma especificava que microfissuras possuem abertura inferior a 0,05 mm, fissuras possuem abertura de até 0,5 mm e trincas abertura maior que 0,5 mm e menor que 1,0 mm;
- ABNT NBR 15575-2 [30] - define “fissura” como um seccionamento na superfície ou em toda a seção transversal de um componente, com abertura capilar, ativa ou passiva, sem referências ao limite de abertura em sua última edição, e “trinca” como um termo coloquial qualitativo para fissuras, com uma abordagem diferente da norma ABNT NBR 9575.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Observa-se que a norma utiliza os termos escamações, delaminações, lascamentos, destacamentos e desagregação sem especificar seus sentidos, que necessitam ser deduzidos pelo contexto e abrem margem para interpretações errôneas;

- ABNT NBR 9452 [5] – a norma exige o registro das manifestações patológicas presentes na estrutura, listando alguns exemplos, mas não fornece definições dos termos;
- Norma de Inspeção Predial Nacional [13] – IBAPE - a norma especifica que as anomalias encontradas durante a Inspeção Predial devem ter sua origem – endógena, exógena, natural ou funcional – e seu grau de risco classificados. Os parâmetros indicados pela norma para a determinação do grau de risco, no entanto, apresentam-se subjetivos, dado que termos como “aumento excessivo de custo de manutenção” e “perda excessiva de desempenho” são suscetíveis a diferentes interpretações.

A análise da norma pode ser complementada pela Glossário de Terminologia [12] do IBAPE, que define anomalias como corrosão, desagregação, descolamento, fissura – “fenda estreita e pouco profunda na superfície” - pulverulência, rachadura – “fenda acentuada e profunda que secciona integral ou parcialmente um elemento construtivo”, trinca – “fenda em estado intermediário entre fissura e rachadura” -, vesícula e ruptura – seccionamento total ou parcial de um elemento que diferencia-se da rachadura por reduzir sua resistência significativamente.

A norma define a inspeção predial como uma vistoria para determinar as condições da edificação de maneira a *direcionar* o plano de manutenção. Observa-se que a norma não abrange informações necessárias para o diagnóstico do quadro patológico apresentado pela estrutura e para sua recuperação ou reforço - como é esperado, dado que a norma foi elaborada por um órgão relacionado a avaliações e perícias, a mesma apresenta forte componente jurídico e um foco diferente dos demais documentos citados.

Como não há uma descrição mais ampla dos mecanismos de degradação e dos defeitos ou manifestações patológicas típicas nas normas brasileiras, verifica-se que os profissionais da área de Patologia das Construções frequentemente trabalham com padrões próprios, elaborados como um compêndio de diversas publicações técnicas, como normas, manuais, livros e especificações técnicas.

Tal situação implica no desencontro do uso de termos, dificultando a compreensão entre os profissionais e os proprietários. Como exemplo, pode-se citar o termo “desagregação”, que recebe definições que designam fenômenos diferentes de acordo com a fonte consultada, conforme exposto a seguir:

- Glossário do IBAPE [12] - Degradação de um componente construtivo em função de seu descolamento (perda de aderência entre camadas), pulverulência (descolamento de partículas com dimensões abaixo de 0,3 mm) ou baixa resistência superficial, dentre outras formas;
- Instrução de Projeto IP-DE-C00/011 [31] – DER - “Formação de vazios no concreto fresco devido à falta de continuidade da argamassa, com exposição do agregado, conhecida como bicheira ou ninho-de-pedra”;
- Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias [32] – DNIT - Sintoma característico de ataque químico, quando o cimento perde seu caráter aglomerante e deixa os agregados livres. Seu desenvolvimento passa pela alteração da coloração do material, pelo aumento da fissuração, pelo empolamento das camadas externas e pela perda de coesão da massa;

Destaca-se que norma NBR 15575-2 [30] coloca a ocorrência ou não ocorrência da desagregação do concreto como um requisito de desempenho para as estruturas, mas não esclarece a definição do termo; como evidencia o exemplo acima, de acordo com a fonte utilizada, o termo pode significar um descolamento entre camadas, uma falha de concretagem ou uma perda de coesão por ataque químico, fenômenos completamente distintos e que requerem intervenções corretivas diferenciadas.

A necessidade de padronização da terminologia e das definições é reforçada ao se analisar a norma ABNT NBR 16230 [7]. A norma recomenda que o processo seletivo para a qualificação de Inspectores de Estruturas de Concreto aborde conhecimentos de Patologia das Estruturas de Concreto, mas não indica qual referência deve ser utilizada para a diferenciação dos termos e mecanismos de degradação. Dessa forma, infere-se que a conceituação aceita pela norma é a



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



apresentada pelo Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias do DNIT, listado na bibliografia utilizada na elaboração da norma.

O Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias [32] classifica os mecanismos de degradação do concreto, que chama de processos de deterioração, de forma diferente das normas apresentadas. Os processos são divididos em:

- Processos de deterioração do concreto
 - Carbonatação;
 - Corrosão das armaduras;
 - Danos de colisões;
 - Desagregações;
 - Desgaste de superfície por uso continuado ou abrasão;
 - Deterioração do concreto protendido (perda de aderência, relaxação, retração, fluência e corrosão sob tensão);
 - Disgregações;
 - Fissuração;
 - Lixiviação;
 - Perda de aderência;
 - Reação álcali-agregado;
 - Vazios de concretagem.

- Processos de deterioração do aço
 - Corrosão;
 - Danos de colisões;
 - Fadiga;
 - Sobrecargas excessivas.

É possível constatar que a classificação utilizada pelo Manual é diferente da apresentada pelas normas citadas ao longo das normas ABNT NBR 6118 [2], EN 1504-9 [22] e ACI 349.3E-02 [27], constituindo mais um padrão.

Observa-se ainda, ao avaliar as normas nacionais que possuem referência a mecanismos de degradação e manifestações patológicas, que, de forma geral e à exceção das fissuras, não há parâmetros claros e objetivos para a definição da criticidade das manifestações patológicas em si.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Patologia das Construções dedica-se ao estudo dos males que afetam as estruturas civis, em analogia às práticas da Medicina. De forma geral, há três cursos de ação principais: a) o estudo com propósitos acadêmicos, destinado a ampliar a compreensão dos mecanismos de degradação existentes, do comportamento e do desempenho das estruturas, bem como ao desenvolvimento de novas técnicas e teorias, dentre outros itens; (b) a investigação de uma estrutura existente com o propósito de executar sua recuperação, proteção, reforço ou adaptação às novas condições de uso e requisitos de desempenho, com atenção aos aspectos econômico e ambiental, e (c) o trabalho preventivo e preditivo desenvolvido desde as fases iniciais dos projetos de uma estrutura visando maximizar seu desempenho quanto aos parâmetros de qualidade estabelecidos, incluindo a durabilidade, a estabilidade e a funcionalidade.

Observa-se que a Patologia das Construções carece de padronização e parametrização nacionais mais extensas, que englobe estruturas de diversos tipos e funções. Como resultado, são produzidas falhas graves na interpretação de textos normativos e são criados obstáculos desnecessários ao desenvolvimento da cultura da manutenção, pois os resultados das campanhas de inspeção tornam-se obscuros e muitas vezes não podem ser plenamente aproveitados pela diferença na linguagem e nos critérios utilizados, que expressa conceitos divergentes e até mesmo incoerentes entre si.

A realização de inspeções e intervenções de recuperação, proteção e reforço necessita da definição de parâmetros objetivos, que compreendam requisitos de desempenho adequados à realidade do cenário nacional e forneçam diretrizes que delimitem as boas práticas a serem seguidas na avaliação, no diagnóstico e no projeto de estruturas duráveis, bem como em sua especificação e execução.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Por fim, ressalta-se que a unificação da linguagem e dos conceitos de Patologia das Construções utilizados é uma etapa fundamental na busca pela excelência dos serviços realizados como um todo, de forma a acompanhar a evolução do meio técnico e a progressiva conscientização dos profissionais presenciada nos últimos anos. Como consequência, tem-se um ponto de partida para a consolidação das normas do setor, trazendo mais qualidade, confiabilidade e racionalização aos estudos e intervenções resultantes.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 5674*. Manutenção de edificações – Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. 2012, 25 p.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118*. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 2014, 238 p.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12655*. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. 2015, 23 p.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 14037*. Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações – Requisitos para elaboração e apresentação de conteúdo. 2014, 16 p.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 9452*. Vistorias de pontes e viadutos de concreto – Procedimento. 2012, 11 p.
- [6] Câmara Brasileira da Indústria da Construção. *Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013*. 2013, 302 p.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 16230*. Inspeção de estruturas de concreto – Qualificação e certificação de pessoal – Requisitos. 2013, 19 p.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7584*. Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. 2012, 10 p.
- [9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 8802*. Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica. 2013, 8 p.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 9575*. Impermeabilização - Seleção e projeto. 2010, 14 p.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 8800*. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2008, 237 p.
- [12] Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias. *Glossário de Terminologia Básica Aplicável à Engenharia de Avaliações e Perícias do IBAPE/SP*. 2002, 26 p.
- [13] Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias. *Norma de Inspeção Predial Nacional*. 2012, 17 p.
- [14] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-1:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 1: Definições. 2006, 12 p.
- [15] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-2:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 2: Sistemas de protecção superficial do betão. 2006, 45 p.
- [16] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-3:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 3: Reparação estrutural e não estrutural. 2006, 27 p.
- [17] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-4:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 4: Colagem Estrutural. 2006, 31 p.
- [18] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-5:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 5: Injecção do Betão. 2006, 37 p.
- [19] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-6:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 6: Ancoragem de armaduras de aço. 2006, 24 p.
- [20] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-7:2008*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 7: Protecção contra a corrosão das armaduras. 2008, 20 p.
- [21] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-8:2006*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 8: Controlo da qualidade e avaliação da conformidade. 2006, 32 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [22] European Standards. *EN 1504-9:2008*. Products and systems for the protection of concrete structures – Definitions, requirements, quality control and evaluation of quality of conformity – Part 9: General principles for the use of products and systems. 2008, 32 p.
- [23] Instituto Português da Qualidade. *NP EN 1504-10:2008*. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade – Parte 10: Aplicação de produtos e sistemas e controlo da qualidade da obra. 2008, 56 p.
- [24] American Concrete Institute. *ACI 201.2R-08*. Guide to durable concrete. 2008, 49 p.
- [25] American Concrete Institute. *ACI 201.1R-08*. Guide for conducting a visual inspection of concrete in service. 2008, 16 p.
- [26] American Concrete Institute. *ACI 224.1R-07*. Causes, evaluation, and repair of cracks in concrete structures. 2007, 22 p.
- [27] American Concrete Institute. *ACI 349.3E-02*. Evaluation of existing nuclear safety related concrete structures. 2010, 18 p.
- [28] American Concrete Institute. *ACI 364.1 R-07*. Guide for evaluation of concrete structures before rehabilitation. 2007, 18 p.
- [29] American Concrete Institute. *ACI 546R-14*. Guide to concrete repair. 2014, 154 p.
- [30] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 15575-2*. Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. 2013, 31 p.
- [31] Departamento de Estradas de Rodagem. *IP-DE-C00/011* – Instrução de Projeto: Projeto de recuperação, reforço e alargamento de obra de arte especial. 2006, 37 p.
- [32] Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 709. 2004, 253 p.



PARÂMETROS DA INCIDÊNCIA DE CHUVA DIRIGIDA NA FACHADA OBTIDOS PELA SIMULAÇÃO HIGROTÉRMICA

M. L. M. NASCIMENTO

Eng. Civil/Aluno de Mestrado
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
leoni.matheus@gmail.com

J. S. DE SOUZA

Eng. Civil/Aluna de Mestrado
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
jss.siqueira@gmail.com

V. A. G. ZANONI

Professora FAU-UnB
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
vandaz@terra.com.br

E. BAUER

Professor PECC-UnB
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
elbauerlem@gmail.com

RESUMO

A chuva dirigida é formada pela associação da precipitação com o vento, e sua incidência pode ser determinante para o surgimento de manifestações patológicas nas fachadas de edifícios. A umidade proveniente da chuva pode influenciar no processo de umidificação e secagem, de modo que a durabilidade e desempenho higrotérmico são condicionados pela quantidade de água incidente. A quantificação da chuva dirigida é uma ferramenta indispensável para o entendimento dos fenômenos relacionados à ela, e à vida útil das edificações. Os métodos de quantificação mais utilizados são os semi-empíricos, que possuem base teórica, porém com coeficientes parcialmente determinados por medições. Estes métodos podem levar em conta as condições de exposição da edificação em relação à envoltória, orientação solar, altura da edificação e outros parâmetros. Neste contexto, com o objetivo de contribuir com os estudos sobre quantificação de chuva dirigida, o presente artigo apresenta e discute o método de quantificação de chuva dirigida utilizado pelo *software* de simulação higrotérmica *WUFI*[®] Pro 5.3, aplicado às fachadas de Brasília-DF. Na simulação foi utilizado um arquivo TMY (*Typical Meteorological Year*) com dados de precipitação e vento. A incidência de chuva foi quantificada nas orientações: Norte, Nordeste, Leste, Sudeste, Sul, Sudoeste, Oeste e Noroeste. Utilizando o método de quantificação do *WUFI*[®], constatou-se que os maiores valores foram apresentados para as orientações Norte, Noroeste e Nordeste; e este fato pode acelerar o processo de degradação das fachadas dispostas nestas orientações.

Palavras-chave: Degradação, Fachada, Chuva dirigida, Simulação Higrotérmica.

ABSTRACT

Wind-driven rain is formed by the association of rain and wind, and its incidence may be crucial to the emergence of pathological manifestations on the facades of buildings. The moisture from the wind-driven rain can influence the humidification and drying process, so that the durability and hygrothermal performance are conditioned by the amount of incident water. The quantification of wind-driven rain is an indispensable tool for understanding its related phenomena and the service life of the buildings. The most widely used methods of quantification are the semi-empirical, which have theoretical basis, but with coefficients partially determined by measurements. These methods may take into account the building exposure conditions related to the envelope, solar orientation, height of the building, and other parameters. In this context, in order to contribute to the studies on quantification of wind-driven rain, this article presents and discusses the quantification method used by hygrothermal simulation software *WUFI*[®] Pro 5.3., applied to the facades of Brasilia-DF. In the simulation it was used a TMY file (Typical Meteorological Year) with the wind and precipitation measurement data. The incidence of wind-driven rain was quantified in the orientations: North, Northeast, East, Southeast, South, Southwest, West and Northwest. Using *WUFI*[®] quantification method, it was found that the highest values were presented to the North, Northwest, and Northeast, and this fact may accelerate the degradation of the facades of these orientations.

Keywords: Degradation, Facade, Wind-Driven Rain, Hygrothermal Simulation.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A presença de umidade pode ser o principal agente de degradação das edificações. Corrosão, fissuras, infiltrações, eflorescências, lixiviação, bolor, manchamentos e descolamentos de revestimentos podem ser consideradas as principais manifestações patológicas relacionadas à umidade. As fontes de umidade podem ser as mais diversas possíveis, destacando-se aquelas provenientes da construção, da umidade do ar, das atividades de uso e manutenção, de águas subterrâneas, bem como da própria precipitação [1 – 2].

A água que incide nas fachadas pode afetar a durabilidade e o desempenho higrotérmico das edificações. A presença de umidade nas paredes aumenta a condutividade térmica, diminuindo a resistência térmica. Desta forma, as fachadas ficam mais suscetíveis à ação do calor. Estas constatações, entre outras, fazem com que o entendimento do comportamento higrotérmico seja útil para minimizar os problemas relacionados à umidade e eficiência energética, assim como favorecer as tomadas de decisões quanto às ações mais adequadas, frente às condições de exposição de cada edificação [3 – 4].

A penetração da água na fachada depende de vários fatores que atuam em conjunto. De acordo com [2], o comportamento de materiais porosos quando solicitados pela chuva é afetado pelos aspectos construtivos pertinentes à concepção e à construção das paredes (detalhes de projeto, características dos componentes, tipo de acabamento superficial, entre outros).

Formada pela associação da precipitação com o vento, a chuva dirigida é considerada como a principal fonte de umidade nas fachadas das edificações. Tanto a água depositada na superfície quanto a que penetra por ela, podem ser tratadas como causas de muitos mecanismos de deterioração em fachadas, sendo que estes aspectos são influenciados pelo vento e precipitações, além das características da envoltória da própria edificação [5].

A complexidade dos fenômenos relacionados à chuva dirigida, assim como o surgimento de manifestações patológicas decorrentes da ação da umidade, fizeram com que nas últimas décadas os estudos sobre quantificação de chuva dirigida fossem intensificados. O entendimento dos fenômenos relacionados a estes aspectos permite melhorar o conhecimento dos agentes externos que influenciam a durabilidade das fachadas. Portanto, contribui no processo de escolha de soluções capazes de minimizar os efeitos degradativos que afetam a vida útil das edificações.

Dentro deste contexto, o objetivo deste trabalho é contribuir com os estudos sobre quantificação de chuva dirigida. O artigo apresenta e discute o método de quantificação de chuva dirigida utilizado pelo *software* de simulação higrotérmica *WUFT*[®] Pro 5.3., aplicado às fachadas de Brasília-DF.

2. CHUVA DIRIGIDA

A chuva dirigida pode ser definida como a quantidade de chuva capaz de passar por um plano vertical na atmosfera, e isso ocorre porque a trajetória das gotas de chuva é a resultante das forças gravitacionais e da velocidade vento. Além do mais, a velocidade de queda da chuva é influenciada pelo tamanho da gota [6].

O estudo da chuva dirigida pode ser feito em dois momentos distintos, segundos antes do impacto da gota de chuva na superfície da envoltória e na avaliação da resposta do sistema construtivo a este impacto [7]. Para o primeiro momento, os principais condicionantes são: geometria urbana e do edifício; geometria, detalhamento e posicionamento da fachada e variáveis meteorológicas envolvidas (velocidade e direção do vento, intensidade da chuva e distribuição do tamanho das gotas de chuva) [8]. Quando se estuda a resposta do sistema às ações da chuva dirigida, além de conhecer os parâmetros que governam a intensidade dos agentes sobre a fachada, é importante definir as propriedades dos materiais em relação ao transporte e armazenamento de umidade.

Segundo os autores [7 – 8] as metodologias empregadas para a quantificação da chuva dirigida sobre uma fachada são classificadas em três categorias:

- Métodos experimentais: medições em campo;
- Métodos semi-empíricos: com base teórica, porém com coeficientes parcialmente determinados por medições;
- Métodos numéricos: baseados em dinâmica dos fluidos.

De acordo com [8], os métodos experimentais são trabalhosos, caros e muitas vezes impraticáveis por suas particularidades. Por isso, são pouco utilizados. Entre os métodos semi-empíricos, os que mais se destacam são os modelos da ISO 15927-3: 2009, modelo de Straube e Burnet (2000), modelo da ANSI/ASHRAE STANDARD 160: 2009, modelo do *WUFI*[®] (que é abordado neste trabalho), entre outros. Segundo [9], quando comparadas as diversas metodologias, foi observado que cada uma delas leva à diferentes quantidades de chuvas que podem alterar significativamente o teor de umidade calculado nos materiais. Estes dados são importantes para as simulações higrotérmicas, visto que a inserção de valores que não refletem a realidade pode afetar os resultados de saída.

Os métodos semi-empíricos utilizam a Equação 1, como base de cálculo para a quantificação de chuva dirigida incidente em cada fachada. Em geral, o que se altera em cada modelo é o parâmetro α [10].

$$I = \alpha \cdot V \cdot P \cdot \cos(D - \theta) \quad (1)$$

Onde:

I = quantidade de chuva dirigida (l/m^2);

α = coeficiente de chuva dirigida;

V = velocidade do vento a 10 m de altura (m/s);

P = precipitação (mm);

θ = ângulo entre o Norte e a direção da fachada ($^\circ$);

D = direção do vento, considerando ângulo com o Norte ($^\circ$).

2.1 Método *WUFI*[®] para cálculo de chuva dirigida

O *WUFI*[®] (acrônimo de *Wärme Und Feuchte Instationär* ou transferência de calor e umidade) é um *software* de simulação higrotérmica desenvolvido na Alemanha pelo *Fraunhofer Institute for Building Physics* (IBP). Esta ferramenta permite simular diferentes sistemas construtivos submetidos às distintas variações climáticas, onde são considerados os transportes de calor e umidade nos materiais [11]. O *software* possui um método próprio para a quantificação da chuva dirigida, que é dependente da precipitação, velocidade e direção do vento; sendo indispensável disporem-se destes valores em dados horários, para que se possa proceder com a simulação higrotérmica [9]. A Equação 2 é utilizada para o cálculo da chuva dirigida neste método.

$$R_{wdr} = R_1 \cdot R_2 \cdot R_h \cdot V \cdot \cos(D - \theta) \quad (2)$$

Onde:

R_{wdr} – Intensidade de chuva dirigida (mm/h);

R_h – Precipitação em superfície horizontal (mm);

R_1 – Coeficiente dependente da inclinação (inclinação $< 90^\circ$, $R_1=1$ e $R_2=0$; inclinação = 90° , $R_1=0$ e R_2 dependente da altura);

R_2 – Coeficiente dependente da altura da fachada (s/m);

V – Média horária da velocidade do vento a 10 m de altura, (m/s);

D – Direção do vento (ângulo a partir do Norte);

θ – Orientação da fachada: ângulo entre o Norte e a direção normal à parede.

Os coeficientes R_1 e R_2 foram determinados por Karagiozis e Hadjisophocleous, 1997 *apud* [12] utilizando simulações computacionais baseadas em dinâmica dos fluidos. Para inclinações superiores a 90° , $R_1=1$ e $R_2=0$, já para superfícies verticais (inclinação = 90°) $R_1=0$ e R_2 depende da altura. Conforme classificação do *software*, para edifícios altos (acima de 20 metros) os valores para os coeficientes R_2 são mostrados na Tabela 1. Nota-se que os mesmos são duplicados a cada patamar de altura, e desta forma os valores de chuva dirigida também terão esta mesma tendência.

Tabela 1 – Valores do coeficiente R_2 [11]

Altura	Coeficiente R_2
Parte baixa até 10 m	0,05
Parte média de 10 à 20 m	0,1
Parte alta, maior que 20 m	0,2

Os coeficientes R e Θ refletem a diferenciação de fluxo do vento ao redor do edifício.

Observa-se que quanto mais alto o edifício, maior será a quantidade de chuva (variando-se apenas o coeficiente R_2). Isto ocorre, pois a chuva tende a atingir em maior quantidade as partes mais altas e laterais (Figuras 1 e 2) independente da intensidade e devido à movimentação dos ventos [13 – 14].

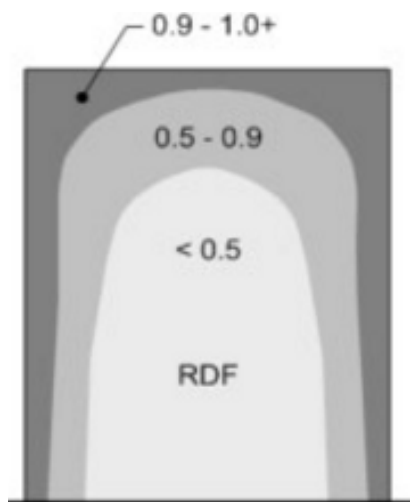


Figura 1 – Parábola de molhagem da fachada [13].

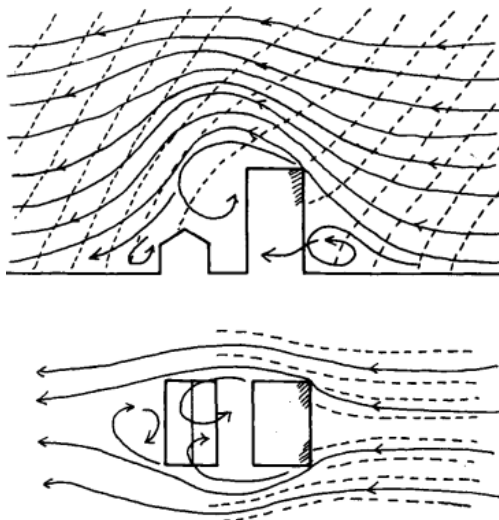


Figura 2 – Atuação da chuva dirigida sobre edifícios [14].

Com os valores de chuva dirigida calculados, o *software* considera que somente 70% está disponível para ser absorvida pela fachada. A água de chuva capaz de penetrar na fachada pode ser menos da metade do valor previsto, sendo a outra metade perdida em desvios de trajetória pelos fluxos de vento e obstáculos [13]. Os valores contabilizados podem então ser úteis para o estudo relacionado à resposta do sistema em relação ao armazenamento e transporte de umidade, conforme citado no item 2.

3. APLICAÇÃO DO MÉTODO WUFI® AO CASO DE BRASÍLIA-DF

Brasília, a capital do Brasil, localizada no Distrito Federal, foi projetada por Lúcio Costa e inaugurada na década de 60. O Plano Piloto é a área de estudo e, conforme o plano urbanístico da cidade, possui um dos eixos denominado por Eixo Monumental, o qual é dividido entre asas Norte e Sul. Ao longo dessas asas, estão dispostos os edifícios residenciais compostos de seis pavimentos sobre pilotis (superquadras 100, 200 e 300) e três pavimentos com ou sem pilotis (superquadra 400). Os edifícios podem ser divididos em dois grupos, sendo o primeiro correspondente àqueles construídos entre os anos de 60 e 70; e o segundo composto pelos mais recentes, construídos a partir de 80 [15]. As características dos edifícios encontrados na cidade faz com que essas tipologias sejam consideradas como representativas para o caso em estudo.

Para simulação no *software* WUFI® foi utilizado o arquivo climático TMY (*Typical Meteorological Year*) desenvolvido por [16], que possui 8760 dados climáticos horários referentes a um ano típico, elaborado a partir de 10 anos de medições do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia). No escopo deste trabalho, são relevantes apenas os dados de precipitação e vento, necessários para que o programa calcule a chuva dirigida.

Em seguida, é necessária a definição de outros aspectos para a simulação, tais como: orientação da fachada (Figura 3.a), inclinação da superfície (Figura 3.b) e altura da região de estudo (Figura 3.c). Foram estudadas as orientações Norte (N), Nordeste (NE), Leste (E), Sudeste (SE), Sul (S), Sudoeste (SO), Oeste (O) e Noroeste (NO). Como o estudo de caso foi feito considerando-se somente as fachadas, a inclinação adotada foi de 90° em relação ao solo.

Para o caso de Brasília-DF, foi considerada a altura entre 10 e 20 metros como representativa da região de estudo, pois os edifícios residenciais do Plano Piloto possuem no máximo seis pavimentos mais pilotis, conforme descrito anteriormente. Esta variável é importante para definição do coeficiente R_2 , e desta forma o coeficiente a ser adotado é de 0,1; conforme apresentado no item 2.1.

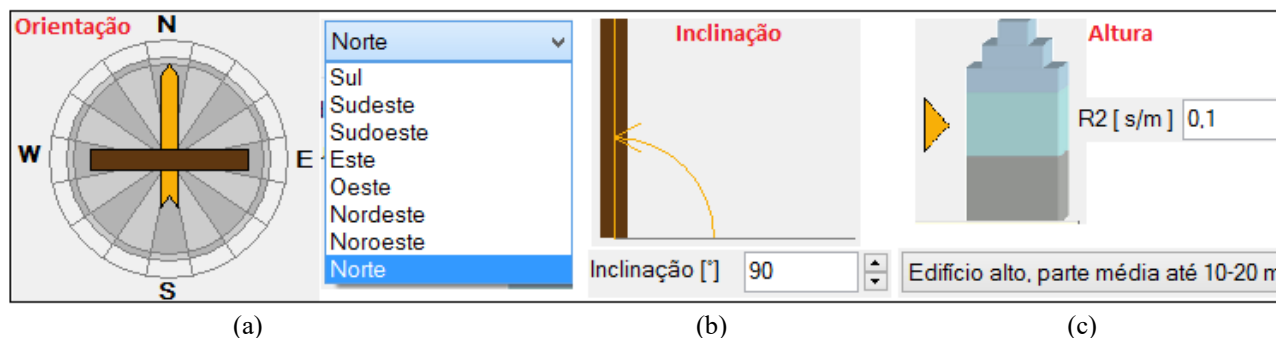


Figura 3 – Definições da simulação (adaptado de [12])

Após a definição das variáveis em questão, a simulação é feita, e os resultados são dispostos na forma de planilha Excel, para posteriormente serem interpretados e discutidos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com os resultados da simulação são obtidos os valores apresentados na Tabela 2, que representam a quantidade de chuva dirigida que incide mensalmente sobre cada fachada disposta nas oito orientações estudadas. É importante destacar que o *software* proporciona valores horários, permitindo estudos mais detalhados considerando por exemplo períodos menores, o que não é escopo deste artigo.

Tabela 2 – Chuva dirigida por orientação obtida pelo método *WUFI*[®] (mm/mês)

	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Janeiro	9,31	4,99	3,07	1,78	2,28	3,67	8,23	10,40
Fevereiro	12,59	9,64	5,41	4,95	6,71	9,81	11,54	13,44
Março	26,23	23,94	13,44	5,37	3,77	3,98	7,67	17,18
Abril	15,20	15,75	12,67	9,21	7,98	5,61	5,56	9,29
Mai	0,58	0,60	1,64	5,21	6,67	4,30	0,78	0,29
Junho	-	-	-	-	-	-	-	-
Julho	-	-	4,17	6,11	4,47	0,21	-	-
Agosto	0,81	6,01	13,38	15,47	9,28	2,77	0,32	0,25
Setembro	1,22	1,12	2,10	6,60	10,24	8,38	3,34	1,11
Outubro	13,71	9,68	18,07	20,85	15,50	4,10	8,40	12,75
Novembro	34,64	17,63	6,42	2,94	5,19	11,90	27,77	38,86
Dezembro	28,73	17,83	11,03	5,66	2,70	3,12	16,26	27,77
Anual (mm/ano)	143,03	107,17	91,40	84,16	74,79	57,84	89,89	131,34

Nota-se que no mês de junho não há ocorrência de chuva dirigida para nenhuma fachada, este mês faz parte de um período que pode ser denominado como seco (pouca ou nenhuma chuva em sua maioria) compreendido entre maio e setembro. A estiagem é causada por uma massa de ar quente e seca que vem para o Centro-Oeste proveniente do Pantanal paraguaio. Os meses de novembro e dezembro apresentaram os maiores valores de chuva dirigida, sobretudo para as fachadas NO, N, O e NE. Isso ocorre pela atuação nesses meses de uma massa de ar quente e úmida proveniente da Amazônia sobre o Centro-Oeste [17].

De acordo com [18], para série do INMET entre 2001 e 2013 identificou-se que para os meses chuvosos (outubro, novembro, dezembro, janeiro, fevereiro e março) a chuva corresponde à 85,15 % do total anual.

Além do mais, com o somatório anual apresentado na Tabela 2, bem como na representação gráfica da Figura 4, é possível a constatação das fachadas que mais receberam chuva dirigida. Em percentual, estas podem ser classificadas na seguinte ordem: N (18%), NO (17%), NE (14%), L (12%), O (12%), SE (11%), S (10%) e SO (7%).

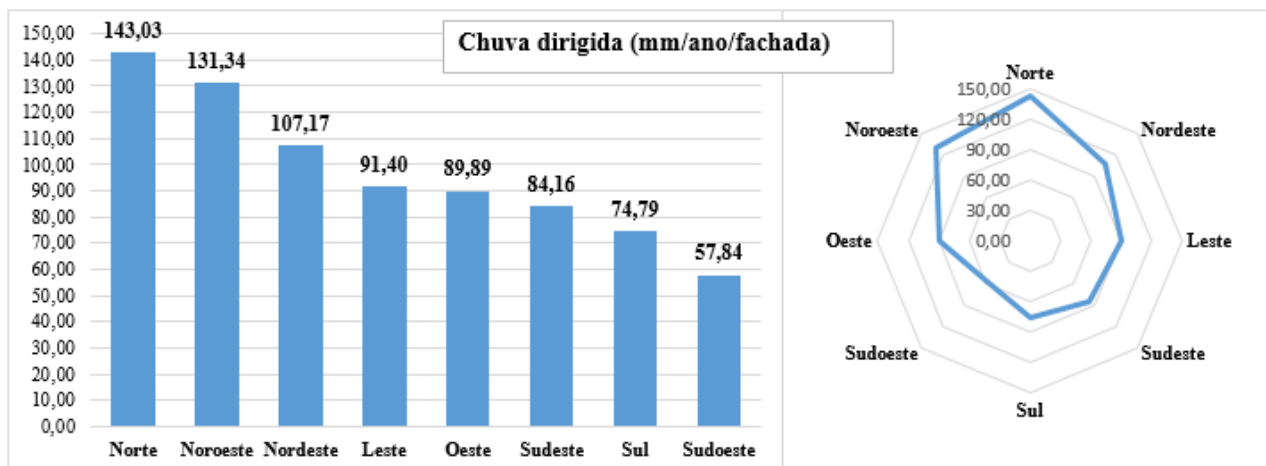


Figura 4 – Distribuição da incidência da chuva dirigida, em ordem decrescente, por orientações de fachada (mm/mês).

Há uma grande diferença entre alguns dos valores apresentados. As fachadas S e SO, por exemplo, recebem 52% e 40% de chuva em relação à incidência na fachada N (maior ocorrência). Desta forma, as fachadas N, NO e NE podem ter a tendência de possuírem as piores condições de degradação devido à presença de umidade associada com a chuva dirigida. Os valores apresentados aqui podem ser utilizados por projetistas em tomada de decisão, e como exemplo podem ser citadas a seleção correta de materiais, geometria e disposição de detalhes arquitetônicos, tais como: pingadeiras, cimalthas, peitoris, rufos e outros; considerando principalmente as fachadas das orientações mais críticas.

Estes resultados mostram a importância do método *WUFI*[®], bem como dos métodos de quantificação de chuva dirigida. O método *WUFI*[®] destaca-se então por ser uma ferramenta de fácil aplicação e proporcionar valores de chuva que incidem sobre a fachada. Além do mais, o *software* possui diversas outras funcionalidades relacionadas ao desempenho higrotérmico dos materiais à serem estudados. Frente a isto, sugere-se que outros métodos possam ser comparados, considerando várias cidades brasileiras, para que se verifique qual é o melhor método, em relação a capacidade de contabilização de chuva dirigida sobre as fachadas.

4. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou um estudo sobre quantificação de chuva dirigida para a cidade de Brasília, utilizando o método proposto pelo *software WUFI*[®] Pro 5.3. Desta forma, foi possível obterem-se as seguintes conclusões:

- As orientações mais críticas em relação a chuva dirigida para o caso de Brasília-DF foram N, NO e NE; que apresentaram os percentuais de 18%, 17% e 14%; respectivamente. Estas podem ter a tendência de apresentarem as piores condições de anomalias relacionadas à umidade. As outras orientações apresentaram menores ocorrências: L (12%), O (12%), SE (11%), S (10%) e SO (7%).
- O *software WUFI*[®] Pro 5.3 mostrou-se como uma ferramenta de fácil utilização e capaz de quantificar a chuva dirigida, sem ocultar os efeitos climáticos sazonais;
- Os valores aqui obtidos podem ser utilizados como parâmetros de projeto, de forma a auxiliar projetistas em relação as orientações mais críticas e possibilitar que decisões sejam tomadas neste sentido.

5. AGRADECIMENTOS

À Universidade de Brasília, ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC), bem como ao Laboratório de Ensaios de Materiais (LEM-UnB) que disponibilizou o *software WUFI*[®] e o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão de apoio financeiro na forma de bolsas de pesquisa.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] PEREZ, A. R. *Umidade nas Edificações*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1986, 170 p.
- [2] BAUER, E. “*Resistência a Penetração da Chuva em Fachadas de Alvenaria de Materiais Cerâmicos – Uma Análise de Desempenho*”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1987, 168p.
- [3] GIONGO, M.; PADARATZ, I. J.; LAMBERTS, R. “Determinação da exposição à chuva dirigida em Florianópolis, SC: índices de chuva dirigida e métodos semi-empíricos”. *Revista Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 11, n. 1, p. 7-23, jan./mar. 2011.
- [4] ZANONI, V. A. G.; SÁNCHEZ, J. M. M.; BAUER, E.; AMORIM, C. N. D. “Matriz de análise do índice de chuva dirigida (ICD) para a cidade de Brasília-DF”. In: *PARANOÁ* (cadernos de arquitetura e urbanismo) - Conforto e Projeto: Cidades. n.11. Brasília, 2014. p.67-76.
- [5] STRAUBE, J. F. “Moisture in buildings”. *ASHRAE Journal*, v. 44, n. 1, p. 15–19, 2002.
- [6] STRAUBE, J. “Simplified Prediction of Driving Rain on Buildings: ASHRAE 160P and WUFI 4”. *Building Science Digest 148 – Building Science Press*, 15 November, 2010.
- [7] BLOCKEN, B.; DEROME, D.; CARMELIET, J. “Rainwater runoff from building facades: A review”. *Building and Environment* 60 (2013) 339-361.
- [8] BLOCKEN, B.; CARMELIET, J. “Overview of three state-of-the-art wind-driven rain assessment models and comparison based on model theory”. *Building and Environment* 45 (2010) 691–703.
- [9] FREITAS, A. S. S. L. A. “*Avaliação do Comportamento Higrotérmico de Revestimentos Exteriores de Fachadas devido à Ação da Chuva Incidente*”. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2011.
- [10] BLOCKEN B, CARMELIET J. “A review on wind-driven rain research in building Science”. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 2004;92(13):1079–130.
- [11] WUFI. “What is WUFI®?”. Disponível em: < <http://wufi-forum.com/index.php>. Acesso em >. Acesso em: janeiro de 2016.
- [12] WUFI Pro 5.3. IBP - Fraunhofer Institute for Building Physics. Holzkirchen, Germany, 2013.
- [13] STRAUBE, J.F. “*Moisture control and enclosure wall systems*”, Ph.D. Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1998.
- [14] VALLEJO, F. J. L. “Ensuciamiento de fachadas pétreas por la contaminación atmosférica. El caso de la ciudad de Valladolid: Universidad, España”. *Informes de la Construcción*, Madrid, Instituto Eduardo Torroja, v.41, n. 405, p. 45-72, 1990.
- [15] AMORIM, C. A.; FLORES, A. L. “Edifícios residenciais das superquadras do Plano Piloto, Brasília: aspectos de preservação e conforto ambiental”. In: Encontro Nacional sobre conforto no ambiente Construído, e Conferência Latino-americana sobre conforto e desempenho energético de edificações, 4, 2005, Maceió/AL. *Anais ... ANTAC*, 2005, p.37-46.
- [16] RORIZ, M. “*Correções nas Irradiâncias e Iluminâncias dos arquivos EPW da Base ANTAC*”. Grupo de Trabalho sobre Conforto e Eficiência Energética de Edificações. ANTAC – Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. São Carlos – SP, 2012. Disponível em: <<http://www.labeee.ufsc.br/downloads/arquivosclimaticos/formato-epw>>. Acesso em: janeiro de 2016.
- [17] BRAGA, D. K.; AMORIM, C. N. “Conforto térmico em edifícios residenciais do Plano Piloto de Brasília”. In: X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo, 2004. Conferência Latino-Americana de Construção Sustentável, 1. *Anais ... ANTAC*, 2004.
- [18] ZANONI, V.A.G. “*Influência dos agentes climáticos de degradação no comportamento higrotérmico de fachadas em Brasília*”. Tese de Doutorado em Arquitetura e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2015. 293 p.



PATOLOGIA CAUSADA POR UMIDADE: ESTUDO DE CASO NO *CAMPUS* ALTO PARAOPEBA

G. J. OLIVEIRA

Engenheira Civil
Universidade Federal de São João Del Rei
Minas Gerais; Brasil
grajoliveira@gmail.com

R. A. DIAS

Engenheira Civil
Universidade Federal de São João Del Rei
Minas Gerais; Brasil
dias_rosiane@yahoo.com.br

J. C. BORBA JR.

Prof. Assistente
Universidade Federal de São João Del Rei
Minas Gerais; Brasil
joseborba@ufsj.edu.br

L. N. DUARTE

Prof. Adjunto
Universidade Federal de São João Del Rei
Minas Gerais; Brasil
leandro.duarte@ufsj.edu.br

RESUMO

Este trabalho tem por finalidade realizar uma inspeção de manifestação patológica, referente a umidade, no *Campus* Alto Paraopeba, situado no município de Ouro Branco-MG. A edificação, é um dos *campi* da Universidade Federal de São João Del Rei, que atualmente oferece cinco cursos de engenharia. Ao longo dos anos, o prédio passou por uma reforma e adaptação, possibilitando uma infraestrutura adequada para atender a demanda acadêmica e administrativa. Com o intuito de diagnosticar as possíveis causas da patologia ocorrida depois de tais reformas, foi feita uma inspeção por todo o campus, onde pode-se registrar e analisar os dados obtidos. Por fim, determinou-se as possíveis origens da manifestação patológica e como resultado foi realizado um mapa de danos, identificando os locais onde ocorrem tais problemas, referentes a umidade.

Palavras-chave: estudo de caso, patologia, inspeção, diagnóstico, umidade, impermeabilização.

ABSTRACT

This study aims to carry out an inspection of a pathological manifestation, related to moisture, in the Alto Paraopeba Campus, located in the city of Ouro Branco in the Brazilian state of Minas Gerais. The building belongs to a campus of the Federal University of São João del-Rei, which currently offers five engineering courses. Over the years, the campus has undergone renovation and adaptation in order to provide an adequate infrastructure for academic and administrative demand. With the intention of diagnosing the possible causes of the pathology that has occurred after the aforementioned renovation process, an inspection was carried out throughout the campus, which has made it possible to list and analyze the obtained data. Ultimately, the possible origins of pathological manifestations were determined and, as a result, a map identifying the locations where the problems related to moisture occur, was created.

Keywords: case study, inspection, waterproofing, pathology, diagnosis, moisture.

1. INTRODUÇÃO

Desde o seu surgimento, a construção civil busca aprimoramentos que possibilitem uma maior durabilidade e conforto das suas edificações. A vida útil ou vida funcional de uma construção, é o período em que uma edificação e seus componentes se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando a devida manutenção[1].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A vida útil estrutural ou de projeto sempre será igual ou superior à funcional, está relacionada às condições de segurança e de utilização da estrutura e a evolução das ações e dos materiais ao longo da vida da construção [2].

O aspecto patológico está diretamente relacionado à vida útil de uma construção. Segundo o Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura [3] a presença de umidade é uma das grandes causadoras de patologia que além de provocarem certo desconforto visual e em casos mais graves danos à estrutura da edificação, também ocasionam manifestação de microrganismos, que podem afetar diretamente a saúde dos usuários.

Soluções impermeabilizantes devem ser tomadas no início do planejamento da construção, através da elaboração de projetos de impermeabilização, preventivamente ao surgimento de patologia relacionada à umidade. Há ainda a evolução tecnológica dos materiais de construção, que vêm possibilitar a recuperação de elementos construtivos danificados pela presença de umidade.

Inspecões visuais foram realizadas no prédio de aulas da Universidade Federal de São João Del Rei – *Campus Alto Paraopeba* com a finalidade de identificar e localizar patologia na construção devido a presença de umidade, para posterior estudo de soluções para a mesma, uma vez que estes problemas são cada vez mais recorrentes e tendem, quando não tratados, a diminuir a vida útil da estrutura.

2. PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES

De acordo com o Obiol [4], patologia é a ciência que estuda a origem, os sintomas e a natureza das doenças. Na construção civil, o termo patologia, conforme Peres [5] divide-se em duas ciências destinadas a prevenir soluções de problemas em edificações:

Patologia das Construções: é a ciência responsável por identificar origens, causas, formas de ocorrências e manifestações, e suas consequências no desempenho das edificações.

Terapia das Construções: é a ciência que estuda a correção dos problemas nas construções.

Conforme classificação de Verçosa (1991¹, apud PERES, 2001) [5], a manifestação patológica que uma edificação pode apresentar, divide-se em cinco grandes grupos, são elas:

Patologia de fundações e alvenarias;

Patologia do concreto armado;

Patologia das obras de madeira;

Patologia da pintura;

Patologia da umidade.

O presente trabalho tem como objetivo o estudo das patologias causadas por umidade, logo, iremos abordar esta classificação nos tópicos seguintes.

2.1 Umidade

A água é um dos maiores causadores de patologia na construção civil, seja de forma direta ou indireta e pode ser vista como um agente de degradação ou como meio para a instalação de outros agentes [6]. Desta maneira, a manifestação patológica causada por umidade é uma das mais difíceis de ser resolvida devido à complexidade dos fenômenos envolvidos e à falta de estudos e pesquisas específicos [5].

Segundo Lersch [7], as causas da presença de umidade nas edificações são:

Umidade de infiltração;

Umidade ascensional;

Umidade por condensação;

Umidade de obra;

Umidade accidental.

A Figura 1 mostra a ação da umidade sobre as edificações.

¹ VERÇOSA, Ênio J. Patologia das Edificações. Porto Alegre: Sagra, 1991, 173p.



Figure 1. Ação da umidade sobre edificações.

2.1.1 Umidade de infiltração

De acordo com Righi [8], em geral, a umidade de infiltração é ocasionada pela água da chuva. A umidade passa das áreas externas às internas por pequenas trincas, pela alta capacidade dos materiais absorverem a umidade do ar ou mesmo por falhas na interface entre elementos construtivos, como planos de parede e portas ou janelas.

2.1.2 Umidade de ascensional

Caracteriza-se pela presença de água originada, geralmente, do solo, tanto por fenômenos sazonais de aumento de umidade quanto por presença permanente de umidade de lençóis freáticos superficiais. Independentemente de sua frequência, o fenômeno, impreterivelmente, é consequência de falhas na impermeabilização da interface entre as estruturas de fundação e as áreas superficiais, ou entre o terreno e os planos abaixo da superfície do terreno [6].

A ascensão da água em paredes e pisos, ocorre pela existência do fenômeno de capilaridade. Os vasos capilares permitem a água subir até o momento em que entra em equilíbrio com a força da gravidade. A altura que a água ascende pelo vaso capilar depende principalmente do seu diâmetro: quanto menor, maior a altura alcançada Feilden (2003² *apud* QUERUZ, 2007) [6].

2.1.3 Umidade por condensação

A umidade condensada é consequência da presença de grande umidade no ar e da existência de superfícies que estejam com temperatura abaixo da correspondente ao ponto de orvalho. O fenômeno ocorre pela redução de capacidade de absorção de umidade pelo ar quando é resfriado, na interface da parede, precipitando-se [8]. Assim, pode-se afirmar que os diferentes materiais, conforme a sua densidade, acabam por se comportar de forma diferenciada quanto à condensação, em que os mais densos são mais atacados, enquanto que os de menor densidade sofrem menos [6].

2.1.4 Umidade de obra

A umidade de obra é a quantidade de umidade presente em uma edificação após o término das atividades da obra, a qual tende a desaparecer gradualmente [7]. Queruz [6] diz que um exemplo desse tipo de situação é a umidade contida nas argamassas de reboco, que transferem o excesso de umidade para a parte interna das alvenarias, necessitando de um prazo maior do que o da cura do próprio reboco para entrar em equilíbrio com o ambiente interno. Lersch [7] ainda lembra que é difícil avaliar os efeitos da quantidade de umidade de obra em edificações antigas, e apontá-los como origem dos danos verificados atualmente.

² FEILDEN, Bernard. **Conservation of historic buildings**. 3ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2003.



2.1.5 Umidade acidental

A umidade com esse tipo de origem tem uma importância especial quando se trata de edificações que possuem um longo tempo de existência e não apresentam planos de manutenção predial, pois a presença de materiais com tempo de vida já excedido podem acarretar infiltrações devido as falhas nos sistemas de tubulações como águas pluviais, esgoto e água potável, ocasionando a umidade acidental [8].

2.2 Patologia causada por umidade

Segundo Verçoza (1987³ *apud* SCHÖNARDIE, 2009) [9] os problemas que surgem nas edificações devido a infiltração podem ser: goteiras, manchas, mofo, corrosão da armadura, eflorescências.

2.2.1 Goteiras e manchas

Patologia comum em lajes, a falta de impermeabilização neste elemento estrutural facilita a percolação da água ocasionando o escurecimento da superfície. Ambientes como banheiros e cozinhas, com baixa insolação e renovação de ar estão mais propícios a ocorrência de destas manchas.

Quando a percolação da água ocorre em maiores quantidades, geralmente decorrentes de algum vazamento da rede hidráulica ou pluvial, podem levar ao gotejamento.

2.2.2 Mofo e bolor

O mofo e o bolor são fungos vegetais que precisam de ambientes úmidos, mal ventilados e mal iluminados para se proliferarem. O desenvolvimento destes microorganismos, estão associados a formação de colônias na superfície da edificação, alterando sua aparência a um aspecto escuro.

2.2.3 Corrosão da armadura

Os concretos apresentam elevada alcalinidade devido a presença de hidróxido de cálcio resultante da reação do cimento. Este hidróxido juntamente com os hidróxidos ferrosos presentes na armadura, formam uma capa que mantém a armadura protegida, mesmo em concretos com muita umidade. A carbonatação reduz a alcalinidade do concreto, principalmente naqueles mais porosos ou com baixo cobrimento, o que destrói esta capa protetora, permitindo o início do processo de corrosão da mesma. A corrosão da armadura pode ocorrer também quando, na presença de umidade e cloretos, há variação do ph do concreto o que provoca a expansão de seu volume e conseqüentemente a perda de material do cobrimento, expondo a estrutura.

2.2.4 Eflorescências

Constituída principalmente de sais de metais alcalinos e alcalino-ferrosos contidos nos materiais de construção, que devido a movimentação de água da chuva ou do solo entre eles, são dissolvidos resultando na formação de depósitos salinos e grandes cristais que se fixam no interior da parede ou da estrutura. Seu crescimento pressiona a massa causando rachaduras e até mesmo a queda da parede.

As patologias mais observadas nas pinturas são:

Eflorescências, que são causadas pelos sais presentes nos materiais de construção e deslocados pela água;

Saponificação, aparecimento de manchas nas regiões pintadas, ocasionando destacamento e a degradação desta. Pode ocorrer também devido a alcalinidade do substrato, causados pela presença de eflorescência;

Desagregamento, é a destruição da pintura que se destaca da superfície, podendo até mesmo ocasionar a perda do reboco;

Bolhas, são causadas pela dificuldade de dissipação do vapor de água presente no substrato ou pela própria água ali contida;

Bolor, a presença de umidade nas tintas proporcionam boas condições para a proliferação de colônias de fungos e bactérias;

³ VERÇOZA, Enio J. **Impermeabilização na construção**. 2 ed. Porto Alegre: Sagra, 1987.



Destacamento, provocado pela reação dos sais das eflorescências o que prejudica a aderência das pinturas.

3. IMPERMEABILIZAÇÃO

O Instituto Brasileiro de Impermeabilização [12] define impermeabilização como uma técnica de aplicação de produtos específicos com o objetivo de proteger e garantir estanqueidade às diversas áreas de um imóvel contra ação de águas. A falta ou falha desse sistema provoca patologias que comprometem a vida útil e a estética da edificação, além de causar transtornos e desconforto aos usuários.

Deve-se ressaltar ainda o impacto financeiro relacionado à falta ou a inadequada execução de um projeto de impermeabilização. O custo de uma impermeabilização na construção civil pode ser estimado em 1% a 3% do custo total da obra. No entanto, caso tenha a necessidade de se proceder uma reimpermeabilização, devido a não eficiência da primeira, este custo poderá ser da ordem de 5% a 10% do custo da obra [13].

Assim, embora seja comum soluções impermeabilizantes serem deixadas como responsabilidade do construtor, para se evitar patologia relacionada a infiltração, um projeto de construção civil deve contemplar, além dos demais projetos, um Projeto de Impermeabilização[3].

Siqueira [14] classifica impermeabilização como rígida ou flexível de acordo com a solicitação imposta pelo fluido nas partes construtivas que requeiram a estanqueidade.

3.1 Sistemas rígidos

A impermeabilização rígida é aquela constituída por um conjunto de materiais ou produtos que não apresentam características de flexibilidade compatíveis e aplicáveis às partes construtivas não sujeitas à movimentação, ou seja, que possui baixa capacidade de absorver deformações [15].

De acordo com Siqueira [14], são tipos de impermeabilizantes rígidos:

3.1.1 Concreto impermeável

De acordo com Plá [13], o concreto impermeável é constituído de cimento, agregados, água e aditivos impermeabilizantes, que confere à mistura propriedades de coesão dos seus elementos, permitindo maior fechamento dos vazios existentes entre o cimento e os agregados. São esses aditivos químicos que incorporados à estrutura protegida e, com uma cura adequada, apresentam baixa porosidade e garantem grande estanqueidade [16].

3.1.2 Argamassa impermeável

Consiste em uma pasta com presença de aditivos impermeabilizantes, que após endurecida apresenta propriedades que proporcionam a redução da permeabilidade e da absorção capilar [13].

3.1.3 Cristalizantes

Composto por cimentos de pega ultrarrápida e produtos químicos que são adicionados ao cimento comum, promovem a impermeabilização de forma rápida ao entrarem em contato com a água de infiltração. Resistente à pressão negativa e são indicados para impermeabilização temporária, como contenção de infiltrações localizadas [17].

3.2 Sistemas flexíveis

São compostos por materiais maleáveis, asfálticos ou poliméricos sintéticos, por manterem continuidade nos movimentos que lhe são impostos, evitando o surgimento de fissuras, ranhuras ou outras falhas [13].

A impermeabilização flexível pode ser subdividida em dois tipos, membranas e mantas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3.2.1 Membranas

As membranas são sistemas impermeabilizantes moldadas no local, com ou sem armaduras. Segundo Cichinelli [18] as membranas exigem um rígido controle da aplicação, pois a espessura e a quantidade de produto aplicado por metro quadrado, interfere diretamente na eficiência desse tipo de sistema, sendo as falhas difíceis de serem visualizadas.

3.2.2 Mantas

Manta é um produto impermeável e fabricado industrialmente, no qual sua principal vantagem consiste na capacidade de absorver pequenas movimentações da base (substrato), mantendo a impermeabilização, sem que ocorram fissuras ou trincamentos ou perda de eficiência [19].

4. INSPEÇÃO

A análise e o estudo de um processo patológico deve permitir ao investigador a determinação, com rigor, da origem, do mecanismo e dos danos subsequentes, de forma que possa avaliar e concluir sobre as técnicas de recomendações mais eficazes. A denominação mais comum, para caracterizar este tipo de estudo, é a inspeção ou avaliação da estrutura [11].

Somente os casos mais complexos, que envolvem conhecimentos específicos, exigem especialistas em Patologia das Construções ou ainda especialistas em algum tipo de problema patológico.

4.1 Inspeção preliminar

Esta etapa consiste em obter informações para determinar a natureza e origem do problema, e também servir como base para um estudo mais detalhado.

O exame geral visual da estrutura deve permitir determinar se o problema se apresenta generalizada ou localizadamente. Deve-se realizar um exame diferenciado dos elementos, registrando os sinais aparentes de corrosão (manchas, extensão, grau de degradação, etc.), fissuras (localização, direção, dimensão, abertura, etc.), regiões de desprendimento de concreto com e sem exposição da armadura, degradação do concreto, assim como qualquer outra anomalia. A elaboração de um registro fotográfico amplo é muito importante [11].

4.2 Inspeção detalhada

Segundo Helene (1993⁴, *apud* TUTIKIAN e PACHECO, 2013) [11], a partir da inspeção preliminar, pode ser necessária uma averiguação mais criteriosa da estrutura. Isto vai depender da natureza das anomalias apresentadas e da experiência do analista. No final de uma inspeção detalhada devem ser disponibilizados todos os dados necessários à caracterização dos danos existentes, de forma a realizar um diagnóstico sobre o estado da estrutura, bem como prever o seu comportamento futuro.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O prédio da Universidade Federal de São João Del Rei- Campus Alto Paraopeba, passou por uma reforma e adaptação, possibilitando uma infraestrutura adequada para atender a demanda acadêmica e administrativa, com o objetivo de trazer maior conforto e comodidade aos usuários.

De acordo com o memorial descritivo desta reforma [10], para a confecção do contra piso, foi especificado a utilização de aditivo impermeabilizante. Nas instalações hidráulicas, foi especificado que as caixas de inspeção devem ser em concreto estrutural com aditivo impermeabilizante padrão sikal ou vedacit. Para a cobertura, houve a especificação de impermeabilização da laje das torres de acesso aplicando membrana do tipo AluBand, autoadesiva formada por adesivo de asfalto elastomérico, com alto poder de aderência.

⁴ Helene Paulo. **Contribuição ao estudo da corrosão em estruturas de concreto armado**. São Paulo, Universidade de São Paulo, 1993.

5.1 Manifestações patológicas

A seguir será apresentado as manifestações patológicas, referentes a umidade, encontradas através da inspeção, de cada pavilhão e torres de acesso da universidade, com a localização e a descrição que se apresentam, bem como a identificação das origens.

5.1.1 Patologias devido a umidade ascensional

A maior parte das patologias encontradas no Campus são passíveis desse tipo de infiltração, devido as características analisadas. A falta de impermeabilização ou a não renovação desta, são suas prováveis causas. A Figura 1 ilustra o descolamento do rodapé causado por este tipo de umidade presente no bloco 2.



• Figura 1. Descolamento cerâmico do rodapé.

As Figuras 3 e 4 ilustram bolhas provocadas por umidade ascensional presentes no bloco 3 e torre 4 respectivamente. As bolhas são causadas pela dificuldade de dissipação do vapor de água ascendente do solo, podendo ainda ocorrer o descolamento da pintura.



• Figura 2. Bolhas e descolamento da pintura



Figura 3. Bolhas na pintura

5.1.2 Patologias devido a umidade de infiltração

A Figura 5 apresenta manchas e possível corrosão da armadura da laje do banheiro feminino da torre 2.



Figura 4. Manchas e sinais de corrosão da armadura

A Figura 6 ilustra patologia encontrada na sala de aula 203 do bloco 6. Neste caso, a unidade possivelmente passou das áreas externas às internas por falhas na interface entre elementos construtivos, ocasionando tais manchas. O alto teor de umidade na parede propiciou boas condições para a proliferação de colônias de fungos e bactérias, como demonstrado na Figura 7.



Figura 6. Manchas na parede



Figura 7. Mofo na parte inferior da parede

Já a Figura 8 apresenta o fenômeno de saponificação, onde ocorre o destacamento da pintura, além de manchas.



Figura 5. Saponificação no teto da copa

O banheiro masculino da torre 2 apresenta a patologia demonstrada na Figura 9. A unidade degrada uma série de componentes de uma construção, com a infiltração da água, pode ocorrer a dissolução dos sais presentes nos materiais de construção, ocasionando o descolamento de peças cerâmicas.



Figura 6. Descolamento da cerâmica

A Figura 10 ilustra patologia no corredor do bloco 6. Neste caso, a umidade, possivelmente passou das áreas externas às internas por falhas na interface entre o plano de parede e a janela. O alto teor de umidade na parede propiciou boas condições para a proliferação de colônias de fungos e bactérias, além de ocasionar o desagregamento, caracterizado pela destruição da pintura que se esfarela e em seguida destaca-se da superfície.



Figura 7. Danos na parede do corredor

5.1.3 Patologias devido a umidade acidental

No banheiro feminino da torre 5, também é possível haver algum vazamento do sistema de tubulações devido a quantidade de água infiltrada que provoca gotejamentos e até mesmo estalactite, conforme Figura 11, independentes de ocorrências de chuvas.



Figura 8. Gotejamento e estalactite

A sala onde se encontra a copiadora, na torre 3, exibe destacamento da pintura, o aparecimento de bolhas e eflorescências como mostra a Figura 12. Tais problemas possivelmente se deve há algum vazamento nos sistemas de tubulações, ocasionando infiltração nas paredes, destruindo seu aspecto visual e trazendo desconforto aos usuários.



Figura 9. Paredes danificadas

5.2 Mapas de danos

Para mapear e localizar os problemas causados por umidade existentes no local foi necessária a utilização de um croqui do prédio analisado, a partir do qual elaborou-se os mapas de danos apresentados nas Figuras 13 e 14.

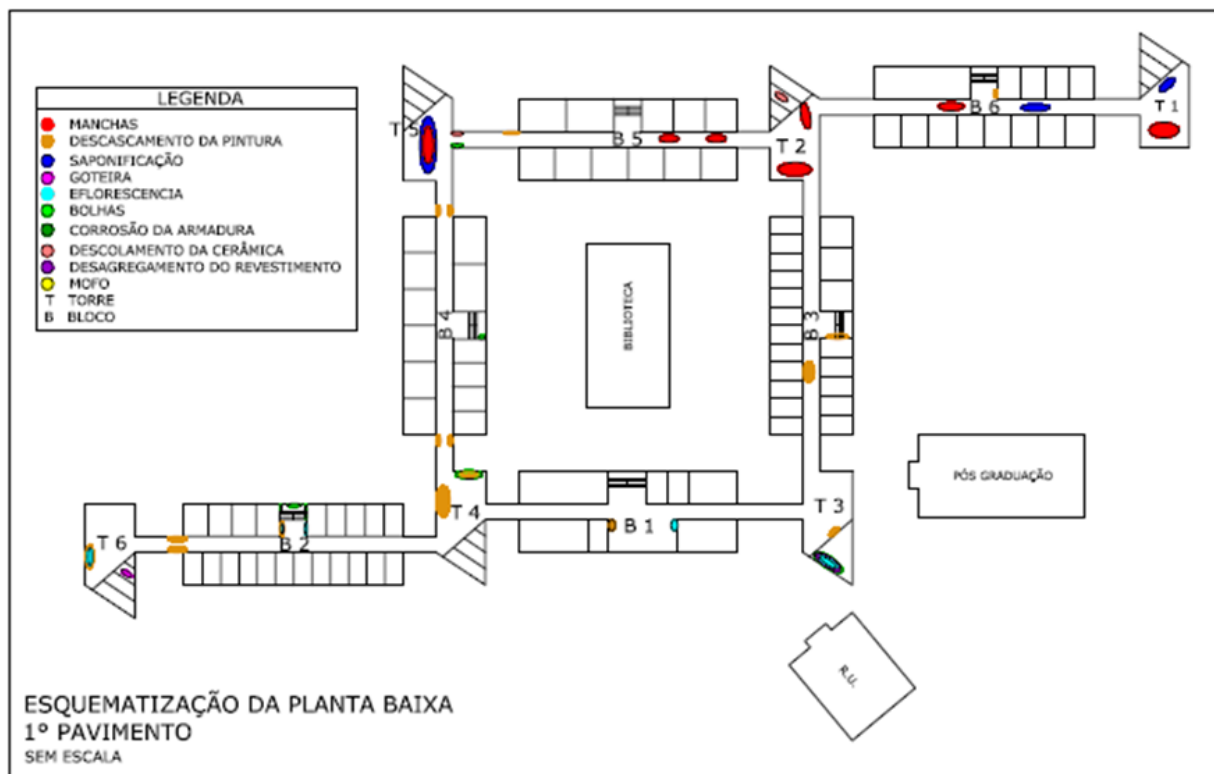


Figura 10. Esquemática da planta baixa 1º pavimento

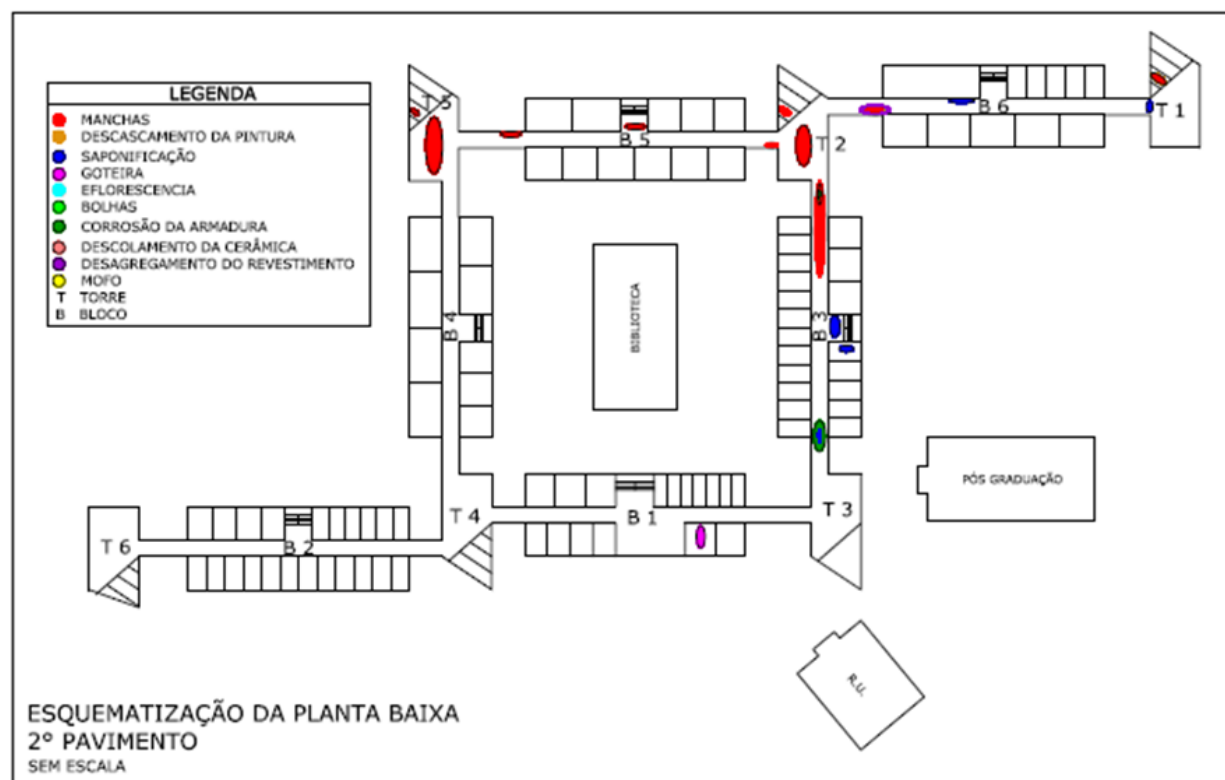


Figura 11. Esquemática da planta baixa 2º pavimento



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. CONCLUSÃO

Patologia ocasionada por umidade é muito comum nas construções e pode levar a danos nas estruturas como também comprometer o ambiente, gerando gastos para realização da recuperação, que poderiam ser evitados com a utilização de algumas medidas preventivas.

Uma medida preventiva adotada para conter as consequências da presença da umidade, é a utilização de impermeabilizantes. Logo, é necessário que os engenheiros tenham conhecimento dos mecanismos de infiltração em uma edificação, para que possam indicar os melhores tipos de impermeabilizantes de acordo com cada situação.

Pode-se perceber que a umidade ascensional foi a mais frequente no Campus, visto que ela é causada pela ascensão de água no solo por capilaridade, transmitido através dos elementos de fundação, daí a importância do conhecimento de métodos impermeabilizantes e sua aplicação desde o início da construção.

Não constatou-se patologia nos pisos da edificação, como destacamento ou bolor, o que pode ser justificado pela execução de impermeabilização dos mesmos, conforme a especificação de aditivos impermeabilizantes nos contrapisos do memorial descritivo das reformas. Já nas lajes das torres, foram encontrados alguns problemas ocasionados pela infiltração da água, mas no memorial descritivo, haviam especificações de impermeabilizantes para as mesmas.

Para se proceder a indicação de terapias a serem realizadas como medidas corretivas na eliminação dos problemas diagnosticados, de acordo com Tutikian; Pacheco [11], é necessário, a realização de um prognóstico, que contenha não somente tais medidas corretivas, como também as consequências que surgirão caso estas não sejam efetuadas.

5. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15757-1**: Edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] BRANCO, F. A.; PAULO, P.; GARRIDO, M. Boletim Técnico 04. **Vida Útil na Construção Civil**, México, 2013.
- [3] IBDA. Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura. **Fórum da construção**. Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br>>. Acesso em: 10 Mar. 2015.
- [4] OBIOL, Salvador (Coord.). **Moderno dicionário enciclopédico brasileiro**. 33^a ed. Curitiba. Editora educacional brasileira S.A. 1990.
- [5] PERES, Rosilena M. **Levantamento e identificação de manifestações patológicas em prédio histórico: um estudo de caso**. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- [6] QUERUZ, F. **Contribuição para identificação dos principais agentes e mecanismos de degradação em edificações da Vila Belga**. Santa Maria, Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- [7] LERSCH, Inês M. **Contribuição para a identificação dos principais fatores e mecanismos de degradação em edificações do patrimônio cultural de Porto Alegre**. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- [8] RIGHI, Geovane V. **Estudos dos sistemas de impermeabilização: patologias, prevenções e correções – análise de casos**. Santa Maria, Universidade Federal de Santa Maria, 2009.
- [9] SCHÖNARDIE, Clayton E. **Análise e tratamento das manifestações Patológicas por infiltração em edificações**. Ijuí, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2009.
- [10] UFSJ – Universidade Federal de São João Del-Rei. **Memorial descritivo: reforma pavilhões do Campus Avançado Alto Paraopeba – 3^a etapa**. São João Del Rei: UFSJ, 2006. Prefeitura de Campus.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [11] TUTIKIAN, Bernardo; PACHECO, Marcelo. **O que é Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil**. Boletim Técnico nº 01, Mérida, México: Alconpat Internacional, 2013.
- [12] IBI. Instituto Brasileiro de Impermeabilização. **O que é impermeabilização**. Disponível em: <<http://www.ibibrasil.org.br>>. Acesso em: 10 Mar. 2015.
- [13] PLÁ, Carlos F. O. **Impermeabilização e Isolamento**. Rio Grande do Sul. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Sul-Riograndense, 2010.
- [14] SIQUEIRA, Firmino. **Sistemas impermeabilizantes**. Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais, 2010.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9575: Impermeabilização – Seleção e projeto**. Rio de Janeiro, 2010.
- [16] FERREIRA, R. Conhecendo os impermeabilizantes. **Revista Equipe de Obra**. São Paulo, n.44, fev.2012.
- [17] CICHINELLI, G. Estanqueidade garantida: Conheça os sistemas de impermeabilização cimentícia e suas principais indicações de uso. **Revista Técnica**. São Paulo, n.189, jun.2012.
- [18] CICHINELLI, G. A evolução das membranas moldadas in loco. **Revista Técnica**. São Paulo, n.87, jun.2004. p. 32-34.
- [19] UEPG-DENGE. Departamento de engenharia civil da Universidade Estadual de Ponta Grossa. **Impermeabilização**. Ponta Grossa, [entre 1998 e 2002]. 19 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



PATOLOGIA EM SUBSISTEMA DE VEDAÇÃO EM PLACAS CIMENTÍCIAS – ESTUDO DE CASO

A.M. SILVA

Discente Engenharia Civil
PUC-GO
Goiás – Brasil
engcivil.matos@gmail.com

R.C. MATA

Professor Adjunto I
PUC-GO
Goiás – Brasil
rodrigo.c@pucgoias.edu.br

S.F. LIMA

Discente Engenharia Civil
PUC-GO
Goiás – Brasil
stenyo.eng@gmail.com

RESUMO

Atualmente tem-se destacado no mercado brasileiro o subsistema racionalizado de vedação denominado *Light Steel Frame* (LSF). Amplamente utilizado em outros países, sendo em alguns destes países com normativas técnicas consolidadas, o subsistema *LSF* apresenta vantagens em relação ao baixo valor de peso próprio além da racionalização do processo construtivo. Por outro lado, as principais desvantagens estão relacionadas às manifestações patológicas que podem ser diretamente relacionadas a má execução, sendo essa causada pela falta de normativas nacionais sobre o tema e também pela falta de manutenção preventiva em serviço dessas peças componentes da edificação. Destacam-se as não conformidades recorrentes como bolhas nas junções das placas cimentícias, manchas nas placas causadas pela ação da chuva, problemas na fixação dos elementos entre outras. Tais patologias podem ser oriundas pela má execução dos painéis ou ainda causadas por agentes externos, como por exemplo umidade excessiva e variação térmica. Este artigo apresenta um estudo de caso de uma obra, na qual foram executadas as paredes de vedação internas com o sistema *LSF*, em que antes mesmo da entrega da edificação concluída, foram apontadas diversas não conformidades executivas desse tipo de subsistema construtivo. Foram tomados como base os procedimentos de desempenho da ABNT NBR 15575 (2013) e os critérios de avaliação das não conformidades do Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia - IBAPE.

Palavras-chave: placas cimentícias, falhas construtivas, LSF.

ABSTRACT

Currently it has stood out in the Brazilian market the streamlined subsystem seal called *Light Steel Frame* (LSF). Widely used in other countries, and in some of these countries with consolidated technical regulations, the subsystem *LSF* has advantages over the low own newly weight value beyond rational constructive process. On the other hand, the main disadvantages are related to pathological manifestations which can be directly related to poor execution, this being caused by the lack of national regulations on the subject and also by the lack of preventive maintenance on these components of the service building parts. There are the non-recurring compliance as bubbles in the joints of cement slabs, spots on the plates caused by the action of rain, problems in fixing elements among others. Such conditions may be provided from the poor execution of the panels or caused by external agents, such as excessive moisture and thermal variation. This article presents a case study of a work, in which they performed the internal sealing walls with the *LSF* system, in which even before the delivery of the completed building, several were appointed non-executive compliance of such constructive subsystem. Were taken as the basis of the performance of procedures NBR 15575 (2013) and the evaluation criteria of non-compliance of the Brazilian Institute Reviews and Expert Engineering - IBAPE.

Keywords: cement board, construction fail, LSF.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Atualmente tem-se destacado no mercado brasileiro o subsistema racionalizado de vedação denominado *Light Steel Frame* (LSF). Amplamente utilizado em outros países, sendo em alguns destes países com normativas técnicas consolidadas, o subsistema *LSF* apresenta vantagens em relação ao baixo valor de peso próprio além da racionalização do processo construtivo. Por outro lado, as principais desvantagens estão relacionadas às manifestações patológicas que podem ser diretamente relacionadas a má execução, sendo essa causada pela falta de normativas nacionais sobre o tema e também pela falta de manutenção preventiva em serviço dessas peças componentes da edificação.

Este artigo apresenta um estudo de caso de uma obra, na qual foram executadas as paredes de vedação internas com o sistema *LSF*, em que antes mesmo da entrega da edificação concluída, foram apontadas diversas não conformidades executivas desse tipo de subsistema construtivo. Nos itens a seguir são apresentados os conceitos, instruções normativas além do estudo de caso que apontaram diversas não conformidades de desempenho do subsistema analisado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Placas Cimentícias, por definição, é toda chapa delgada que contém cimento Portland na sua composição principal é chamada de cimentícia [1]. As placas cimentícias surgiram na década de 1970, mas foi a partir do desenvolvimento do mercado de construção a seco que começaram a ser mais usadas no país [2].

As placas cimentícias são compostas por misturas de matérias de cimento Portland, fibras de celulose ou sintéticas e agregados, como areia, rochas e celulose em sua fabricação, e em muitos casos reproduzem, com altíssima fidelidade a madeira, as pedras e o concreto [3]. Os componentes cimentícios apresentam comportamento frágil e baixa capacidade de suporte de tensões de trações. As fibras incorporadas têm a função de melhorar as propriedades de resistências à tração destes componentes [4].

Estas são constituídas por uma camada de 16 a 36 mm de espessura de concreto leve (1400 kg/m^3), aditivadas com superplastificantes e matérias primas especiais que conferem características técnicas necessárias. A principal vantagem das placas cimentícias frente a outros materiais é a possibilidade de manutenção, onde através de resinas especiais, pode-se obter um produto renovado e/ou até mesmo mudar a cor do produto. Outra vantagem é o ponto de vista construtivo, onde o mesmo dispensa a queima e faz reaproveitamento dos materiais [3].

Assim podemos definir os materiais e agregados, já citados, para se ter uma rápida noção dos componentes das placas cimentícias. Iniciando pelo principal componente, o cimento Portland, têm-se as seguintes propriedades: é um material cerâmico que em contato com a água produz reação exotérmica que dará origem aos cristais responsáveis pela resistência do material. É o principal material de construção usado como aglomerante. Na forma de concreto, torna-se uma pedra artificial, que pode ganhar formas e volumes, de acordo com as necessidades. O cimento Portland é composto em sua maioria por um aluminato de cálcio e um silicato de cálcio [5].

Os agregados para a indústria de construção civil são os insumos minerais mais consumidos do mundo sendo que, 75% do consumo médio desses materiais foram de agregados para a construção civil [6]. O termo “agregado para construção civil” é empregado no Brasil para identificar um segmento do setor mineral que produz matéria-prima mineral bruta ou beneficiada de emprego imediato na indústria da construção civil. São basicamente a areia e rocha britada. O termo “emprego imediato na construção civil” – que consta da legislação mineral para definir uma classe de substâncias minerais – não é muito exato, já que nem sempre são usadas dessa forma. Muitas vezes entram em misturas - tais como o concreto e a argamassa – antes de serem empregadas na construção civil [7].

O gesso é produzido a partir da calcinação do mineral gipsita, material encontrado em abundância em toda a superfície terrestre, que é um sulfato de cálcio di-hidratado, e que apresenta um amplo e diversificado campo de utilizações [8]. Fibras de vidros são obtidas através de compostos químicos abundantes na natureza, com os quais é fabricado o próprio vidro. Para a produção das fibras de vidro, utiliza-se como matéria prima a areia, o calcário, o óxido de alumínio e o óxido de magnésio. Suas misturas em proporções ideais e adequadas e a fusão destes materiais dão origem aos diversos tipos de vidro e a fibras de vidro [9].

A fibra de vidro promove reforço tridimensional ao interceptar as fissuras, além de aumentar a resistência a impacto, reduzem a permeabilidade e podem substituir a tela de aço quando a mesma for usada para controle de redução plástica e não requer manutenção [10]. As fibras ampliam a capacidade de deformação do material e aumentam a sua

capacidade de suporte de carga, principalmente quando submetida a esforços de tração, flexo-tração e impacto [11]. A água é um elemento indispensável às reações químicas necessárias ao endurecimento das massas cimentícias. Entretanto a quantidade de água suficiente para permitir essas reações é bem menor que a necessária para conferir ao concreto uma plasticidade adequada à sua utilização, resultando num excesso de água que sobra dentro da sua massa. Depois que se evapora toda essa água excedente, não utilizada nas reações, o espaço que estava sendo ocupado por ela, dentro da massa de cimento, transforma-se em vazios capilares [12].

Assim utilizam-se aditivos para mistura líquida, onde a justificativa para o uso dos aditivos na fabricação de concreto está relacionada ao fato de que esse material tem como função principal a mudança das propriedades do concreto, tornando-se mais adequado ao manuseio, gerando economia e reduzindo o gasto energético [12].

2.1. Conceituação de juntas

A junta é o elemento formado pela adjacência de partes de dois ou mais produtos componentes ou conjuntos, que deve mantê-los juntos, fixados ou unidos uns aos outros com ou sem o uso de um produto de união [13].

2.1.1 A junta entre placas cimentícias

A junta entre as placas cimentícias é um dos principais gargalos para a difusão da tecnologia de produção de vedações com placas cimentícias. Nas alternativas em que se apresentam como elementos distintos da vedação devem proporcionar um resultado visualmente agradável. Além destes requisitos visuais, são elementos encarregados de desempenhar funções críticas que contribuem para funcionalidade e durabilidade da vedação. Um exemplo são as juntas que devem ser responsáveis pela estanqueidade do parâmetro e ao mesmo tempo absorver as variações dimensionais destas placas cimentícias [13].

2.1.2 Juntas Invisíveis

A produção de uma junta invisível é resultante do preenchimento do espaço entre placas com material que se molde à variação de formatos e dimensões desses vãos, que possam aderir à superfície da borda destas placas e que resultem em uma textura similar a que a placa possui. A aderência à superfície da borda deve suportar as tensões decorrentes da variação dimensional, e da variação de dilatação entre os materiais que os constituem. Além disto, o material empregado deve resistir à exposição sobre condições atmosféricas [13].

2.1.3 Processo de execução de juntas invisíveis com massa cimentícia

O processo de execução da junta compreenderia as seguintes etapas, ilustradas na Figura 1:

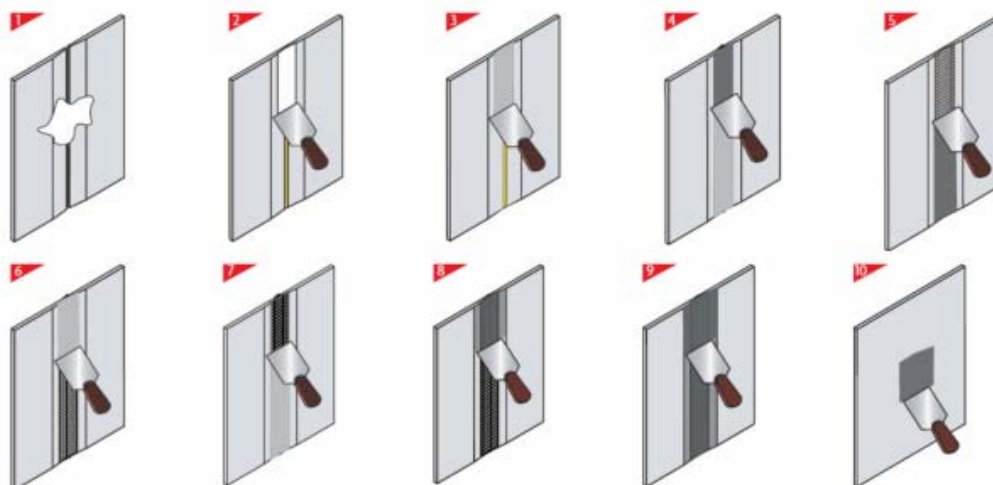


Figura 1 – Sequencia de execução da junta com massa cimentícia [14].

A sequência de execução se dará de acordo com as descrições a seguir [14]:

1. Limpeza do vão para a realização da junta;
2. Preenchimento do vão entre as placas com massa cimentícia e espera de 6 horas;
3. Reaplicação da massa cimentícia sobre o vão entre placas e espera por 4 horas;
4. Recobrimento de todo o vão com uma faixa de massa com largura de 5cm
5. Colocação da tela com 5 cm de largura sobre todo o vão;
6. Recobrimento da tela de 5 cm com uma camada de massa com 10 cm de largura;
7. Colocação da tela de 10 cm de largura sobre a junta
8. Recobrimento da tela de 10 cm, nivelamento da superfície e espera por 24 horas;
9. Recolocação de massa onde ocorreu o aparecimento de trincas;
10. Lixamento da superfície para homogeneização da textura.

O encontro alinhado das juntas NÃO pode coincidir com o alinhamento das portas ou janelas, como na Figura 2 [14]:

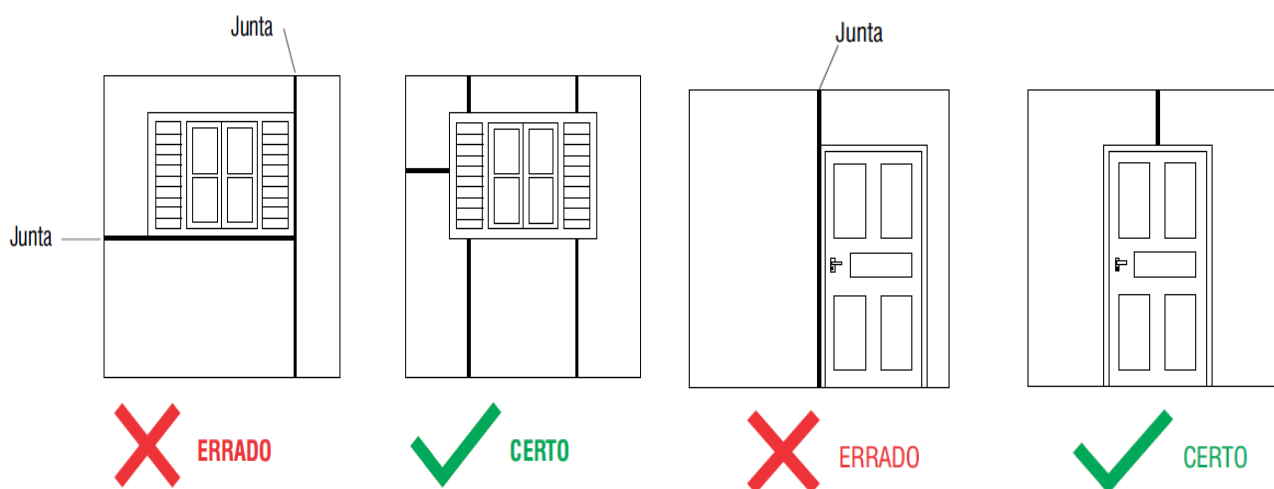


Figura 2 – Fixação de Portas e Janelas [14].

2.2. Patologias recorrentes no processo construtivo

As patologias construtivas interferem, diretamente, no desempenho de uma construção. Podemos definir como patologia “desvio em relação ao que é próprio ou adequado ou em relação ao que é considerado como o estado normal de uma coisa inanimada ou imaterial”. Deste modo, qualquer interferência do meio na construção que prejudique seu desempenho esperado pode ser tratada como patologia [15].

Muitas são as causas dessas patologias. No entanto, grande parte das patologias construtivas e dos problemas executivos é devida à deficiência de projeto e de planejamento do processo de produção. No caso do LSF, por se tratar de um método construtivo altamente industrializado, quando comparado a métodos mais usuais como o da alvenaria convencional, os níveis de precisão na execução são elevados; crescendo a preocupação com a boa qualificação da mão de obra. Sendo assim, de antemão pode-se afirmar que grande parte destas patologias está relacionada às deficiências de execução do sistema LSF. Dentre as inúmeras patologias existentes do sistema LSF, relacionadas ao uso de placas cimentícias, encontram-se as bolhas nas junções das placas cimentícias, a diferença de prumo na estrutura, a má qualidade do acabamento das placas de fachada, as manchas nas placas causadas pela ação da chuva, os problemas na fixação dos elementos devido à aplicação incorreta de proteção passiva contra incêndio e selante adesivo nas juntas entre placas e por fim, a fissuração na junta entre as placas [16].

Esta última, de interesse neste trabalho, aliada à própria fissuração no corpo da chapa com, inclusive, possibilidade de destacamento das mesmas, pode ser colocada como a de maior ocorrência no sistema LSF [17]. Fissurações podem vir a configurar patologias, ou simplesmente causar um desconforto visual para os usuários. De qualquer maneira, tal problema é decorrente da movimentação existente entre as placas cimentícias, causada pela variação de temperatura que resulta na dilatação e contração destas. Para a prevenção das fissuras, alguns cuidados devem ser tomados com as juntas existentes entre as placas cimentícias. São os chamados “tratamentos de junta”, que quando executados de maneira inadequada podem ser os responsáveis pelo surgimento da patologia em questão. A junta pode se apresentar de duas

formas: a junta aparente e a junta invisível. No caso de juntas aparentes, a aplicação de perfis ou selantes elastoméricos destacam visualmente a junta, e podem ser a melhor alternativa no caso de placas que possuem o coeficiente de variação dimensional muito alto [17].

3. METODOLOGIA

O presente trabalho realizará um estudo de caso apontando as possíveis falhas construtivas evidenciando através de imagens e utilizando os procedimentos de vistoria e perícia de acordo com as instruções normativas do Instituto Brasileiro de Perícias – IBAPE [18]. Na Tabela 1 são apresentados os níveis de inspeção de acordo com o IBAPE [18].

Tabela 1 – Níveis de Inspeção IBAPE

Nível I	Nível II	Nível III
Identificação de anomalias e falhas aparentes	Nível I + uso de equipamentos bem como análise de documentos	Nível II + auditoria Técnica e orientações para melhorias dos procedimentos de manutenção

O nível proposto para o estudo de caso será o Nível I [18].

3.1 Procedimentos de vistoria

3.1.1 - Nível de Inspeção

Segundo a Norma de Inspeção Predial [18] a inspeção predial poderá ser classificada de acordo com o nível pretendido do inspetor e da finalidade da mesma. O nível da inspeção utilizada foi o nível um. Abaixo a descrição no nível um. “Identificação das anomalias e falhas aparentes, elaborada por profissional habilitado”.

3.1.2 – Verificação da Documentação

Foram verificados todos os projetos executivos da edificação (documentação técnica). Com base nesses projetos, foi feito o planejamento de verificação dos componentes civis da edificação, limitando a inspeção na área comum da edificação.

3.1.3 – Vistoria Predial – Não Conformidades

A seguir serão apresentadas evidências fotográficas que atestam diversas não-conformidades. Para devidas análises serão utilizadas as classificações das anomalias e falhas da instrução normativa de inspeção predial [18], nas quais são identificadas e esclarecidas abaixo:

a) Anomalias (ver Tabela 2):

As anomalias podem ser classificadas em:

- Endógenas: Originária da própria edificação (projeto, materiais e execução);
- Exógenas: Originária de fatores externos a edificação, provocados por terceiros;
- Natural: Originária de Fenômenos da natureza (previsíveis, imprevisíveis);
- Funcional: Originária do uso.

Tabela 2 – Anomalias

Endógenas	Exógena	Natural	Funcional
Originária da própria edificação	Fatores externos, provocados por terceiros	Fenômenos da Natureza	Uso inadequado da edificação

b) Falhas (ver Tabela 3):

As falhas podem ser classificadas em:

- De planejamento: Decorrentes de falhas de procedimentos e especificações inadequados do plano de manutenção, sem aderência a questões técnicas, de uso, de operação, de exposição ambiental e, principalmente, de confiabilidade e disponibilidade das instalações, consoante a estratégia de Manutenção. Além dos aspectos de concepção do plano, há falhas relacionadas às periodicidades de execução;
- De Execução: Associada às manutenções provenientes de falhas causadas pela execução inadequada de procedimentos e atividades do plano de manutenção, incluindo o uso inadequado de materiais;



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Operacionais: Relativa aos procedimentos inadequados de registros, controles, rondas e demais atividades pertinentes;
- Gerenciais: Decorrentes da falta de Controle de qualidade dos serviços de manutenção, bem como da falta de acompanhamento de custos da mesma.

Tabela 3 - Falhas

Planejamento	Execução	Operacionais	Gerenciais
Procedimentos e especificações inadequadas	Execução inadequada, uso de materiais inadequados	Procedimentos de Controles Inadequados	Falta de Controle da Qualidade dos serviços

c) Grau de risco (ver Tabela 4):

Segundo a instituição normativa do IBAPE/SP (2011) a classificação quanto ao grau de risco de uma anomalia ou falha deve sempre ser fundamentada, considerando os limites e os níveis da Inspeção Predial realizada, sendo o mesmo classificados em:

- Crítico: Relativo ao risco que pode provocar danos contra a saúde e segurança das pessoas e/ou meio ambiente, perda excessiva de desempenho causando possíveis paralisações, aumento de custo, comprometimento sensível de vida útil e desvalorização acentuada, recomendando intervenção imediata;
- Regular: Relativo ao risco que pode provocar a perda de funcionalidade sem prejuízo à operação direta de sistemas, perda pontual de desempenho (possibilidade de recuperação), deterioração precoce e pequena desvalorização, recomendando programação e intervenção a curto prazo;
- Mínimo: Relativo a pequenos prejuízos à estética ou atividade programável e planejada, sem incidência ou sem a probabilidade de ocorrência dos riscos críticos e regulares, além de baixo ou nenhum comprometimento de valor imobiliário; recomendado programação e intervenção a médio prazo.

Tabela 4 – Grau de Risco

Crítico	Regular	Mínimo
Intervenção Imediata	Intervenção Curto prazo	Intervenção Médio prazo

Com o objetivo de destacar o grau de risco das patologias, propõe a classificação do grau de risco de acordo com as cores apresentadas na Tabela 4.

4. ESTUDO DE CASO

A seguir, são apresentadas figuras que destacam as patologias encontradas nos painéis de *LSF* da edificação em estudo.

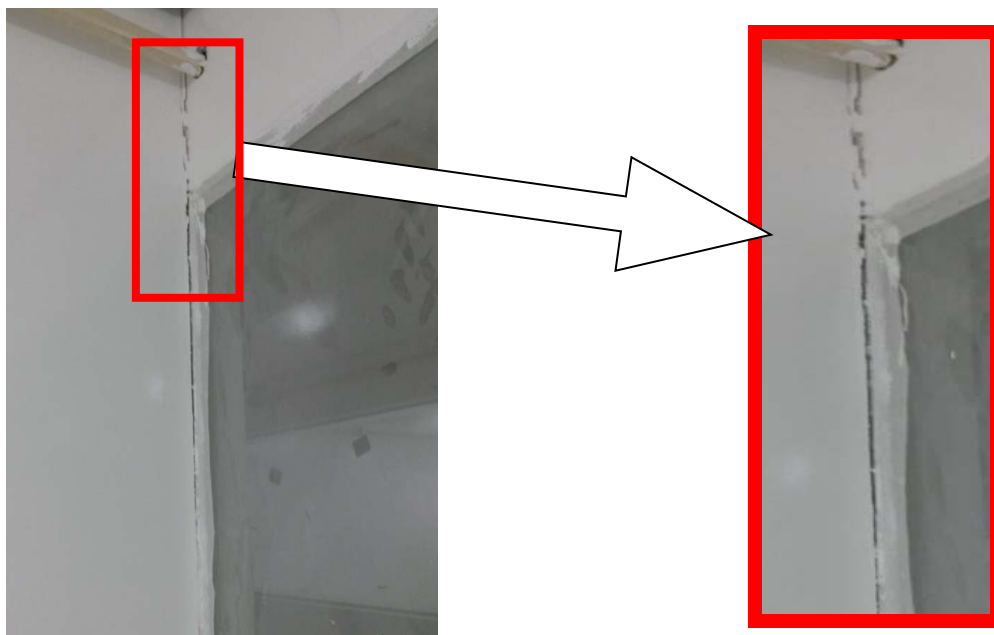


Figura 1 – Patologia na região de encontro entre a estrutura de concreto armado (pilar) e o painel de LSF.

Na Figura 1, destaca-se a patologia na região de ligação entre o pilar de concreto armado e o painel de LSF. Essa anomalia é causada devido ao comportamento mecânico distinto entre dois materiais (concreto armado e estrutura mista do LSF). Pode-se classificar a anomalia de acordo com os procedimentos do IBAPE [18] de acordo com a Tabela 5 a seguir.

Tabela 5 – Avaliação da anomalia apresentada na Figura 1.

Anomalia	Classificação	Falha	Grau de risco
<i>Fissuração na região da ligação pilar/painel de LSF</i>	<i>Endógena</i>	<i>Execução</i>	Regular

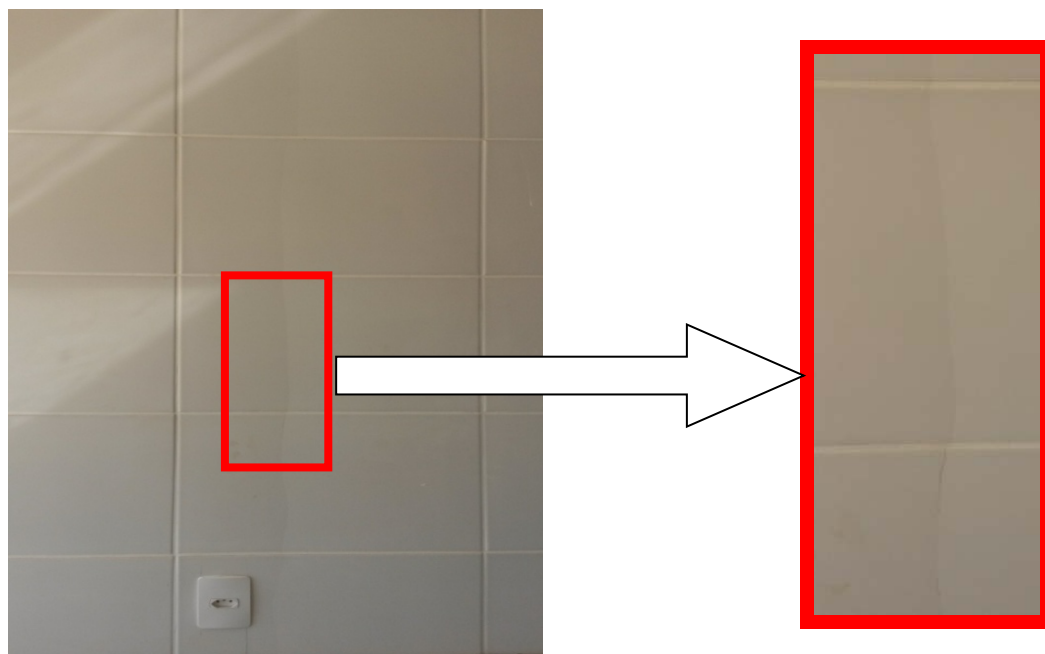


Figura 2 – Patologia na cerâmica assentada sob o painel de LSF.

Na Figura 2, destaca-se a patologia no revestimento cerâmico assentado diretamente sob o painel de *LSF*. Essa anomalia é causada devida a movimentação dos painéis na região da junta entre placas cimentícias. Pode-se classificar a anomalia de acordo com os procedimentos do IBAPE [18] de acordo com a Tabela 6 a seguir.

Tabela 6 – Avaliação da anomalia apresentada na Figura 2.

Anomalia	Classificação	Falha	Grau de risco
<i>Fissuração na região de encontro entre as placas cimentícias dos painéis.</i>	<i>Endógena</i>	<i>Execução</i>	Regular



Figura 3 – Patologia na junta de porta.

Na Figura 3, destaca-se a patologia no canto superior direito da abertura de porta. O encontro alinhado das juntas não pode coincidir com o alinhamento das portas ou janelas, não atendendo o procedimento apresentado na Figura 2. Pode-se classificar a anomalia de acordo com os procedimentos do IBAPE [18] de acordo com a Tabela 7 a seguir.

Tabela 7 – Avaliação da anomalia apresentada na Figura 3.

Anomalia	Classificação	Falha	Grau de risco
<i>Fissuração na região da junta das placas coincidindo com a junta da porta</i>	<i>Endógena</i>	<i>Execução</i>	Regular

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O sistema *LSF* tem como vantagens um processo construtivo rápido, racional e um baixo peso próprio em relação ao sistema convencional de alvenaria, entretanto manifestações patológicas que podem estar diretamente relacionadas à má prática fora dos procedimentos executivos recomendados pelos fabricantes e outras instruções normativas. Conforme apresentado no estudo de caso, foi possível observar que existem várias não conformidades nos painéis analisados, dentre eles fissuras localizadas nas juntas entre painéis de placa cimentícia, errônea modulação das placas favorecendo a concentração de tensão em cantos de aberturas, além de não possibilitar o acabamento dos painéis para posterior pintura. Ressalta-se que as falhas construtivas encontradas não detém risco crítico, conforme IBAPE [18], mas não atende os requisitos mínimos de desempenhos descritos na ABNT NBR 15575-4 [19] nas quais descrevem os requisitos



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



para os sistemas de vedações. Finalmente, destaca-se que não há instruções normativas nacionais sobre projetos e execução de sistemas em *LSF*, na qual dificulta a utilização do sistema com todo seu potencial técnico e econômico.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Loturgo, B. “Chapas cimentícias são alternativas rápidas para o uso interno e externo”. *Revista TECHNE*, São Paulo: PINI, ano 11. nº 79, Out. 2003, p. 62-66.
- [2] CICHINELL, G. “Parede ou Vedação”. *Revista TECHNE*, São Paulo: PINI, ano 15. Nº 128, Nov. 2007, p. 52-57.
- [3] FRANCO, L. S. “Emprego de telas metálicas soldadas em alvenarias de vedação”. USP. *Revista TECHNE*, São Paulo: PINI, ano 16. Nº136. 2008.
- [4] IKAI, S. *et al.* “Asbestosfreetechnology with new high toughness polypropylene (PP) fibers in air cured Hatschek process”. *Construction and Building Materials*. vol 24, 2011, p. 171-180.
- [5] VLACK, L. H. V. “Propriedades dos materiais cerâmicos”. *Ceramic Materials*, São Paulo: Ed. Edgard Blucher. 1973.
- [6] VALVERDE, F. M. “Agregados para a construção civil”. *Sumário mineral brasileiro 2002*. Brasília. Departamento Nacional de Produção Mineral, 2002. Disponível em: <http://www.dnpm.gov.br/suma2002>. Acessado em 17 de outubro de 2015.
- [7] NETO, C. S. “A Importância dos Conceitos Tecnológicos na Seleção dos Agregados para Argamassas e Concretos”. *Revista Areia & Brita*. EMC Editores; nº 12; 2010, pg 26 e 27.
- [8] Associação Brasileira de Norma Técnicas. NBR 12.129. “Determinação das propriedades mecânicas”. *Gesso para construção*. Rio de Janeiro, 1991.
- [9] FIBERTEX. *Louveira Produtos Têxteis*. Disponível em: <http://www.fibertex.com.br/constcivil.htm>. Acesso em 16 de outubro de 2015.
- [10] REIS & REIS INDUSTRIA E COMERCIO Ltda. *Fibras de Vidro*. Disponível em: <http://www.reisereis.com.br>. Acesso em 16 de outubro de 2015.
- [11] MANO, E. B. “Introdução a Polímeros”. Ed. Edgard Blücher Ltda. 2005, p. 5.
- [12] BENATTI, J. C. *et al.* “Permeabilidade em Placas”. *Permeabilidade de Concretos com Diferentes Relações de A/C*. Unicamp, 2007.
- [13] MARTIN, B. *Join in Building*. Editora George Godwin limited, Granbretanha, 1977, 226p.
- [14] BRASILIT. “A placa Cimentícia Impermeabilizada”. *Brasiplac Plus*. Brasil, 2008, 32p.
- [15] HOUAISS, A. “Manual Tratamento de Juntas”, *Decorlit*, edição 1, agosto/2010.
- [16] SALES, U. C. *et al.* “Mapeamento de Problemas na Construção Industrializada em Aço”. 2001.
- [17] FREITAS, A. M. S. *et al.* “Arquitetura”. *Steel Framing*. Rio de Janeiro: IBS / CBCA, 2006.
- [18] INSTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA DE SÃO PAULO. Norma de Inspeção Predial. São Paulo, 2011.
- [19] Associação Brasileira de Norma Técnicas. NBR 15575-4: Desempenho das edificações – Requisitos para os sistemas de vedações verticais. Rio de Janeiro, 2013.



**PATRIMÔNIO HISTÓRICO DA CIDADE DE SOBRAL-CE: INTERVENÇÕES REALIZADAS
NO TEATRO SÃO JOÃO**

**E. PAULUS MORAES
GUERRA**
Prof. Msc
Engenharia Civil
UVA
ederpaulus@yahoo.com.br

H. ZEDNIK
Prof. Dra
Pedagoga
UFRGS
herik.zednik@ufrgs.br

**J. L. L. DE
VASCONCELOS
FILHO**
Aluno de Graduação
Engenharia Civil
UVA
joseleonezio@gmail.com

R. AGUIAR NETO
Aluno de Graduação
Engenharia Civil
UVA
raimundo.engcivil@hotmail.com

RESUMO

A cidade de Sobral mantém preservado sítio histórico composto de 2.500 edificações tombadas, a maioria contida numa área de aproximadamente 1,484 km². Dentre as diversas edificações situadas na área tombada está o Teatro São João, construído entre 1875 e 1880 e tombado pelo Estado do Ceará através do decreto nº 16237-1983 e posteriormente pelo Instituto do Patrimônio Artístico e Histórico Nacional (IPHAN), a edificação é referência na cidade por sua beleza e riqueza arquitetônica, com uma fachada que indica o grau de erudição artística da época. O objetivo geral deste trabalho foi realizar levantamento bibliográfico e documental a respeito das intervenções realizadas no Teatro São João e a avaliar o atual estado de conservação deste. Enquanto os objetivos específicos foram abordar os principais aspectos referentes ao patrimônio histórico da cidade de Sobral e do seu processo de tombamento. A metodologia utilizada baseou-se em pesquisas bibliográficas e documentais, que abordavam as principais intervenções, incluindo registros fotográficos realizados à época da intervenção no ano de 2003, além da utilização de câmera fotográfica e fissurômetro. O processo de tombamento em Sobral levou em consideração o valor artístico e arquitetônico das edificações e os traços e complexos históricos relativos à dinâmica funcional e morfológica atual dos espaços sociais. A edificação foi submetida a 04 (quatro) intervenções, durante os anos de 1875 a 1885, 1940, 1973 e 2003, com diferentes objetivos e procedimentos, de modo que atualmente o pavimento subterrâneo apresenta estado de conservação que compromete a segurança estrutural e à estética da edificação.

Palavras-chave: Conservação. Intervenções. Patrimônio Histórico. Sobral. Teatro São João.

ABSTRACT

The city of Sobral maintains preserved historic site composed of 2,500 buildings protected by law, the majority contained in an area of approximately 1,484 km². Among the various buildings located in the area preserved by law there the São João theatre, built between 1875-1880 and protected by law by the Ceará State through Decree Nº. 16237-1983 later by Instituto do Patrimônio Artístico e Histórico Nacional (IPHAN), the building is a reference in the city for its beauty and architectural wealth. with a facade that indicates the degree artistic erudite of the time. The general objective of this study was realize search bibliographic and documentary about interventions on the São João Theatre and assess the current state of conservation of this. While the specific objectives were to approach the main aspects related to the historical heritage of the city of Sobral and its protection process of the buildings by law. The methodology used was based on bibliographical and documentary research, which addressed the main interventions, including photographic records made at the time of intervention in 2003, besides the use of photographic camera and fissurometer. The process of protection by law in Sobral took into account the artistic and architectural value of the buildings complex historical traces relative to the current functional and morphological dynamics of social spaces. The building was subjected to 04 (four) interventions during the years 1875-1885, 1940, 1973 and 2003 with different objectives and procedures, so that currently the underground floor has conservation status that compromises the structural safety and the aesthetics of the building.

Key-words: Conservation. Historical heritage. Interventions. Sobral. Theater São João.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A cidade de Sobral, localizada na zona norte do Estado do Ceará, detém um valioso Patrimônio Histórico composto de um conjunto arquitetônico e urbanístico que abrange uma área que se estende desde a margem esquerda do rio Acaraú à Rua Coronel Mont'Alverne, na região central da cidade. Essa área é limitada por uma poligonal imaginária que guarda os equipamentos que dão forma ao conjunto urbanístico do centro dessa cidade.

Considerar uma edificação como uma construção que necessita de estudo e conservação é afirmar que a mesma representa um testemunho histórico de valor cultural e instrumento balizador das ações de preservação e conservação exercidas pelos agentes responsáveis pela gestão urbana. Tradicionalmente, o processo de tombamento conferiu preferência às edificações do período colonial justificadas pelo plano urbanístico da cidade. [1]

A elaboração de um plano de ação para restauro de uma edificação deve estar vinculada à realização de: levantamento arquitetônico, mapeamento dos danos e proposta de restauro. Existem inúmeras dificuldades em realizar-se uma proposta de intervenção em edificações históricas, como o desconhecimento dos materiais utilizados na época da construção e das técnicas construtivas utilizadas, portanto, é comum a manutenção das fachadas e destruição total do seu interior. Outro fator a ser considerado é que intervenções sem planejamento ou utilização da técnica inadequada podem levar ao aparecimento de inúmeras manifestações patológicas, causando danos ao edifício. [2, 3, 4]

No Brasil, é comum existirem intervenções irregulares e danosas às edificações, sendo de extrema importância a adoção de estratégia de conservação dos imóveis tombados pelo IPHAN aliado ao estímulo do setor privado à preservação do patrimônio e incentivo institucional aos municípios. [1]

O tema desse trabalho apresenta relevância significativa. Abordar os aspectos referentes à preservação do patrimônio histórico, seja edificações, esculturas ou área preservadas, como é o caso de Sobral, é de suma importância visto que muitas edificações podem sofrer descaracterização do seu partido arquitetônico original e ter comprometido o estado de conservação. Nesse sentido, optou-se apresentar o Teatro São João, pois ao longo do tempo ele passou por modificações significativas resultando em posteriores intervenções para recuperar seu aspecto original.

O presente estudo tem como objetivo geral realizar levantamento bibliográfico e documental a respeito das intervenções empreendidas no Teatro São João e, ao mesmo tempo, avaliar o atual estado de conservação deste. Enquanto os objetivos específicos é abordar os principais aspectos referentes ao patrimônio histórico da cidade de Sobral e do seu processo de tombamento. Para isso foram realizados levantamentos de datas e fatos relevantes à pesquisa. Ao final, espera-se que o presente artigo seja um instrumento de pesquisa para futuros trabalhos e que auxilie os responsáveis pelas edificações na adoção de futuras intervenções, de modo a preservar o partido arquitetônico original dessa edificação.

A metodologia utilizada para a realização do presente trabalho baseou-se em pesquisas bibliográficas e documentais. Foram analisados inventários de bens e registros históricos realizados nas diferentes épocas das intervenções construtivas do Teatro São João. Além disso, foram utilizados câmera fotográfica e fissurômetro para medição de trincas e fissuras em diferentes partes do teatro. Para fins de análise do atual estado de conservação, a edificação foi dividida em área externa, pavimento térreo e pavimento subterrâneo, de modo a facilitar a inspeção visual.

2. PATRIMÔNIO HISTÓRICO

A Carta de Veneza de Maio de 1964, importante documento aprovado pelo Segundo Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos dos Monumentos Históricos, define a noção de monumento histórico da seguinte forma:

A noção de monumento histórico compreende a criação arquitetônica isolada, bem como o sítio urbano ou rural que dá testemunho de uma civilização particular, de uma evolução significativa ou de um acontecimento histórico. Estende-se não só às grandes criações, mas também às obras modestas, que tenham adquirido, com o tempo, uma significação cultural. [5]

Em outras palavras, podemos definir patrimônio histórico como sendo “[...] toda aquela edificação ou área urbana que representa a história dos estilos e manifestações arquitetônicas importantes para a construção de uma imagem que caracteriza uma identidade cultural do lugar.” [6]



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Tendo em vista que patrimônio histórico representa uma fonte rica de informações sobre o crescimento de um meio urbano ou rural, dando evidências de suas evoluções no decorrer do tempo, faz-se importante à preservação do mesmo, buscando manter suas características físicas que revelam traços da época em que ele foi construído. E um dos instrumentos que os órgãos públicos possuem para atingir esse objetivo é o tombamento. Assim, “[...] o tombamento é um ato administrativo, realizado pelo poder Público, a fim de preservar bens de valor histórico, cultural, arquitetônico, ambiental e afetivo impedindo que sejam descaracterizados ou destruídos.” [3]

Um importante marco que contribuiu para consciência de preservação de edificações de interesse histórico ou artístico das diversas nações foi a Carta de Atenas de Outubro de 1931 elaborada durante o I Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos em Monumentos. Abordaram-se nesse evento a importância da educação no que tange o resguardo de bens históricos, as técnicas e medidas de conservação que deveriam ser tomadas por cada Estado, ponderando sobre os interesses públicos e particulares.

Em Maio de 1964, um novo documento é aprovado, a Carta de Veneza, durante o II Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos em Monumentos Históricos. Em razão de seus objetivos, tem-se como base a Carta de Atenas, a qual se ressalta:

Ao dar uma primeira forma a esses princípios fundamentais, a Carta de Atenas de 1931 contribuiu para a propagação de um amplo movimento internacional que se traduziu principalmente em documentos nacionais, na atividade de ICOM e da UNESCO e na criação, por esta última, do Centro Internacional de Estudos para a Conservação e Restauração dos Bens Culturais. A sensibilidade e o espírito crítico se dirigem para problemas cada vez mais complexos e diversificados. Agora é chegado o momento de **reexaminar os princípios da Carta para aprofundá-las e dotá-las de um alcance maior em um novo documento.** [5] (grifo nosso)

No Brasil, a preocupação com a conservação dos patrimônios históricos ficou mais evidente a partir de 1936, quando se elaborou, com a colaboração de Carlos Drummond de Andrade e Manuel Bandeira, políticas específicas direcionadas aos órgãos que objetivavam a preservação da cultura. Nesse contexto, técnicos foram preparados e os tombamentos foram realizados, possibilitando que algumas edificações históricas apresentem estado atual de conservação semelhante ao original. Ressalta-se que a participação, nesse processo, do Serviço de Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (SPHAN), atualmente IPHAN, responsável pela identificação, catalogação e conservação da história brasileira, inclusive sítios e bens móveis e imóveis.

2.1 Intervenções em edificações históricas

O estado de degradação e os objetivos implícitos nas intervenções envolvem inúmeros processos como manutenção, conservação, reabilitação e reconstrução. A manutenção de um edifício está relacionada com as ações realizadas rotineiramente para manter a edificação no estado próximo ao original. O conceito de conservação está relacionado com o estado e não com a atividade em si, remetendo a ações de segurança frente aos acidentes históricos e à proteção e reabilitação ativa. Reabilitação está associada a ações de garantia da sobrevivência e preservação futura da edificação, não se enquadrando os casos de demolição total do interior da edificação e manutenção das fachadas. A reconstrução remete à ideia de reconstrução do desenho ou concepção baseado em documentos ou evidências com reposição parcial ou total dos elementos da edificação. [4]

A preservação do patrimônio histórico pode ser realizada a partir do método romântico, arqueológico, histórico e científico. O método romântico procede-se quando não há registros históricos e as edificações são recuperadas e revitalizadas com fidelidade e saudosismo. O método arqueológico proíbe a reconstrução, exceto que se utilize de métodos e materiais originais. O método histórico fundamenta-se na ideia de que o edifício deve ser recuperado de forma fidedigna, com uso de documentação e sem alteração do local da área construída e de seu espaço volumétrico. O método de preservação científica é baseado em dados arqueológicos e documentos históricos, no qual há intervenção na edificação, permitindo uma nova utilização, desde que seja mantido o partido da mesma. [8]

As intervenções realizadas numa determinada estrutura sempre devem ser realizadas com o cálculo estrutural, e pode estar destinada a alterar o uso da edificação (caso em que haverá um aumento na carga de utilização) ou em decorrência de danos à estrutura. De maneira geral, uma estrutura deve apresentar condições mínimas de segurança, funcionalidade



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



e estética em função das ações e das influências ambientais que venham a atuar sobre a mesma durante a sua vida útil. Muitas vezes determinado material não apresenta as propriedades esperadas, em condições normais de uso, verifica-se a perda ou queda de desempenho de um elemento ou conjunto estrutural e de suas instalações, apresentando manifestações patológicas e consequentes danos a tal ponto de a continuação do uso e possíveis reparos são considerados inseguros ou antieconômicos. As manifestações patológicas existentes numa estrutura podem ser de diversos tipos, como problemas relacionados à umidade, trincas e fissuras, manifestações no revestimento e corrosão. [9, 10, 11, 12]

De acordo com [12], na execução de um reforço de estruturas devem ser realizados procedimentos básicos, tais como: definição das peças que deverão receber reforço, seguido de reconstituição ou aumento das características geométricas, de resistência e desempenho; indicação do uso de escoramento; estabelecimento do grau de segurança em que se encontra a estrutura antes, durante e depois da execução do reforço; definição da técnica construtiva a ser realizada e dos custos envolvidos.

2.2 Sítio histórico de Sobral

A cidade de Sobral, localizada no Interior do Ceará destaca-se pelos prédios históricos ao longo do centro comercial. Essa área, que alguns autores o denominam de Centro Histórico de Sobral, é composta por inúmeros imóveis e espaços públicos que foram considerados Monumento Nacional. Ao todo, são mais de 2.500 imóveis e espaços públicos reconhecidos através de tombamento de iniciativa do IPHAN no ano 2000, distribuídos em duas áreas: o sítio histórico de Sobral, localizado no centro da cidade, e entorno. Entre esses imóveis, 250 são historicamente notáveis [13]. Nesse sentido, “[...] essa poligonal tem um perímetro total de 5,33 Km com uma área de 1,484 Km², sendo a área de preservação rigorosa (interna) de 0,455 Km² e a área de proteção (entorno) 1,029 Km², mais vasta.” [14]

A área de proteção (entorno) envolve a área de preservação rigorosa, sendo uma forma de proteção para a área efetivamente tombada. Dentre os imóveis que fazem parte da área de preservação rigorosa, podemos citar: o Teatro e a Praça São João; a Casa da Cultura ou o Solar dos Figueiredo; o Museu Diocesano Dom José e Igreja do Menino Deus.

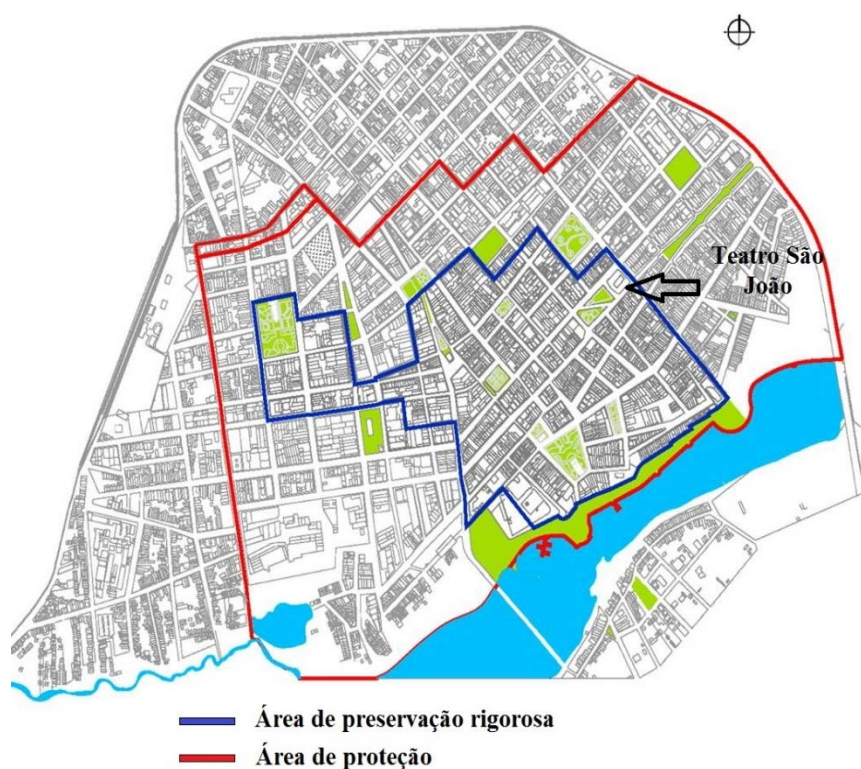
Porém, diferenciando-se da forma convencional de designação do Patrimônio Histórico no Brasil, no caso de Sobral, o que se levou em consideração para o processo de tombamento foi o levantamento do valor artístico e arquitetônico das edificações isoladas. Como também, a identificação de marcas deixadas nos espaços por traços e complexos históricos considerados importantes e o levantamento de dados relativos à “dinâmica funcional” (a construção do espaço e das edificações com base na sua função) e morfológica atual dos espaços sociais da cidade também foram critérios importantes para o tombamento do patrimônio histórico de Sobral. [6]

Assim, pode-se concluir que o tombamento dessa área foi um importante marco histórico para a cidade de Sobral, pois além de inovar no que diz respeito à definição do conceito de patrimônio histórico, adotando uma nova designação para esse termo na região, ele relembrou à população regional a importância da preservação desses espaços. Visto que estes testemunham o processo de formação morfológica do centro da cidade.

Diante disso, faz-se importante a recuperação de edificações históricas, e o Teatro São João é exemplo de edificação que teve de ser restaurada para ter seu valor recuperado, como uma maneira de ajudar os moradores a perceber o valor cultural existente na região.

2.3 O teatro São João

Contido na poligonal de preservação rigorosa (Figura 1), o Teatro ou Cineteatro São João, está localizado na Travessa da Praça São João, de propriedade da Prefeitura Municipal de Sobral, tendo sido inaugurado em 26 de setembro de 1880. Atualmente, o referido teatro é conhecido por sua beleza e riqueza arquitetônica, sendo a fachada sua principal característica (Figura 2). A edificação contém aspectos que retratam o elevado grau de erudição artística da classe dominante da época, embora, durante sua construção, Sobral tenha sido atingida por uma estiagem entre os anos de 1877 e 1878, o que interferiu no transcorrer das obras. Tombada pelo IPHAN e pelo Estado do Ceará através do Decreto Nº 16.237, consta no livro do Tombo Artístico, na data de 30 de Novembro de 1983, como primeiro tombamento do município. [15]



— Área de preservação rigorosa
— Área de proteção

Figura 1: Localização do Teatro São João dentro da área de preservação rigorosa

Fonte: Secretaria da Cultura de Sobral



Figura 2: Fachada do Teatro São João

Fonte: Arquivo do autor

Uma descrição da edificação pode ser vista no Inventário de Bens Arquitetônicos (IBA) - Teatro São João, do IPHAN [15]:

As Planta baixas do edifício caracterizam-se por uma segregação de usos, na porção mais próxima a praça encontram-se, no pavimento térreo, o foyer, a bilheteria e os banheiros, já no pavimento superior encontra-se um grande salão nobre.

Na parte mais Central da edificação está o setor da platéia, no térreo os acentos estão voltados para o palco, tanto dentro como fora da mureta em forma de ferradura. Já no pavimento superior os acentos estão voltados radialmente para o vazio que possui a mesma forma de ferradura da mureta do pavimento térreo. O acesso para esse pavimento superior se dá por duas grandes escadas helicoidais próximas aos banheiros.

Na parte posterior da edificação estão o palco, que se separa da platéia por uma grande boca de cena, e duas portas arcadas nas laterais. Por traz do palco existem tanto o acesso ao porão que está sob o a caixa de palco como o acesso ao dois pavimentos superiores de camarins. Nessa porção do edifício também existe uma entrada de serviço [...] O teatro



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



implanta-se em toda uma quadra, [...] as fachadas laterais possuem um grande recuo formando jardins cercados por um gradil.

A construção de um teatro em Sobral foi uma iniciativa da Sociedade Cultural União Sobralense, criada em 1875 com a finalidade de promover o desenvolvimento cultural da Cidade. A União Sobralense solicitou à Câmara Municipal de Sobral licença para a construção do Teatro São João, projeto de João José da Veiga Braga, que seguia o estilo do teatro tradicional com dois níveis superiores de camarotes, piso em madeira e cadeiras revestidas em couro, matéria-prima característica da região. Embora muitos considerem que o Teatro São João tenha inspiração italiana e estilo neoclássico, teve por modelo inspirador o Teatro Santa Isabel, do Recife, ainda assim, é um dos raros exemplos brasileiros do período que apresentam na fachada um frontão em arco. Porém no Teatro Santa Isabel, isso não ocorre. [16]

Em outras palavras, “[...] a fachada do São João, em uma única volumetria, é sua principal característica, cujo frontão em arco rompia com o paradigma do frontão triangular sem, entretanto, fugir ao desenho de padrão neoclássico. Esta originalidade torna o São João um exemplar raro no Brasil”. [17]

Percebe-se, então, que muitos autores consideram que o Teatro São João, embora tenha sido inspirado em outros modelos italianos existentes, possui características peculiares, tornando-o notável e original, pelo fato de possuir como inovação um frontão em arco. Aliás, nota-se que esse Teatro testemunha o caráter artístico e cultural da elite sobralense, que se preocupou com as artes teatrais, não só pelo Teatro São João, mas pelo Teatro Apolo, que existia na cidade antes daquele.

Além disso, esse patrimônio está localizado no entorno de outros patrimônios históricos de Sobral, podendo ser citada, a Praça São João, o Museu Diocesano Dom José, a Igreja do Menino Deus e a Casa da Cultura. E esse fato contribui com seu valor e com “[...] a riqueza da linguagem arquitetônica que se manifesta na paisagem urbana.” [14]

É bem verdade que ao longo do tempo o referido teatro passou por significativas intervenções construtivas que visavam sua reabilitação e, algumas vezes, reconstrução de partes internas. Dentre essas interferências, foram notáveis as modificações que ocorreram nos anos de 1940, 1973 e 2003.

Inicialmente, no ano de 1940, o Teatro, então denominado Cineteatro, devido às constantes apresentações cinematográficas apresentadas, passou por modificações em seu interior com intuito de “[...] remodelar completamente o prédio”. [18] Estas foram empreendidas por Falb Rangel.

Posteriormente a vários períodos de atividades descontínuas que, inclusive, o abandono levou à ruína e ao desabamento do teto do Teatro, a segunda grande reforma realizada no ano de 1973, tinha como finalidade reabilitá-lo por ocasião das comemorações do bicentenário da Cidade de Sobral. Tal reforma, embora modificadora, impulsionou a valorização das artes teatrais na cidade, pois a partir de então o teatro passou a ser utilizado com frequência.

Nesse sentido, convém destacar o disposto por Girão e Soares [16]:

No dia 12 de janeiro, informa-se que o Teatro passa por nova reforma, empreendida pela prefeitura. A nota afirma que a casa se encontrava fechada havia alguns anos e que, pelo abandono, as obras tiveram de se iniciar “desde o alicerce até a coberta”. Os trabalhos, que passaram pelas administrações de Joaquim Barreto Lima e José Parente Prado, compreendiam serviços de demolição e construção, inclusive de uma coberta em estrutura metálica. A inauguração estava prevista para o mês de julho, no período de comemoração do bicentenário da Cidade. (grifos do autor)

Em 2003, ocorreu a última restauração do teatro, sendo esta a mais notável devido ao rigoroso processo arqueológico realizado com o objetivo de obter evidências que ajudariam a devolver ao teatro suas características iniciais já que, devido às anteriores reformas, encontrava-se modificado, principalmente seu interior.

O trabalho de prospecção *in loco* foi realizado em 2001 pelo Laboratório de arqueologia da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), tendo como coordenador da equipe de arqueólogos o Professor Marcos Albuquerque. Foram realizadas escavações na entrada, paredes, camarotes, piso, palco e plateia, fazendo uso de câmeras digitais e computação gráfica, culminando com a reinauguração do Teatro no dia 29 de Dezembro de 2004. A pesquisa arqueológica no Teatro São João significou descobrir evidências das suas modificações e adaptações ao longo do

tempo. Essa descoberta possibilitaria devolver suas características iniciais, apesar de não totalmente, bem como a antiga disposição de seus espaços interiores. Fazer isso era como mergulhar no passado em busca das raízes sobralenses e utilizá-las naquele momento como referencial que explicaria a formação daquela sociedade, já que esse estudo traria marcas dos ciclos econômicos pelo qual atravessaram a região e do caráter artístico da elite envolvida no empreendimento do Teatro. [19]

Durante o criterioso trabalho de busca às feições originais do teatro foram descobertas grandes modificações feitas ao longo do tempo nas anteriores reformas. Como resultado do levantamento arqueológico, constou-se: [20]

A descoberta mais importante das escavações foi a de uma platéia em forma de ferradura característica do teatro tipo italiano. Tal platéia foi construída no Teatro São João contemporaneamente ao desencadeamento deste tipo de construção. Ainda baseado nas pesquisas arqueológicas, as duas linhas de camarote que o teatro apresentava foram substituídas por apenas uma buscando com isso devolver ao edifício sua feição original.

Pode-se observar na Figura 3, registradas durante as pesquisas arqueológicas, evidências de que na construção inicial não estava previsto duas linhas de plateia, e que estas foram adicionadas em alterações posteriores, numa data não precisa, já que seria impraticável no projeto original prever um patamar com linha de nível atravessando as aberturas dos vãos. Ainda nessa mesma imagem ao centro percebe-se que havia uma janela que teria sido emparedada, esta dentre outras encontradas. Da mesma forma, a Figura 4 evidencia que o piso da plateia, localizada na área central e encontrado com suas alvenarias e fundações aterradas, era em forma de ferradura, do teatro tipo italiano. Essa solução era usual à época e permitia com o rebaixo do piso uma curva de visibilidade mais privilegiada.



Figura 3: Linhas de camarotes adicionadas em tempos mais recentes
Fonte: Arquivo Ricardo Rodrigues



Figura 4: Piso da platéia tipo ferradura/italiano
Fonte: Arquivo Ricardo Rodrigues

As Figuras 5 e 6 mostram antes e depois da substituição dos dois níveis de camarotes pela solução concebida no desenho original, ou seja, apenas um nível.



Figura 5: Linhas de camarotes antes da intervenção de 2003

Fonte: Arquivo Ricardo Rodrigues



Figura 6: Linha de camarotes depois da prospecção e intervenção de 2003

Fonte: Arquivo do autor

Além desses dados históricos, houve outras modificações que foram feitas com a finalidade de deixar o Teatro São João como era originalmente. Assim, vale salientar o que foi escrito pelo arquiteto envolvido no projeto:

O desenho original da cuva da alvenaria que delimita o bordo do procênio, foi encontrado sob o aterro existente e reconstruído em seu desenho original mais elegante e equilibrado.

A boca de cena visivelmente alterada em sua largura e fechamento superior com elementos construtivos retilíneos de concreto armado, foi recomposta com o fechamento em arco abatido de desenho original, conforme registro fotográfico.

Foram removidos elementos de concreto – escadas e plataformas – na área do palco, elementos esses apostos em data recente e inadequados às necessidades técnicas e ao sistema de movimentação da mecânica cênica.

As aberturas de vãos de acesso ao palco e nichos encontrados sob emparedamento, foram reabertos ou deixados à mostra como registro.

As escadas de acesso até então existentes interligando a plateia aos dois balcões e visivelmente estranhas aos níveis e às aberturas dos vãos das portadas laterais, foram removidas e substituídas por escadas novas metálicas de desenvolvimento helicoidal, resgatando a solução de acesso anteriormente existente. [21]

Percebe-se que o esforço empreendido no Teatro na busca dos seus traços iniciais foi importante, pois mesmo que não tenha sido preservado integralmente suas características ao longo dos seus 140 anos de existência, traria direta e indiretamente benefícios à cidade. Um deles seria o aumento de visitantes à região e ao próprio Teatro.

3. RESULTADOS

Atualmente, a cidade de Sobral apresenta como aspecto principal do seu tombamento a criação de uma área de preservação rigorosa de 0,455 km² e de seu entorno medindo 1,484 km² estabelecidos através de estudos realizados pelo IPHAN e de acordo com o plano urbanístico da cidade, elaborado pela Prefeitura municipal. Assim, esse aspecto diz

respeito não à realização do tombamento isolado de edificações, mas a preservação de toda uma área que representa a dinâmica funcional da cidade e sua história, notadamente os seus diferentes ciclos econômicos.

No que diz respeito ao Teatro São João, a Tabela 1 apresenta os principais objetivos das intervenções ocorridas, suas consequências relevantes, bem como algumas observações. Esses dados estão organizados pelos seus respectivos anos de ocorrência. Vale salientar que durante as pesquisas algumas informações eram imprecisas ou simplesmente não havia dados.

Tabela 1 – Principais objetivos e modificações das intervenções no Teatro São João ao longo dos anos

	ANO			
	1875 - 1885	1940	1973	2003
Objetivos	Construção do Teatro São João pela Sociedade Cultural União Sobralense	Desconhecido	Recuperar o Teatro por ocasião das comemorações do bicentenário da Cidade de Sobral e estimular suas atividades, pois estava inativo	Devolver ao Teatro a suas características originais, adotadas quando da sua construção
Intervenção	Não se aplica	Embora não se tenha registros do que exatamente foi feito, remodelou-se completamente o interior do prédio	Devido o abandono, as obras abrangeram desde o alicerce até a cobertura; executou-se a demolição de áreas imprecisas; construção de uma cobertura metálica	As duas linhas de camarotes foram substituídas por apenas uma; devolveu-se à plateia a forma de ferradura; o bordo do proscênio foi reconstruído em seu desenho original; a boca de cena foi remodelada conforme tamanho e formato original; foram removidas as escadas e plataformas do palco; reaberto os vãos outrora vedados; substituíram-se as escadas de acesso às plateias por escadas tipo helicoidais, conforme solução original
Observações	Durante a construção a região passou por uma estiagem	-	O teto ruiu, levando ao seu desabamento	Os principais traços originais do Teatro foram resgatados através de prospecção arqueológica em 2001 pelo Laboratório de arqueologia da UFPE

Em seguida, será apresentado o atual estado de conservação da edificação, com registros fotográficos de manifestações patológicas e medição das trincas e fissuras. A edificação foi dividida em três áreas: externa, pavimento térreo e pavimento subterrâneo. As trincas e fissuras estão destacadas com setas indicativas, enquanto as demais estão indicadas com a utilização de círculos.

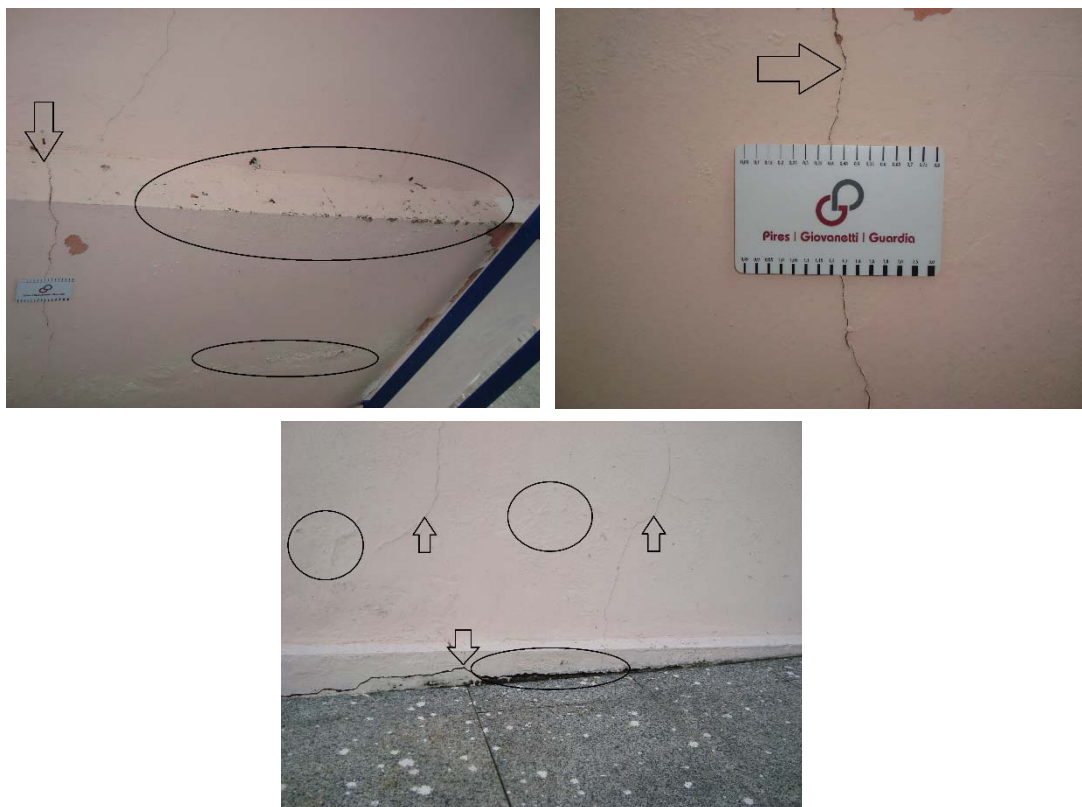


Figura 7: Estado de conservação da área externa

Fonte: Arquivo do autor



Figura 8: Estado de conservação do pavimento térreo

Fonte: Arquivo do autor



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A partir das Figuras 7, 8 e 9, percebe-se que há pontos com manifestações patológicas em comum e pontos com manifestações patológicas particulares a determinadas áreas da edificação. Na área externa, as manifestações patológicas verificadas foram relacionadas às trincas e fissuras, problemas nos revestimentos e relacionados à umidade. Na área do pavimento térreo, as manifestações patológicas verificadas estavam restritas às trincas e fissuras e problemas no revestimento. Dessa forma, visivelmente não há dano à segurança estrutural da edificação, verifica-se somente dano à estética. Enquanto na área do pavimento subterrâneo verifica-se, além de manifestações patológicas, caracterizados por trincas e fissuras, problemas no revestimento associado à elevada incidência de pontos com umidade e corrosão da estrutura de sustentação do palco. Assim, esta última área apresenta estado visível de dano à estrutura e à estética. A Tabela 2 mostra a localização e os diversos tipos de manifestações patológicas encontradas.

Tabela 2: Síntese das manifestações patológicas verificadas na edificação.

	Ambiente		
	Exterior	Pavimento térreo	Pavimento subterrâneo
Problemas relacionados às trincas e fissuras	X	X	X
Problemas relacionados às manifestações no revestimento	X	X	X
Problemas relacionados às manifestações de umidade	X		X
Problemas relacionados à corrosão			X
Apresentam risco eminente à segurança estrutural			X

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de tombamento do patrimônio histórico de Sobral destaca-se no cenário nacional por ter sido realizado a preservação de uma área e do seu entorno, no qual demonstram o desenvolvimento do seu espaço urbano. Esse tipo de tombamento tem sido eficaz na preservação de espaços e monumentos históricos e reafirma à sociedade o papel de agente atuante na defesa do patrimônio. O tombamento e as intervenções realizadas no Teatro São João inserem-se nesse cenário, visto que cada inclinação artística e cultural da elite sobralense foi observada na construção da edificação, sendo inovador em diversos aspectos, ainda que a falta de interesse em décadas passadas acerca da manutenção de suas partes internas originais o tenha levado a uma descaracterização (em 1940 e 1973) e recuperada posteriormente em uma intervenção (em 2003).

Dessa forma, no que diz respeito ao seu estado de conservação, a última intervenção realizada na edificação mostrou ser instrumento eficazes na recuperação do mesmo, visto que o estado de conservação atual apresenta-se visualmente satisfatório, com exceção do pavimento subterrâneo, o qual apresenta inúmeras manifestações patológicas causando danos à estrutura e estética, mas que podem ser reparados, se imediatos. Assim, espera-se que este trabalho seja um instrumento inovador quanto às informações acerca do processo de tombamento sobralense e das intervenções no Teatro São João, auxiliando os gestores na adoção de medidas futuras com o objetivo de manter seus traços e beleza originais.

6. REFERÊNCIAS

- [1] DUARTE JÚNIOR, R. *Sítios Históricos Brasileiros: Monumento, Documento, Empreendimento e Instrumento - O caso de Sobral - CE*. 2012. 460 f. Tese (Doutorado) - Curso de Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- [2] PEREIRA, R.L. *Um método alternativo de levantamento e avaliação de danos em edificações de valor histórico*. Recife: Diretoria de Preservação do Patrimônio Cultural – Dppc/Secult, 2010?. Disponível em: <<http://www.lopesvaladares.com.br>>. Acesso em: 10 fev. 2016.
- [3] BORGES, E.A.M. *et al.* “Mapeamento de danos em monumento histórico art déco”. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiás, v. 8, n. 3, p.1-5, 11 jun. 2014. Bimestral. Disponível em: <<https://repositorio.bc.ufg.br>>. Acesso em: 28 jan. 2014.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] TAVARES, A.; *et al.* *Manual de Reabilitação e Manutenção de Edifícios*. Aveiro: Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro Inovadomus, 2010.
- [5] ICOMOS. *Carta de Veneza*. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE ARQUITETOS E TÉCNICOS DOS MONUMENTOS HISTÓRICOS, 2., 1964, Veneza. Carta de Veneza. Brasil: Iphan, 2011. p. 1-2. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/uploads/ckfinder/arquivos/Carta%20de%20Veneza%201964.pdf>>. Acesso em: 10 fev. 2016.
- [6] FREITAS, N.A.de. *Sobral Opulência e Tradição*. 1.ed. Sobral: UVA, 2000.
- [7] SILVA, L.F.da. *Técnicas de Restauração do Patrimônio histórico*. 2004. 96f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2004.
- [8] CASTELNOU NETO, A.M. “A intervenção arquitetônica em obras existentes”. *Semina: Ci. Exatas/Tecnol.*, Londrina, v. 13, n. 4, p. 265-268, dez. 1992.
- [9] ANDRADE, J.J.deO. *Durabilidade das estruturas de concreto armado : análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco*. 1997. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997
- [10] ANDRADE, T.; SILVA, A.J.C. “Patologia das Estruturas”. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed) *Concreto: In.: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005, V.1, Cap. 32.
- [11] FIGUEIREDO, A.C. *Proposta de metodologia para estudo de patologias nas edificações do CTA – São José dos Campos*. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2003, 157 p.
- [12] SOUZA, V. C.; RIPPER, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1998.
- [13] RODRIGUES, J. *Sobral tem 2 mil prédios tombados*. *Diário do Nordeste*, Fortaleza, 05 jul. 2012. Disponível em: <<http://diariodonordeste.verdesmares.com.br>>. Acesso em: 11 fev. 2016.
- [14] COSTA, A.C.C.; CRUZ, A.N. da; ALVES, M.do C. Sobral: *A preservação do sítio histórico a partir do seu tombamento*. 1.ed. Sobral: Sobral gráfica e editora Ltda., 2008.
- [15] INVENTÁRIO DE BENS ARQUITETÔNICOS. *IBA: Teatro São João*. Sobral: IPHAN, 2005.
- [16] GIRÃO, G.G.S.M.; SOARES, M.N.M. *Sobral: História e Vida*. 1.ed. Sobral: Edições UVA, 1997.
- [17] ROCHA, H. *O lado esquerdo do Rio*. São Paulo: Editora Hucitec, 2003.
- [18] *CORREIO DA SEMANA*. Sobral, 31 maio 1940.
- [19] *EXPRESSO Norte: Corredor cultural*. Sobral, 2002, 04 p. Disponível em: <www.brasilarqueologico.com.br>. Acesso em: 14 fev. 2016.
- [20] PINTO, J.J.de S. *Os novos palácios da velha Princesa: Intervenções arquitetônicas no sítio histórico de Sobral*. 2009. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2009.
- [21] RODRIGUES, A.R.B. *Prêmio IAB Jornalismo: Teatro São João – Sobral - Ce*. Fortaleza: [s.n], 2005.



PLANO DE MANUTENÇÃO DO SISTEMA DE FACHADA DA IGREJA MATRIZ DE ANGICOS-RN

FDC. FLORÊNCIO

Estudante
Ufersa
RN; Brasil
djayltonrn@hotmail.com

RRC. SILVA

Engenheira Civil
Ufersa
RN; Brasil
rafaelarhaissa@hotmail.com

MKS. MEDEIROS

Estudante
Ufersa
RN; Brasil
milanymedeiros@gmail.com

ML.QUEIROZ NETO

Estudante
Ufersa
RN; Brasil
queirozneto91@gmail.com

RESUMO

A fachada por se tratar da parte mais visível torna-se o cartão de visita de toda e qualquer edificação, além disso, é a que se encontra mais exposta a agentes de degradação, necessitando assim de manutenção, com o intuito de reparar as condições de segurança, higiene e a estética da edificação. O sistema de revestimento de fachada tem como objetivo ornamentar e proteger a edificação das intempéries, evitar a degradação dos materiais de construção, promovendo assim conforto e segurança aos seus usuários. Os elementos que compõem o sistema de fachada sofrem agressões diárias que levam a deterioração e conseqüentemente diminui a vida útil da edificação. Com o intuito de evitar ou diminuir o aparecimento de manifestações patológicas nos sistemas de fachada torna-se importante implantar práticas de manutenção desses sistemas com a finalidade de diminuir o estado de degradação provocado por essas patologias. Esse artigo tem como objetivo a implantação de um plano de manutenção para a fachada da Igreja Matriz da cidade de Angicos-RN, com o intuito de diminuir os custos com reparos, adotando a prática de manutenção preventiva, observando as práticas usuais e as recomendações especificadas na literatura técnica. Neste plano de manutenção, serão discutidos os principais métodos de limpeza para tratar os agentes agressivos e sujidades encontrados no sistema de revestimento da fachada da Igreja. As manifestações patológicas foram analisadas através de inspeção visual e registros fotográficos. A implementação de um plano de manutenção é importante pois envolve baixos custos e trás importantes benefícios, como o aumento da vida útil da fachada da edificação e a diminuição das manifestações patológicas que poderiam surgir com o tempo.

Palavras chave: Plano de manutenção, Patologia, Sistema de revestimento, Fachada.

ABSTRACT

The facade, being the most visible part of a building, becomes its visiting card. Besides, it is where most degradation agents are found, becoming necessary its maintenance as a way of fix security, hygiene and aesthetic aspects of a building. The facade coating system has the objective of decorate and protect the building of weather and avoid degradation of construction material, promoting comfort and safety for its users. The composing elements of the facade system suffer daily aggressions that leads to deterioration and as such, it lowers the building lifespan. With the intention of avoid or reduce the appearance of pathologies on the façade systems, it is important to implant maintenance practices in these systems to reduce the degradation caused by these pathologies. This paper intends to implant a maintenance plan for the Mother Church of Angicos/RN's facade as a way of reducing repair costs, adopting the preventive maintenance practice, observing usual practices and specific recommendations in technical literature. This maintenance plan will discuss the main cleaning methods to deal with aggressive agents and dirt found in the Church facade's coating system. Pathologic manifestations were analyzed through visual inspection and photo registry. The implementation of a maintenance plan is important because it involves low costs and brings important benefits, such as the increase of the facade's lifespan and the lowering of pathologic manifestations that could appear through time.

Keywords: Maintenance plan, pathology, coating system, facade.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A fachada, devido a sua localização na edificação, torna-se susceptível as intempéries e as variações climáticas que por sua vez agem como agentes de degradação causando o surgimento de patologias e sujidades. Diante deste cenário a manutenção preventiva dos revestimentos de fachada, em especial a limpeza dos revestimentos torna-se essencial já que essas manifestações prejudicam o desempenho e a estética da edificação, gerando altos custos com manutenção.

A manutenção é um conjunto de atividades a serem realizadas com o intuito de conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes, para atender as necessidades dos usuários como: Exigências de segurança, saúde, conforto, adequação ao uso e economia cujo atendimento é condição para a realização das atividades previstas no projeto [1]. A estimativa de vida útil influi na estratégia de manutenção a ser adotada, esta será definida pelo período de tempo após colocação em serviço durante o qual se mantém as propriedades em mínimos aceitáveis dos elementos da fachada [2].

A manutenção preventiva é importante para manter a integridade do imóvel durante a sua vida útil estimada, localizando e reparando possíveis deficiências que, ao longo do tempo, possam representar riscos para a segurança da edificação e a dos que a habitam e frequentam [3]. A manutenção preventiva em tempo útil evita problemas, melhora o desempenho, aumenta a vida útil e mantém o valor patrimonial do edifício [4].

Estudos realizados em diversos países mostram que os custos anuais com operação e manutenção de diferentes tipos de edificações em uso variam entre 1% e 2% do seu custo inicial. Aparentemente o valor parece ser irrisório, entretanto acumulado durante a vida útil das edificações pode chegar a ser equivalente ou superior ao seu custo de construção [1]. Logo, procedimentos de manutenção regulares e programados são essenciais na conservação e utilização da edificação, eles evitam o surgimento de problemas inesperados e assim nos permite estimar, com segurança, custos periódicos de manutenção [4].

Este artigo objetiva implantar um plano de manutenção de fachada para a Igreja Matriz da cidade de Angicos-RN, este plano visa recuperar a fachada, aumentar sua vida útil e diminuir os custos com possíveis reparos, adotando a prática de manutenção preventiva, seguindo as práticas usuais e as recomendações especificadas na literatura técnica.

2. MÉTODO

O presente trabalho foi desenvolvido no município de Angicos-RN que se encontra localizado na região central do Rio Grande do Norte. Com a finalidade de cumprir os objetivos propostos utilizou-se uma metodologia elaborada em duas etapas, a primeira foi embasada numa pesquisa na bibliográfica disponível, enquanto que a segunda teve como finalidade a implantação de um plano de manutenção para a fachada da Igreja Matriz da cidade de Angicos-RN.

A revisão bibliográfica foi desenvolvida através do levantamento e da análise da bibliografia nacional e internacional que se encontram a disposição a cerca do tema em estudo, a bibliografia consultada é composta de artigos, normas, dissertações e monografias que relatam a cerca do assunto, a partir dos quais foram obtidas as informações necessárias na caracterização das patologias e na implantação do plano de manutenção.

A segunda etapa foi desenvolvida através de visitas técnicas ao local da obra em estudo, fazendo registros fotográficos e coletando informações com o pároco local e o profissional responsável pela pintura. O principal objetivo do trabalho foi implementar um plano de manutenção de revestimento de fachada para a igreja matriz do município de Angicos-RN.

3. DISCUSSÃO TEÓRICA

3.1 Revestimento

A edificação com estrutura convencional apresenta base composta de alvenaria de blocos cerâmicos ou de concreto, e pelos elementos de concreto (pilares, vigas, etc.). Ligada a estrutura está os sistemas de revestimentos que tem como principal função protegê-la, que por sua vez são aplicados em todo o edifício: Fachadas, pisos, teto, muros e etc. As características que podem influenciar no desempenho dos revestimentos de fachada são a rugosidade e a capacidade de absorção de água. Devem ser citadas também as presenças de materiais contaminantes e a planicidade da superfície [5].

O revestimento é composto por uma ou várias camadas, de modo a ornamentar e proteger a edificação das intempéries, evitar a degradação dos materiais de construção, promovendo assim conforto e segurança aos seus usuários. Quando constituído por múltiplas camadas (Figura 01), cada uma delas é responsável por desempenhar uma função que venha a contribuir satisfatoriamente para o sucesso de todo o revestimento. Dentre elas temos as seguintes [5]:

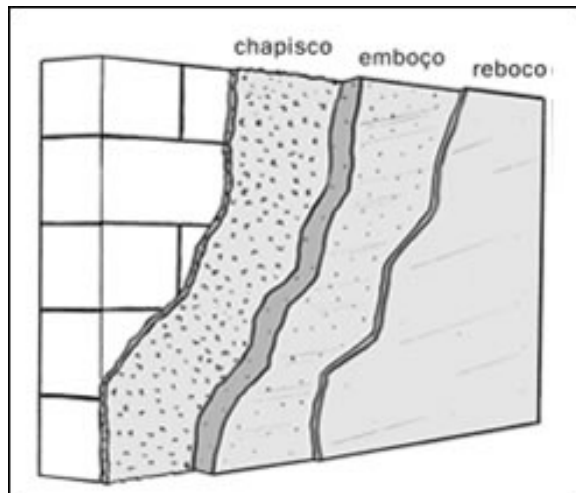


Figura 01: Camadas de revestimento.

Fonte: [7]

- Chapisco: tem a capacidade de reduzir ou igualar a tendência do substrato para absorver água da camada de regularização, além da função de melhorar a aderência da camada de revestimento e garantir maior ancoragem do emboço a base. Sendo considerado como uma preparação da base.
- Emboço: é a camada de regularização aplicada sobre o chapisco, cuja função é definir o plano vertical e dar sustentação ao revestimento cerâmico, quando este existir.
- Reboco: é a camada de revestimento utilizada para cobertura do emboço, propiciando uma superfície que permita receber o próximo revestimento, seja ele cerâmico, pedra ornamental, pintura, etc [8].
- Camada Única: é produzido a partir da aplicação em camada única de argamassa à base de cimento, diretamente sobre a alvenaria, podendo receber na superfície diversos tipos acabamentos. As argamassas são aplicadas diretamente sobre a alvenaria, porém as superfícies de concreto, a exemplo de vigas, colunas e painéis, exigem a aplicação de chapisco para formar ponte de ancoragem entre a estrutura e o revestimento a ser aplicado [9]. A principal razão para sua utilização estar baseada na garantia de um rendimento maior, versatilidade e conseqüentemente economia na obra.



Figura 02: Alvenaria com camada única de revestimento

Fonte: [10]

3.2 Principais Agentes de Deterioração

Devido à fachada localizar-se na parte externa da edificação, tornando-se vulnerável aos agentes de deterioração, é de crucial importância conhecer seus principais agentes, responsáveis pelo aparecimento das manifestações patológicas nos revestimentos que compõem as fachadas dos edifícios (Figura 03). Assim, a água, o gelo, os sais, as variações de temperatura, a poluição atmosférica e a biodeterioração, são os agentes mais frequentes que levam ao aparecimento de lesões nos revestimentos [11]. Atrélado a alguns desses agentes está a sujidade que vem também a contribuir para deterioração do sistema de revestimento, causando desconforto visual ou até gerando outros problemas patológicos. Estas sujidades presentes nas fachadas prejudicam a estética e o desempenho dos edifícios, sendo necessário, portanto, a sua limpeza. Esta pode melhorar significativamente sua aparência. Porém, deve-se dar atenção às especificidades de cada técnica de limpeza, pois possuem caráter decisivo para a escolha do produto de limpeza e seu método de aplicação [8].



Figura 03: Manifestação patológica na igreja de Angicos/RN
Fonte: Acervo dos autores

3.3 Principais métodos de limpeza de revestimentos de fachada de edifícios

3.3.1 Limpeza com água

Este tipo de limpeza usa a capacidade que a água tem de dissolver e desprender diversos tipos de sujidades presentes nos revestimentos. A dissolução dessas substâncias pela água ocorre devido à polaridade de suas moléculas e à sua propriedade de formar ligações secundárias do tipo ponte de hidrogênio [12].

3.3.2 Limpeza abrasiva

A limpeza abrasiva é utilizada para remover as sujidades através da aplicação mecânica de materiais no revestimento. A aplicação mecânica se dá por meio de escovação ou pela projeção, seca ou úmida, de materiais de características abrasivas. A limpeza por abrasão seca utiliza a pressão de ar, os materiais utilizados quando colidem com as partículas da sujidade exercem uma força sobre estas que pode possibilitar a quebra da aderência entre estas partículas e o revestimento. No caso da limpeza ser executada por abrasão úmida, exceto na introdução da água, seu processo é similar a limpeza por abrasão seca [13].

3.3.3 Limpeza química

A limpeza química constitui-se no emprego de produtos químicos, para dissolver e remover, através de reações físico-químicas, as sujidades insolúveis (substâncias apolares) ou solúveis (substâncias polares) em água. Os produtos químicos geralmente mais utilizados neste tipo de limpeza são os sabões, os detergentes, os solventes orgânicos, os ácidos e as bases [13].

3.4 Patologias

Patologia é o conjunto de manifestações que ocorre ao longo da vida útil de uma edificação reduzindo o seu desempenho. Nos revestimentos de pintura, as manifestações patológicas ocorrem em duas fases distintas, após a aplicação do revestimento e durante a sua utilização [11]. Podemos citar como algumas das principais manifestações que acometem o revestimento de pintura em ambas as fases do seu processo construtivo: Casca de Laranja, Errugamento, Escorridos, Exsudação, Flutuação de Cor, Formação de Crateras, Manchas, Manchas de Trincha, Descoloração, Destacamento, Eflorescência, Fissuração, Empolamento, Desenvolvimento de musgo, fungos e bactérias (Figuras 04 e 05). É importante destacar que os casos encontrados na igreja Angicana trataram-se de manifestações ocasionadas pelas águas das chuvas.



Figura 04: Destacamento da pintura na igreja de Angicos/RN
Fonte: Acervo dos autores



Figura 05: Mancha na igreja de Angicos/RN
Fonte: Acervo dos autores

3.5 Manutenção

Entretanto, como uma medida precavida com objetivo em tratar possíveis problemas causados por essas manifestações está a manutenção. Nos termos da ABNT – NBR 15.575 [14], a manutenção é definida como sendo o conjunto de atividades a ser realizadas ao longo da vida útil da edificação para conservar ou recuperar a sua capacidade funcional e de seus sistemas constituintes e atender as necessidades e segurança dos seus usuários (Figura 06). Todavia, existem dois tipos usuais de manutenção: a preventiva e a corretiva. Esta se dá através de uma intervenção imediata a fim de permitir a continuidade do uso do sistema e divide-se em duas linhas: a restauração e a reconstrução, já aquela é caracterizada por serviços cuja realização seja programada com antecedência [1], logo a manutenção preventiva apresenta-se como a melhor opção, tendo em vista ser programada com antecedência gerando menores custos.



Figura 06: Modelo de fluxograma de manutenção de fachadas
Fonte: [15]

Arelado a este tipo de manutenção está a criação de um plano, que servirá como um guia contendo instruções de como se desenvolverão os trabalhos. Este plano conterà a programação das atividades de manutenção que serão desenvolvidas na edificação, indicando a cronologia dos serviços a serem realizados [16]. É importante destacar que a escolha do plano está diretamente ligada aos tipos de materiais utilizados na execução do revestimento. Além disso, devem ser observados alguns requisitos prévios, tais como: Detalhes construtivos que possibilitem a minimização da percolação de água e, conseqüentemente, a ocorrência de manchamentos no revestimento e aumento da durabilidade do edifício; especificação de prazos para realização de inspeções nos diversos componentes do revestimento; especificação de prazos de limpeza dos revestimentos de fachada em função do tipo de exposição a que está submetido e descrição da forma pela qual se irá executar a sua manutenção-limpeza, substituição de selantes, rejuntamento [12].

3.6 Estudo de caso

3.6.1 Caracterização

O estudo foi realizado através de pesquisas na literatura e visitas técnicas à igreja centenária que se encontra com deficiências construtivas, nas quais se apresentam manifestações patológicas que contribuem negativamente à sua estética e desempenho. Dentre as manifestações encontramos o destacamento da pintura, apresentada na Figura 04 e a mancha, Figura 05.

Objetivando encontrar a origem e causas dessas anomalias para a criação de um melhor plano, procedemos as visitas técnicas compreendidas entre os dias 10 e 30 de novembro de 2015. A igreja católica matriz de Angicos (Figura 07), está situada no centro da cidade, vizinha ao antigo mercado público. Aquela cidade situa-se cerca de 175 Km da capital do estado, Natal, no sertão potiguar. Foi construída no ano de 1836, e já passou por diversas reformas ao longo da sua

vida útil. Inicialmente, fomos em busca do projeto de revestimento e não obtivemos sucesso, pois não existia, apesar da igreja ter passado por uma reforma no ano de 2008.



Figura 07: Igreja Matriz de Angicos/RN
Fonte: Acervo dos autores

Então, foi realizada uma vistoria para constatar qual o real estado da igreja quanto ao revestimento de pintura em sua fachada. Percebeu-se o surgimento das seguintes manifestações patológicas: Mancha e Destacamento, como mostrado nas figuras 05 e 06. Em conversa com o pintor obtivemos algumas informações sobre o processo de revestimento, onde podemos destacar o seguinte: a tinta utilizada foi a látex acrílica fosco; realizou-se duas demãos em ambas as cores (branco e amarelo), sendo que o horário de aplicação se deu no período compreendido entre 7:00 às 11:30 e 13:00 às 17:00 h, com duração de aproximadamente 30 dias. Outro dado também importante é que toda a superfície da alvenaria foi lixada para somente depois ser aplicado o revestimento.



Figura 08: Revestimento em pedra na igreja de Angicos/RN a uma altura de cerca de 1,20 m

Fonte: Acervo dos autores

A fachada também é revestida por pedras ornamentais até uma altura de cerca de 1,20 m e que somente a partir dessa altura dá-se o revestimento em pintura (Figura 08). Apesar da existência dessas pedras em todo o perímetro da igreja, o trabalho foi voltado para o revestimento em pintura devido aquele outro tipo não ter apresentado nenhuma irregularidade quanto a manifestação patológica, estando em ótimo estado de conservação, conseqüentemente não necessitando de significativos reparos, como a pintura. Apesar disso, no plano proposto por este trabalho será abordado também a manutenção preventiva quanto ao revestimento em pedras. Isso é realizado porque procuramos definir um plano como um todo e não somente a questão exclusiva da pintura.

3.6.2 Plano de Manutenção

A princípio devem ser realizadas ações corretivas com a finalidade de repor o desempenho e a funcionalidade da fachada. Todo o revestimento argamassado que estiver danificado terá que ser substituído por revestimento novo de iguais características. O sistema de vedação do teto das portas e janelas devem ser substituídos a fim de encerrar os problemas de infiltrações. A fachada também deve passar por pequenos reparos e deve ser feita uma limpeza sem uso de materiais abrasivos, para que não haja desgaste dos materiais.

A inspeção da citada fachada, encontrou anomalias ligadas a presença de água, como manchas de umidade, destacamento da pintura e eflorescência, e outras anomalias como fissuras e manchas de sujidade. As causas de tais anomalias devem-se a vários fatores a que se encontram expostos os elementos da fachada, tais como falta de manutenção, incidência solar, infiltrações pelo teto e fissuras.

A proposta do Plano de Manutenção mostrado na Figura 09, só poderá ser aplicada de forma eficaz, se forem efetuadas as ações corretivas propostas. Quando os elementos de fachadas atingirem seus níveis mínimos aceitáveis para funcionamento, será necessário substituir esse elemento.

PLANO DE MANUTENÇÃO DE FACHADA													
Sistema	Ações de manutenção	Periodicidade (Anos)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Pintura de Reboco	Inspeção												
	Limpeza												
	Reparação												
	Substituição												
Vedantes	Inspeção												
	Limpeza												
	Reparação												
	Substituição												
Peças de Concreto	Inspeção												
	Limpeza												
	Reparação												
	Substituição												
Portas e Janelas	Inspeção												
	Limpeza												
	Reparação												
	Substituição												
Cobertura	Inspeção												
	Limpeza												
	Reparação												
	Substituição												

Figura 09: Plano de Manutenção

Fonte: Acervo dos autores

Como a deficiência do sistema de cobertura é um fator que aumenta efetivamente a ocorrência de infiltrações nos elementos de fachadas e internos, a cobertura foi incluída no plano de manutenção, com a expectativa que com a sua inspeção constante, minimize os danos causados por infiltrações na edificação.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho buscou identificar as patologias e sugerir um plano de manutenção para a Igreja Matriz da cidade de Angicos/RN. A igreja é um patrimônio antigo da cidade, possui paredes robustas e tem estrutura em bom estado aparente. Por limitações financeiras e de uso, o plano de manutenção da fachada procurou alinhar a vida útil dos materiais com a disponibilidade financeira do local, visto que a manutenção e/ou reparação de fachadas e coberturas têm de médio a alto custo financeiro, como mostra a figura 10.

Com tais limitações o plano teve como finalidade minimizar ao máximo a manifestação patológica mais abrangente encontrada na igreja, as infiltrações, de modo a proteger toda a edificação dos possíveis danos causados pela umidade, que é um dos maiores causas influentes nas manifestações patológicas como cita Boto: Uma das maiores causas influentes é também a acumulação de água e umidade onde, em algumas situações pode estar associada ao deficiente escoamento de águas pluviais da cobertura ou da deficiente ventilação da fachada. Este excesso de umidade está associado também à falta de manutenção/limpeza que se associa a manchas de sujidade existentes[17].

Categoria	Descrição	Exemplos típicos
A	Baixo custo de manutenção	Vazamentos em metais sanitários
B	Médio custo de manutenção ou reparação	Pintura de revestimentos internos
C	Médio ou alto custo de manutenção ou reparação Custo de reposição (do elemento ou sistema) equivalente ao custo inicial	Pintura de fachadas, esquadrias de portas, pisos internos e telhamento
D	Alto custo de manutenção e/ou reparação Custo de reposição superior ao custo inicial Comprometimento da durabilidade afeta outras partes do edifício	Revestimentos de fachada e estrutura de telhados
E	Alto custo de manutenção ou reparação Custo de reposição muito superior ao custo inicial	Impermeabilização de piscinas

Figura 10: Custos de manutenção previstos para diferentes tipos de sistemas e elementos construtivos

Fonte: [18]

O plano de manutenção sugerido busca educar os membros da referida igreja a acompanhar o funcionamento dos sistemas da edificação analisada, a fim de produzir pequenos reparos constantes, em vez de grandes substituições e reformas por longos períodos. Por isso, o plano apresenta para todos os sistemas, inspeções que devem ser realizadas anualmente, para que sejam identificados possíveis problemas. Foram planejados também limpezas e reparos que aumentarão a vida útil dos materiais/sistemas estudados. Além de substituições quando ultrapassada a vida útil desses.

Após cada inspeção, que deve ser realizada por técnicos ou empresas habilitadas, deve ser elaborado um relatório, indicando os trabalhos realizados, os resultados obtidos, o diagnóstico das patologias e a proposta de soluções para futuros reparos e para garantir a vida útil prevista de cada sistema.

A inspeção periódica é o único meio para colher informações atualizadas e permanentes sobre o estado de conservação da edificação. A inspeção deverá ser sempre apoiada em ensaios não destrutivos, de modo a conseguir detectar patologias na sua fase inicial e, assim, permitir minimizar os custos inerentes às ações de manutenção e de reparação.

5. REFERÊNCIAS

- [1] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 5674: Manutenção de edificações – Procedimento.”, Rio de Janeiro, 1999. pp.1-3.
- [2] Boto, M. “Plano de manutenção de fachadas na zona costeira”. Disponível em : < <http://www.engenhariaeconstrucao.com/2014/09/plano-de-manutencao-de-fachadas-na-zona.html>> Acesso em: 15 nov. 2015
- [3] Saldanha, M. S. “Revestimentos cerâmicos”. *II Seminário Nacional de Perícias de Engenharia, Perícias em Fachadas – Cases, Ibape Nacional e Ibape PR*. Foz do Iguaçu, 2014, pp. 18.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [4] Mendonça, L. V. et al, “ A importância das inspeções periódicas na manutenção de edifícios”. *Spy Building Inspeções de Edifícios, Apresentado nas Jornadas de Engenharia de Manutenção, Isel, (JEM2013)* – Lisboa, 2013, pp. 8.
- [5] Roscoe, M. T. “Patologias em revestimento cerâmico de fachada”. *Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia*. Belo Horizonte, 2008, pp. 21-24.
- [6] Pauluzzi.”Alvenaria de vedação”. Disponível em: <<http://www.pauluzzi.com.br/vedacao.php>>. Acessado em: 16 nov. 2015.
- [7] Comunidade da construção. “Revestimento de argamassa”. Disponível em: <<http://comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/4/caracteristicas/o-sistema/61/caracteristicas.html>>. Acessado em: 16 nov. 2015.
- [8] Falkemberg, F. E. K. “Limpeza de revestimento de fachada: Práticas e suas características Técnicas”. *Monografia - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia*. Porto Alegre, 2009, pp. 23-23.
- [9] Téchne. “Sistemas construtivos, revestimento monocamada para fachadas”. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/164/revestimento-monocamada-para-fachadas-286768-1.aspx>>. Acessado em: 16 nov. 2015.
- [10] Antonio.”Cliquei achei”. Disponível em: <https://br.images.search.yahoo.com/images/view;_ylt=A2KLj9IZDr5W72QA0v1Gw4lQ;_ylu=X3oDMTI0NzZh b2U3BHNIYwNzcRzbGsDaWlInBG9pZANmZTFkNjE2NzE0ZWY3OGYyMDA2NmRkZGQwYWEzODBkZ ARncG9zAzUwOARpdANiaW5n?.origin=&back=https%3A%2F%2Fbr.images.search.yahoo.com%2Fyhs%2Fse arch%3Fp%3Dreboco%2Bpaulista%26n%3D60%26ei%3DUTF-8%26y%3DBuscar%26fr%3Dyhs-CND-006%26fr2%3Dsb-top-br.images.search.yahoo.com%26hsimp%3Dyhs-006%26hspart%3DCND%26nost%3D1%26tab%3Dorganic%26ri%3D508&w=800&h=600&imgurl=www.cliqueiachei.com.br%2Fimagens-fotos-clientes-cliquei-achei%2Fantonio-pedreiro-8114-20150314095910.jpg&rurl=https%3A%2F%2Fwww.cliqueiachei.com.br%2Ftelefone%2Ffranca%2Fsp%2Fantonio-pedreiro&size=63.4KB&name=Antonio+Pedreiro%2C+Franca%2C+SP%2C+%2816%29+99188-926%2A++Cliquei+Achei&p=reboco+paulista&oid=fe1d616714ef78f20066ddd0aa380dd&fr2=sb-top-br.images.search.yahoo.com&fr=yhs-CND-006&tt=Antonio+Pedreiro%2C+Franca%2C+SP%2C+%2816%29+99188-926%2A++Cliquei+Achei&b=481&ni=160&no=508&ts=&tab=organic&sigr=123mhr2r9&sigb=15ud3rshu&sigi=1356rfsmu&sigt=11tf853sa&sign=11tf853sa&.crumb=g4Iq2Z1NZfs&fr=yhs-CND-006&fr2=sb-top-br.images.search.yahoo.com&hsimp=yhs-006&hspart=CND>. Acessado em: 16 nov. 2015.
- [11] Chaves, A. M. V. A. “Patologia e reabilitação de revestimentos de Fachadas”. *Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Moinho*. Valpaços, 2009, pp. 48-48
- [12] Resende, M.M. “Manutenção preventiva de revestimentos de fachada de edifícios: limpeza de revestimentos cerâmicos”. *Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*. São Paulo, 2004, pp. 167-168
- [13] Resende, M. M.; Medeiros, J. S. “Manutenção preventiva de revestimentos de fachada de edifícios: limpeza de revestimentos cerâmicos”. São Paulo: Escola Politécnica da Usp/ Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 2004, pp 22.
- [14] Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. “Edifícios Habitacionais – Desempenho – NBR 15575”, Rio de Janeiro, 2013, pp. 2-5.
- [15] Belisário, W. S. J.; Bauer, E. ”Plano de gestão de manutenção de fachadas”. IV Cirmare – Congresso internacional na recuperação, manutenção e restauração de edifícios, Rio de Janeiro, 20015. pp. 8
- [16] Fagundes Neto, J. C. P. “Proposta de método p/ investig. de manifestações patológicas em sist. de pinturas látex de fachadas”. *XIV Cobreap – Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias*. IBAPE/BA. Salvador, 2013, pp. 33-33
- [17] Boto, M.G. “Plano de manutenção de fachadas em edifícios na zona costeira.”. Dissertação (mestrado) – Universidade Fernando Pessoa. Porto, 2014. P. 111.
- [18] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. “NBR 15575: Desempenho de Edifícios Habitacionais de até Cinco Pavimentos. Parte 1 a 6: Requisitos gerais.” Rio de Janeiro: ABNT, 2012.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



PREVENÇÃO PATOLÓGICA: ANÁLISE E CARACTERIZAÇÃO DE CORPOS DE PROVA DE CONCRETO POR MEIO DE RAIOS X

A. ROMÁRIO ALVES CARVALHO

Engenheiro Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
romario_engcivil@outlook.com

H. FRANÇA DA SILVA

Acadêmico de Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
hugo0288@outlook.com

G. TÚLIO FONSECA COELHO

Mestre em Engenharia Civil
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
glauber.coelho@pitagoras.com.br

D. ROCHA PEREIRA

Mestre em Energia e Ambiente
Faculdade Pitágoras de São Luís
Maranhão; Brasil
daniel.rocha.drp@gmail.com

RESUMO

Normalmente os testes que envolvem o concreto como material de estudo são de ordem destrutiva, porém verifica-se que esses ensaios apresentam incapacidade ou deficiência na caracterização da estrutura interna da peça de concreto, sendo impossível quantificar de forma adequada possíveis falhas na execução (fabricação) de peças de concreto. Os ensaios não destrutivos (END's) por sua vez conseguem ampliar a visão do estudo interno do concreto, permitindo a caracterização, identificação e quantificação de possíveis manifestações patológicas na estrutura, como: fissuração, trincas, bolhas de ar, possíveis corpos estranhos, assim como o volume de agregados, posição de armaduras, distância da superfície (recobrimento). Nesta pesquisa é evidenciado os END's por meio de raios X, fazendo uso de técnicas em 2D e 3D, ou respectivamente o raios X convencional e tomografia computadorizada permitindo que as características supracitadas sejam consideradas, no qual foi enfatizado a quantificação do número de vazios, densidade específica das peças, bem como a disposição dos agregados e aglomerante que compõe o material em estudo. Aplicou-se de forma direta a utilização de softwares para o auxílio desse estudo, onde tornou-se possível a análise quantitativa de resultados, provando que os END's já são uma realidade que vem ocupando seu espaço na engenharia, podendo assim garantir a qualidade dos componentes em conformidade com os requisitos das normas. O método de END por raios X desempenham um papel importante, segura e de forma insuperável na documentação da qualidade do produto inspecionado, pois, este projeta imagem interna da peça.

Palavras-chave: END's. Raios X. Tomografia Computadorizada. Corpo de Prova de Concreto

ABSTRACT

Usually the tests involving the concrete as a study material are destructive order, but it appears that such tests have disability or impairment characterization of the internal structure of the piece of concrete, it is impossible to quantify adequately potential failures in the implementation (fabrication) concrete parts. The nondestructive testing (NDT's) in turn can extend the vision of the internal concrete study, allowing the characterization, identification and quantification of possible disorders in the structure, such as: cracking, cracks, air bubbles, possible foreign bodies, as well as volume of aggregates, reinforcement position, away from the surface (covering). This search is highlighted the END's by means of X-rays by making use of techniques in 2D and 3D, or respectively the conventional X-rays and computed tomography allowing the aforementioned characteristics are considered, which was emphasized quantifying the void number density specific parts as well as the provision of aggregate and binder that makes up the material under study. Applied directly using software for the help of this study, which made possible the quantitative analysis results, proving that END's are already a reality that is occupying its space engineering and can thus guarantee the quality of components in accordance with the requirements of the standards. The NDE method for X-rays play an important role, safe and unsurpassed in the documentation of the quality of the inspected product, therefore this design internal part image, which no other test is able to display.

Keywords: D's. X-ray Computed Tomography. Body Concrete Proof



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais utilizados na construção civil, além de ser também um dos materiais de maior importância, o que torna imprescindíveis estudos sobre este material para a garantia e controle de qualidade. [1]

Em ensaios realizados em concreto, comumente as provas de resistência a compressão são feitas aos 28 dias de idade em Corpos de Prova (CP) cilíndricos ou prismáticos para verificar se o concreto está conforme determinado pelo projeto. Todavia, os CP's não são genuinamente representativos do concreto existente na estrutura, devido às diferentes condições de lançamento, condições de cura e compactação. [2]

Em meio às várias formas de analisar o concreto endurecido, a eficiência dos ensaios não destrutivos (END) vem ganhando cada vez mais espaço devido ao aperfeiçoamento das técnicas utilizadas. Existem diversas formas de END's que permitem a detecção de patologias sem comprometer o material. [3]

Nos últimos 40 anos têm sido feitas várias tentativas quanto ao desenvolvimento de métodos de ensaio *in situ* não destrutivos, para assegurar a qualidade do concreto na estrutura. Métodos onde são detectados posição e tamanho das armaduras, vazios, fissuras, falhas de concretagem, e teor de umidade do concreto *in loco*. Esses métodos são relevantes não só para o caso de estruturas executadas já há algum tempo, que apresentam manifestações patológicas e têm que ser reparadas e/ou reforçadas, mas também para o caso de estruturas novas ou em execução (ensaios de aceitação). [4]

Verifica-se grande aplicação dos ensaios em diversos países, bem como um enorme crescimento do número de pesquisas nesta área, almejando a obtenção de resultados mais seguros nas investigações das características do concreto das estruturas. O sucesso do emprego dos ensaios não destrutivos depende, além do conhecimento e da experiência do profissional que realiza os ensaios, da instrumentação, pois, necessita-se de estarem bem calibrados, com controle de qualidade apropriado, para correlacionar as medições do ensaio com as características do concreto. [5]

No Brasil, ainda são poucos os estudos sobre este tema e nem todos os ensaios não destrutivos empregados têm seus procedimentos de realização normatizados pela ABNT. Tem-se, portanto, uma grande necessidade de desenvolvimento de trabalhos e de formação de mão de obra qualificada nesta área, objetivando análise adequada das estruturas de concreto produzidas com os materiais disponíveis no mercado nacional. [6]

Com o passar do tempo as técnicas convencionais para avaliação das propriedades do concreto não apresentavam resultados satisfatórios em alguns aspectos, aspectos esses que foram solucionados a partir da evolução da análise de imagens e graças ao progresso na aquisição destas, assim como ao desenvolvimento de softwares e algoritmos de programação para medir essas interpretações. Esses resultados se tornaram importantes para garantir que as características entre as propriedades e a estrutura do concreto encontrem-se suficientemente bem estabelecidas e compreendidas, permitindo-se a previsão de seu comportamento. [7]

Após a verificação da eficiência da Tomografia Computadorizada (TC) de raios X na área da medicina, iniciaram-se numerosos estudos com a intenção de promover o procedimento no campo da engenharia para END's. Seria de grande importância para a engenharia que pudessem obter a TC exatamente no local onde se encontra a estrutura que se deseja estudar, porém ainda não existem equipamentos que possam ser usados *in situ*. [8]

Os ensaios não destrutivos (END's), por meio de Raio X, conseguem ampliar a visão do estudo interno do concreto, permitindo a caracterização, identificação e quantificação de possíveis patologias na estrutura, como: fissuração, trincas, bolhas de ar, possíveis corpos estranhos, assim como o volume de agregados, posição de armaduras, distância da superfície (recobrimento). [9]

A manifestação patológica conhecida como a reação álcali agregado, bem como todas as outras, ao ser previamente detectada e retificada, resulta na diminuição dos custos envolvidos no procedimento de correção e tratamento da manifestação patológica. A reação álcali agregado, RAA, pode resultar em problemas estruturais bem como operacionais, e é destacada pelas expansões intensas, que podem acontecer em diferentes momentos. Muito embora sendo um fenômeno bastante conhecido, ainda existem muitas dificuldades em entendê-lo. [10]

Nesta pesquisa realizou-se END's por meio de raios X, com uso de técnicas em 2D e 3D, com o objetivo de prevenir o aparecimento de manifestações patológicas em estruturas de concreto, enfatizado a quantificação do número de vazios, densidade específica das peças, bem como a disposição dos agregados e aglomerante que compõe o material em estudo.

2. METODOLOGIA

Os CP's cilíndricos foram produzidos no laboratório da Faculdade Pitágoras de São Luís, e como recomenda a NBR 5738/2015 – Procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova de concreto, onde o corpo de prova deve ter a altura igual ao dobro do diâmetro, bem como os planos das bordas circulares extremas do molde devem ser perpendiculares ao eixo longitudinal do molde, com laterais e bases do molde de aço ou outro material não absorvente, evitando uma possível reação com o aglomerado, e com resistência suficiente para conservar a forma durante a operação de moldagem. [11]

Os ensaios por raios X e tomografia computadorizada levam em conta as densidades óticas que está diretamente ligada ao índice de absorção de radiação coexistente para cada material. A absorção diferenciada de radiação é detectada através de filmes ou detectores eletrônicos de radiação. A partir daí essa técnica indicará, entre outras coisas, a existência de falhas, defeitos e características do concreto. [12]

É a partir deste conceito que se tornou possível correlacionar avaliações visuais com estudos computacionais. Hoje os raios X permitem o estudo do comportamento de inúmeros materiais, sendo um deles o concreto simples e/ou armado. O método dos raios X funciona baseado na lei de Beer-Lambert que relaciona a absorção de raios X à espessura do material e coeficiente de absorção identificando o número de fótons emitidos que atingem o material estudado, conhecidos como coeficiente global de atenuação linear. [6]

Os cuidados e recomendações utilizados nesse experimento foram baseados por normas internacionais, mas especificamente por normas britânicas, pela falta de normatização brasileira a respeito do assunto.

No centro de radiodiagnósticos os CP's foram submetidos primeiramente aos raios X (2D) em condições naturais dessa forma foram visualizadas deformações, bolhas de ar, disposições dos agregados e aglomerantes, possíveis manifestações patológicas, falhas causadas pela má produção advindas da falta de aplicação de técnicas necessárias para a produção e obtenção de resultados satisfatórios, em seguida os mesmos são imersos em substância contrastada (solução de ioxitalamato de meglumina) diluída em água destilada na proporção de 1:1,3 para comparação visual das imagens, pois, esta solução evidenciará de forma mais sucinta o índice de vazios e possíveis falhas existentes na amostra. Alguns CP's também foram submetidos ao ensaio em TC (3D), de forma íntegra, ou seja sem cortes físicos, e sem adição de contraste.

Nesse estudo foram utilizadas duas técnicas de produção de raios X, um com emissão de radiação convencional e TC adaptada para o estudo. Para radiografia convencional foi utilizado o aparelho de radiação móvel (VMI Aquilla Plus 500 S) com tensão máxima de 75 Kv e na TC (Siemens Somatom Emotion 16 canais) com tensão de 130 Kv com cortes axiais de 1-2mm de espessura, um leitor CR de ecrã receptor de exposição radiográfica, e contraste iodado Telebrix 30 meglutamina, de 300 mg/mL produzido pelo laboratório Guerbet.

2.1 Produção dos CP's

Os materiais escolhidos para este experimento foram: Cimento Portland CII E32, Brita Nº 0 e areia fina. As amostras foram produzidas em laboratório com diferentes tipos de dosagens fornecidos seguindo o método de dosagem IPT/EPUSP, apresentado por Helene e Terzian na figura 1. [13]

Traços de concretos com cimento CP II-E-32.

Resistência de Dosagem Esperada (MPa) na Idade (dias)		TRAÇO EM MASSA										TRAÇO EM VOLUME								
		Para 1 kg de cimento				Para 1 metro cúbico						Para 1 kg de cimento				Para 1 metro cúbico				
3	7	28	Areia (kg)	Pedra (kg)	a/c	Aditivo (%) ⁽¹⁾	Cimento (kg)	Areia (kg)	Pedra (kg)	Água (kg)	Aditivo (kg)	Areia (ℓ)	Pedra (ℓ)	a/c	Aditivo (%) ⁽¹⁾	Cimento (kg)	Areia (ℓ)	Pedra (ℓ)	Água (ℓ)	Aditivo (ℓ)
4	7	15	3,85	3,66	0,85	1,5	239	919	874	203	3,6	2,65	2,30	0,85	1,5	239	634	550	203	3,0
6	10	20	3,39	3,31	0,73		269	912	891	196	4,0	2,34	2,08	0,73		269	629	560	196	3,4
8	14	25	3,10	3,10	0,65		292	906	904	190	4,4	2,14	1,95	0,65		292	625	569	190	3,7
10	16	30	2,85	2,90	0,58		317	903	920	184	4,8	1,96	1,83	0,58		317	623	579	184	4,0
13	20	35	2,59	2,71	0,54		344	891	932	186	5,2	1,79	1,70	0,54		344	614	586	186	4,4
16	23	40	2,42	2,58	0,51		365	883	942	186	5,5	1,67	1,62	0,51		365	609	592	186	4,6
20	28	45	2,25	2,45	0,48		387	870	949	186	5,8	1,55	1,54	0,48		387	600	597	186	4,9
23	34	50	2,08	2,32	0,45		412	856	957	185	6,2	1,43	1,46	0,45		412	590	602	185	5,2

Figura 1: traços e dosagens do concreto [13]

Para não influenciar no fator água/cimento os agregados foram inseridos em estufa para perda de umidade e o agregado miúdo (areia) foi analisado granulometricamente conforme determina a NBR NM 248/2003. [14]

2.2 Configuração dos CP's

No laboratório de concreto da Faculdade Pitágoras de São Luís foram fabricados 11 CP's cilíndricos, 10 com dimensões básicas de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura e 1 com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, dos quais 10 foram utilizados no estudo e um foi descartado por controle de qualidade. 9 CP's com a menor dimensão foram utilizados em ambos os testes, no 2D e 3D, já o de maior dimensão apenas o teste em três dimensões.

Os corpos de prova de menor dimensão podem repercutir resultados que possibilitam a confiabilidade no resultado dos ensaios. Nesse sentido é comprovado que é possível através da utilização de raios X o emprego de CP's realmente pequenos para a determinação das características do concreto. [9]

No primeiro dia de produção das amostras foi adotado um dos parâmetros de produção para a resistência de dosagem esperada (MPa) na idade (dias): que estima em 28 dias as peças chegarem a 45 MPa no segundo dia, a dosagem que estima para 28 dias 25 MPa, porém as peças fabricadas no primeiro dia, em toda a totalidade (5 peças de 5x10 cm) foram constituídas apenas por concreto simples, já a segunda remessa além de concreto simples (2 peças sendo uma 5x10 cm e outra 10x20 cm), também foram criadas amostras com concreto armado (1 peça com 5x10 cm) e com poliestireno expandido (1 peça de 5x10 cm) adicionado na mistura do composto de concreto, com a intenção de se produzir uma peça, que ao ser exposta aos raios X, a mesma simule de forma visível a criação de bolhas de ar no interior da peça, aumentando o índice de vazios existentes na amostra, isso se dá pelo fato do EPS possuir uma densidade óptica muito próxima a do ar, o que o diferencia de toda a estrutura visual do CP.

O número de vazios está correlacionado diretamente a uma das principais características do concreto, a resistência a compressão, além disso os vazios ao mesmo tempo possuem grande importância para a determinação da vida útil das estruturas, uma vez que quanto maior a porosidade, maiores os detrimientos ocasionados pelo ambiente, pois desta maneira os agentes agressivos podem penetrar com maior facilidade na peça.

A presença de vazios diminui significativamente a resistência do concreto, sendo observado que a simples presença de apenas 5% de vazios geram decréscimos de até 30% na resistência. [15]

Nos testes realizados na configuração em 2D, foi utilizado o aparelho de radiação móvel, assim como as amostras produzidas em menores dimensões e com datas de fabricação distintas, bem como as suas resistências, algumas dessas amostras sofreram cortes axiais com espessura de 10mm, feitos com um aparelho de corte, com lâmina diamantada.



Figura 2: Amostra CP's

Alguns corpos de prova foram fatiados, assim como determinado nos trabalhos de Takeda e Otsuka, 2006, uma vez que ao se produzir quantidades de cortes significativos, pode-se chegar a um achado de proporcionalidade, podendo ser correlacionados com a peça na íntegra. [9]

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaio 2D

Os ensaios foram realizados sete dias após a produção das amostras, com a finalidade de se estimar nesse período a resistência das peças.

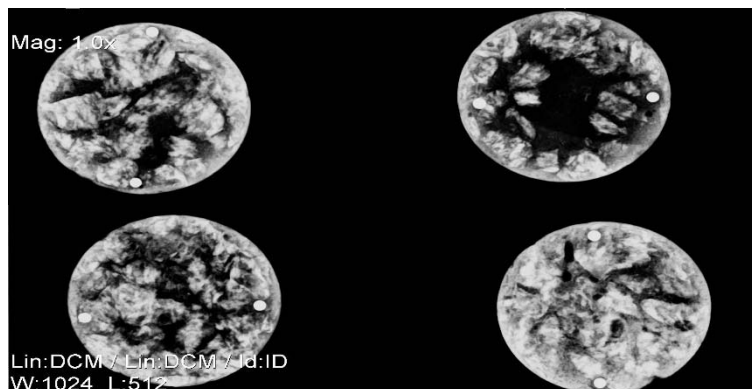


Figura 3: Peças laminadas de concreto (50mm ϕ e 10mm de altura) sem contraste

Primeiramente foram realizados os ensaios utilizando o aparelho de raios X móvel, caracterizando dessa forma os testes em 2D, onde foi usado as peças de concreto fatiado. As peças de 50mm de diâmetro e 10mm de altura foram expostas a uma DFS (Distância Fonte Superfície) de 100 cm, permitindo uma abrangência de campo de radiação suficiente para a exposição de todas as peças, isso se dá pelo fator de divergência de propagação do campo radioativo.

As peças com dosagem distintas foram expostas a radiação no mesmo momento para a demonstração visual das imagens, fazendo com que estas possam ser diferenciadas através das características inerentes de cada amostra.

Amostras visualizadas com maior índice de vazios, assim como descreveu o estudo, são caracterizadas como as de menor resistência, ou seja, as produzidas com a dosagem de 25 MPa para os 28 dias, entretanto no dia do ensaio as peças estavam com 7 dias de fabricação, o que nos permite através da tabela de dosagem IPT/EPUSP, apresentado por Helene e Terzian [13], presumir que as amostras apresentavam resistência característica de 14 MPa. Já as peças com menor índice de vazios seriam as produzidas com a dosagem de 45 MPa para os 28 dias, onde segundo a tabela, estariam com 28 MPa.

Foram selecionadas algumas peças para a imersão em meios de contraste radiopaco, com a finalidade de se fazer um estudo de diferenciação visual da mesma peça, em estado natural e com contraste. Essa substância radiopaca por possuir viscosidade mais alta que a água, se tornaria impossível da mesma adentrar às estruturas da peça, dessa forma inviabilizando o teste com contraste, porém a substância composta por solução de ioxitalamato de meglumina, foi diluída em água destilada na proporção de 1:1,3 com a intenção de diminuir a sua viscosidade, tornando possível a realização do experimento.

As lâminas de concreto foram imersas no meio de contraste por 60 min, após esse tempo foram retiradas para a eliminação de excesso de superfície para a não propagação de possíveis artefatos de imagens. Esse tempo é o suficiente para que a substância impregne no interior da peça preenchendo os espaços vazios e evidenciando-os posteriormente após as exposições, assim como é relatado no estudo de Takeda e Otsuka. [9]

Assim como definiram os autores Takeda e Otsuka [9] no seu estudo, as imagens de raios-X recuperadas antes de depois da impregnação do meio contrastado, são utilizadas para a determinação da densidade por análise de imagem/software de medição. Em outras palavras, a dose transmitida é absorvida através dos espaços vazios, tais como bolhas de ar e rachaduras. A absorção de dose será diferenciada pela densidade do material absorvente, ou seja, na cor preta, os materiais de menor coeficiente linear de absorção, na cor branca, os de maior.

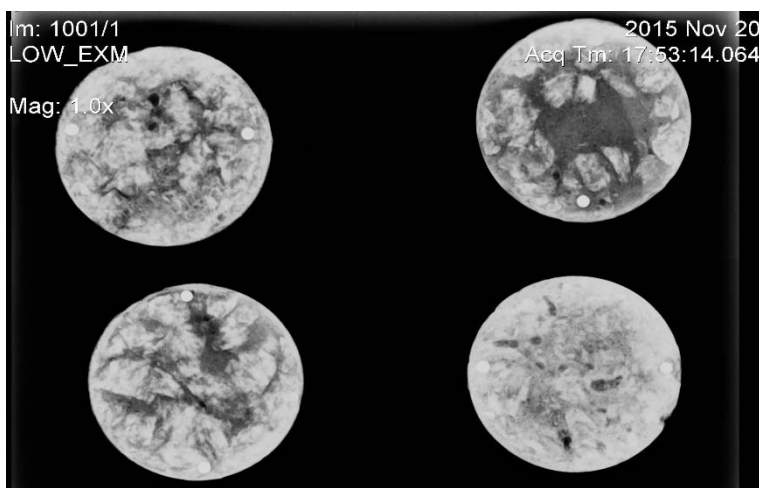


Figura 4: Peças laminadas de concreto (50mm ϕ e 10mm de altura) com contraste

Para a avaliação de uma das peças com e sem o contraste, e demonstração das densidade foi utilizado uma amostra produzida com a dosagem especificada em 14 MPa, essa comprovação foi estabelecida através da comparação das imagem com e sem contraste captadas pelo software de manipulação de imagens (sinapse), posteriormente após o melhoramento, o programa responsável pela qualificação de dados da imagem (e-filme) que auxilia na comprovação das densidades estabelecidas para o material em estudo, no caso o concreto, criando valores de densidades expressos em números que condizem com escala de tons de cinza, através de cortes feitos da imagem (imagej), gerando posteriormente gráficos nos quais expressam essas informações baseados em curvas de tendências (qtiplot), que relacionam: a quantidade dos tons de cinza pelo comprimento do corte.

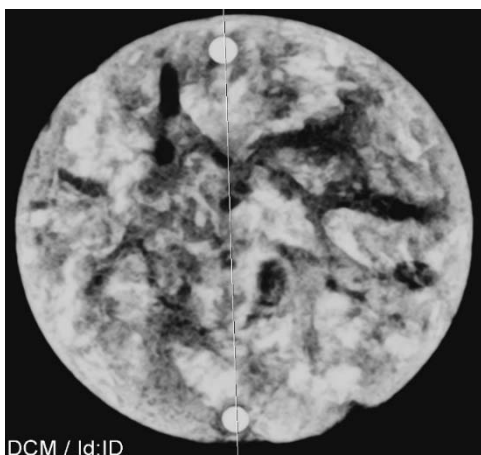


Figura 5: Peça de 5cm ϕ x 1cm de altura (sem contraste)

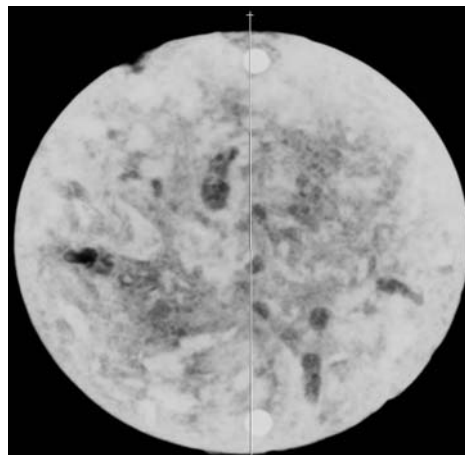


Figura 6: Peça de 5cm ϕ x 1cm de altura (com contraste)

Na figura 5, a peça sem contraste foi exposta, demarcada com esferas de chumbo, com a finalidade de identificação e referenciar o corte, pois, usa-se como padrão, dois valores extremos no corte na referida imagem: chumbo e o ar. Sendo o primeiro um material de maior densidade na imagem, e o segundo o de menor, como está representado no gráfico da figura 6:

No gráfico abaixo, está representado o corte realizado na imagem sem contraste, onde é explicitado em maiores valores de escala de cinza, as estruturas que possuem baixa densidade específica, e menores, para as estruturas de maiores densidades. A exemplo dos valores que mostram especificamente o corte fora da peça (ar), o índice de vazios se comportam de forma semelhante (aproximada), já valores com alta densidade são expressos no gráfico quando o corte sobrepõe as peças de chumbo, e varia no interior da peça, pois, o concreto não se comporta de forma homogênea, pelo fato de sua composição englobar materiais com densidades diferentes.

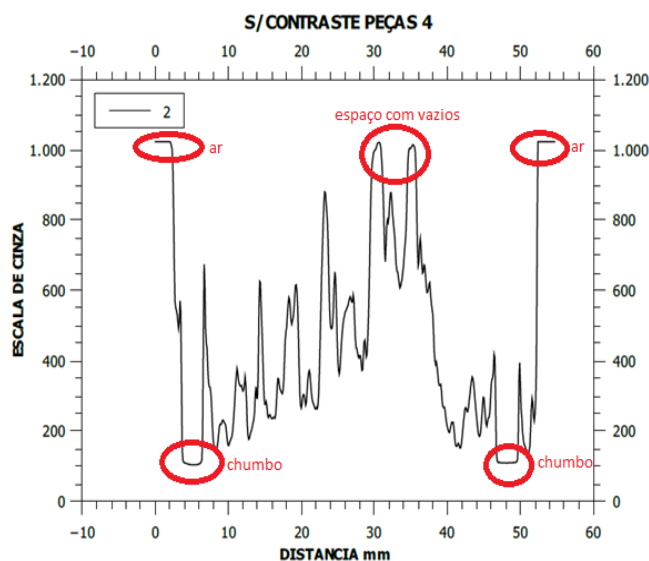


Figura 7: Gráfico escala de cinza x distância do corte (sem contraste).

Para comparação de resultados, após a imersão da mesma peça em meio de solução contrastada para a impregnação desta aos vazios da estrutura, foi realizada uma segunda exposição sem alteração da técnica previamente configurada no aparelho, onde é constatado que o número de vazios é reduzido visualmente, aumentando assim a densidade ótica da imagem, produzindo um gráfico com valores diferenciados aos do primeiro, como mostra as imagens a seguir:

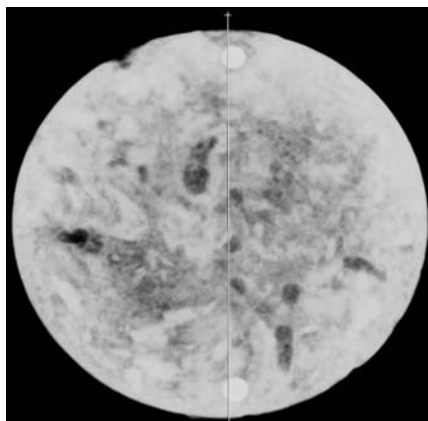


Figura 8: Peça de concreto 50mm ϕ x 10mm de altura (com contraste)

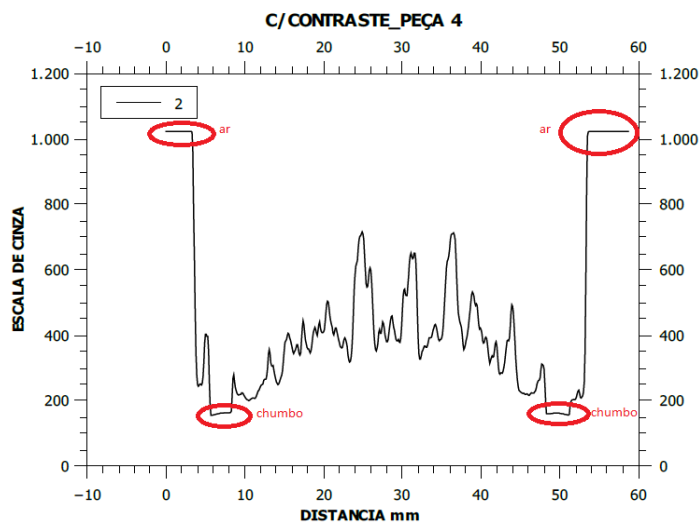


Figura 9: Gráfico escala de cinza x distância do corte (com contraste).

Nota-se que no segundo estudo a linha de tendência do gráfico se torna mais homogênea ao ser comparada com a do primeiro, isso se dá pelo fato dos espaços vazios se apresentarem preenchidos ou parcialmente preenchidos pela solução contrastada de alta densidade. O corte na imagem foi realizado exatamente na mesma posição do corte anterior, tornando possível a diferenciação visual e computacional como mostra os resultados gerados pelo software. Nota-se que o ar e o chumbo permanecem com os mesmos valores, porém a área de interesse na peça muda drasticamente, formalizando um resultado sensível no que diz respeito a caracterização do índice de vazios.

3.2 Ensaio 3D

Adotou-se nesse ensaio um CP composto de concreto simples de dimensões: 100mm ϕ x 200mm altura (h) e três CP's, cada um na seguinte configuração: concreto armado, concreto simples e concreto misturado com EPS na sua composição, ambos de mesma dimensão: 50mm ϕ x 100mm (h). O CP de maior dimensão foi fabricado seguindo a dosagem que prevê 45 MPa aos 28 dias e os demais com dosagem de 25 MPa aos 28 dias.

Foram realizados cortes axiais com espessura de 1mm, adquirindo dessa maneira inúmeras imagens semelhantes visualmente, das quais foram escolhidas algumas para demonstração do experimento.

Os softwares dos tomógrafos em geral utilizam como resultados os valores obtidos relacionados diretamente com coeficiente de atenuação linear em questão, cuja a unidade de medida se resume a unidades Hounsfield ou NCT. Nesse espectro a água apresenta um valor igual a zero (0) e o ar o valor igual a menos mil (-1000), as demais estruturas possuem um valor específico de acordo com seu material sempre correlacionados com desvio padrão pra mais ou pra menos, isso se dá pela dependência e da não homogeneidade do material assim como a energia inicial aplicada na varredura.

Primeiramente o CP de 100 x 200 mm foi exposto a uma varredura na qual aplicou-se uma tensão de 130 Kv e uma corrente-tempo de exposição de 150 mAs. Essa imagem é obtida através de uma reconstrução computacional detalhada através do somatório de todos os cortes dos quais foi submetida a peça, produzindo assim uma visualização fiel da peça real.

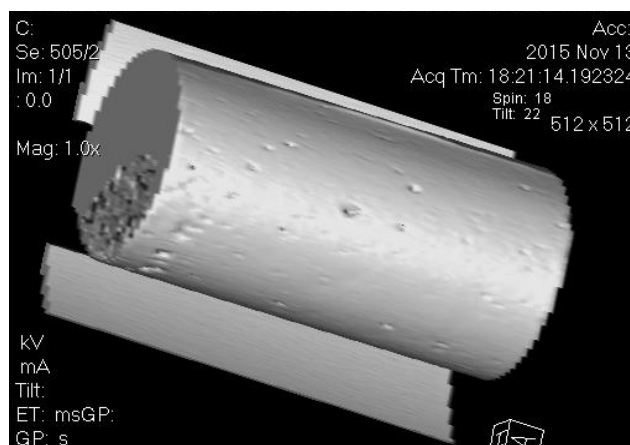


Figura 10: Reconstrução 3D (adição das imagens obtidas por cortes axiais).

Através desse experimento foi constatado e comprovado algumas características que dizem respeito a estrutura do material, como a disposição dos agregados, aglomerados e vazios, vistos na imagem.

Ao extrair testemunhos de um concreto e expô-los aos Raios X é possível obter uma imagem onde os vazios aparecem na cor preta, para obter apenas a porção dos vazios. Logo a diferença entre as imagens representa a diferença entre a quantidade de Raios X transmitidos ou “transmission dose reference TDD”, que pode ser entendida como a quantidade de vazios. [8]

Através do método de reconstrução de imagens foi possível agrupar estas, permitindo que delas fossem subtraídas todas as estruturas de menor densidade, permanecendo apenas os agregados graúdos, pois são os de maior densidade, apresentando nesse sentido as disposições destes na reconstrução 3D, como mostra a figura 10.

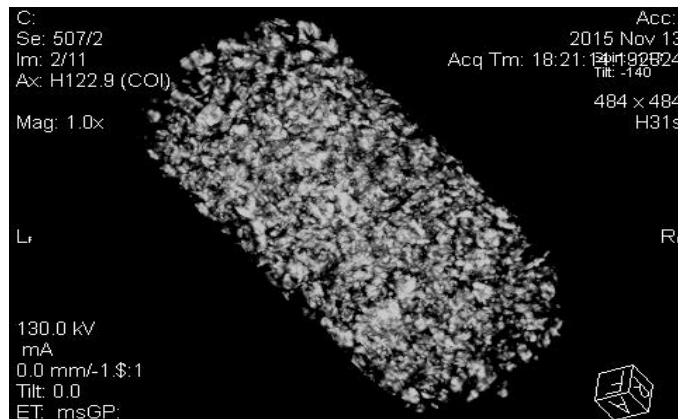


Figura 11: Disposição dos agregados graúdos

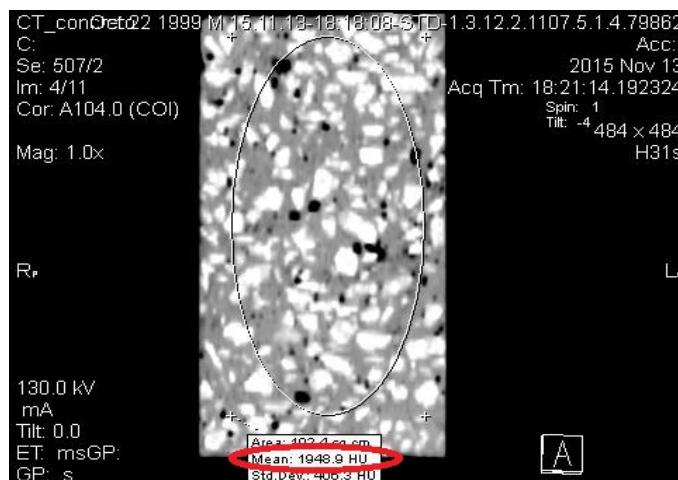


Figura 12: Corte longitudinal na peça de 100mm ϕ x 200mm altura (h)

Através de um corte longitudinal (slice) na mesa peça, foi realizado o estudo de densidades do concreto simples, no qual foi constatado através do estudo da imagem e análise de área:

A área em destaque na imagem da peça mostra um resultado de $NCT=1948,9$ para o qual se destaca um ADS (desvio padrão médio) de ± 450 por recomendação do fabricante do software.

A densidade específica da peça (KN/m^3) pode ser encontrada através da equação:

$$\rho_t = \rho_a [1 + 0,001 \cdot NCT] \quad \rho_t = 2,94 \text{ KN}/m^3$$

Com o desvio padrão é possível encontrar um valor corrigido da densidade específica do concreto simples de:

$$\rho_t \cong 2,49 \text{ KN}/m^3$$

Os corpos de prova de menor dimensão (50mm ϕ x 100mm (h)) também foram submetidos ao teste de TC. Três CP's foram alinhados com espaçamento de 10mm entre ambos na seguinte ordem: CP com concreto armado, CP com concreto simples e CP com concreto simples com adição de EPS.



Figura 13: Reconstrução 3D (adição das imagens obtidas por cortes axiais).

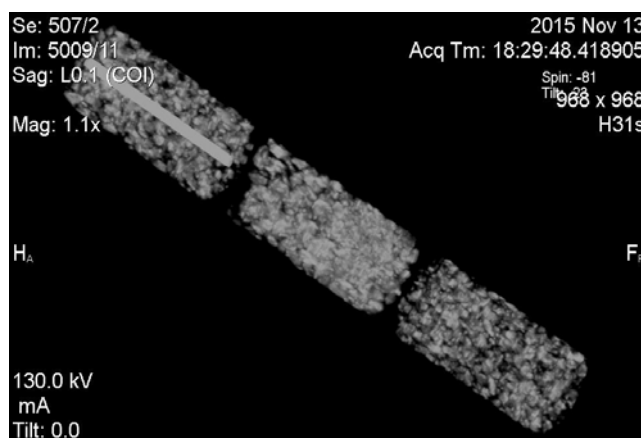


Figura 14: Reconstrução 3D, dos CP's de menor dimensão

O método de reconstrução e exploração de imagens através do somatório dos cortes feitos no ensaio permite a visualização do interior da peça dando ênfase aos materiais de maior ou menor densidade ótica, dessa maneira foi concebido imagens que possibilitam a identificação dos agregados graúdos, bem como a peça de aço do CP de concreto armado.

Foram selecionados cortes transversais individuais de cada CP's (50mm ϕ x 100mm (h)) para análise de densidade específica, evidenciando dessa maneira as diferenças nos resultados assim como algum defeito interno visualizado através da imagem radiográfica.

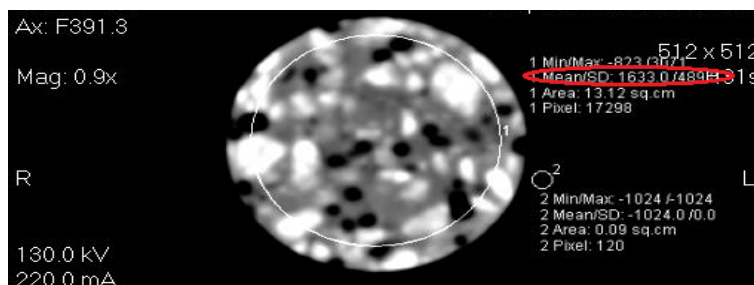


Figura 15: Corte de CP com EPS adicionado

Primeiramente foi analisado a imagem do CP cujo na sua composição existe EPS adicionado à mistura durante a produção, como mostra a imagem a baixo:

Nota-se na figura 14, áreas enegrecidas, demonstrando o acontece quando os raios X interagem com um material de baixíssima densidade, como o EPS. De uma forma didática será mostrado como esse enegrecimento altera o valor final da densidade específica da peça. Onde:

$$\rho_t = \rho_a [1 + 0,001 \cdot NCT]$$

$$\rho_t \cong 2,63 \text{ KN/m}^3$$

Com o desvio padrão fornecido na própria imagem (em destaque) é possível encontrar um valor corrigido da densidade específica do concreto simples com EPS de:

$$\rho_t \cong 2,14 \text{ KN/m}^3$$

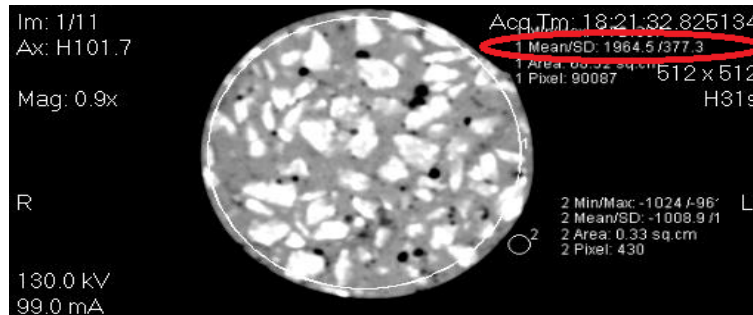


Figura 16: Análise do corte em CP concreto simples

Com o valor de NCT fornecido pelo software na imagem, correspondente a 1964.5 com SD de 377.3 podemos chegar diretamente com o valor corrigido pelo desvio padrão, onde:

$$\rho_t \cong 2,58 \text{ KN/m}^3$$

A peça de concreto armado, ao ser submetida ao estudo em 3D apresentou um resultado interessante, como se pode imaginar essa peça apresentaria uma densidade maior pois com a presença do aço esta seria mais elevada, porém foi escolhida um dos cortes em que se visualiza uma envoltória de ar adjacente a barra de aço, fazendo com que aquela porção da peça apresentasse um valor de densidade média menor do que a esperada. Esse estudo está sinalizado nas imagens abaixo.

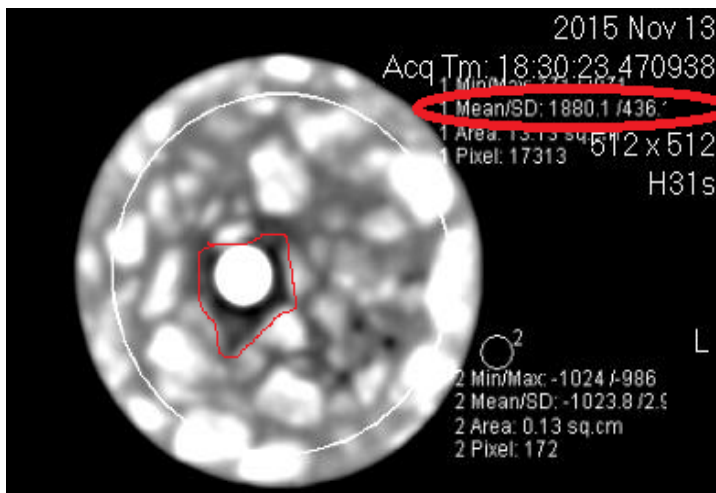


Figura 17: Análise CP de concreto armado

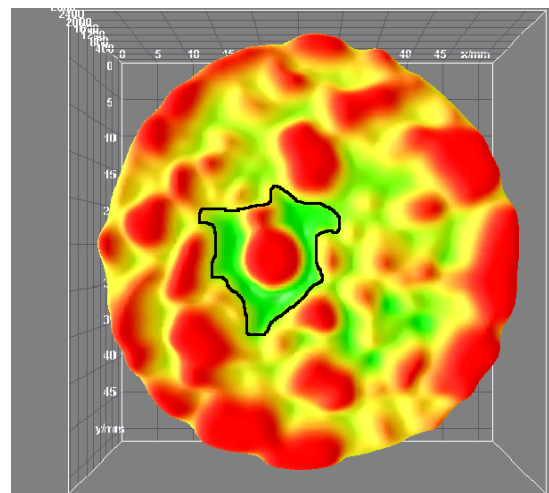


Figura 18: gráfico de superfície em visão térmica

Visualizando a figura 16, percebemos duas áreas em destaque, uma evidencia a zona de ar que envolve a barra de aço (apontado também do gráfico da figura 17, através de visão térmica) nessa porção da amostra, porção que foi determinante para a escolha dessa imagem, pois com essa característica a peça sofrerá um aumento no índice de vazios e na sua densidade específica média, a outra evidencia o NCT e o SD medido pelo programa, respectivamente com valores de 1880.1 e 436. Informações necessárias para calcular a densidade específica da porção do CP com concreto armado, onde:

$$\rho_t \cong 2,44 \text{ KN/m}^3$$



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



4. CONCLUSÃO

Com o uso do método de ensaio não destrutivo por meio de raios X os objetivos do experimento foram alcançados. O método mostrou-se eficiente na visualização e análise interna dos corpos de prova.

Os ensaios com finalidade de demonstrar a densidade específicas dos materiais mostrou-se plenamente satisfatória. Para a massa específica calculada com valores provenientes da tomografia computadorizada, o resultado encontrado apresentou uma diferença de +4% para o concreto simples e -2,4% para concreto armado em relação a métodos tradicionais.

Na análise em 2D conclui-se que o estudo em questão poderá vir a levar à quantificação de vazios, no entanto nesse estudo não foi possível em decorrência da pequena quantidade de amostras estudadas, consequentemente poucas classes de resistência impossibilitando subtrações de gráficos e assim a criação de um modelo matemático para este caso.

A visualização 3D das amostras, com a técnica de Tomografia Computadorizada mostrou-se eficiente para analisar o conteúdo volumétrico e vazios nos corpos de prova, uma vez que a diferença de densidades nos permite a análise individual de cada componente constituinte da peça, como agregados, aglomerantes e aço.

A maior contribuição deste experimento consistiu em uma nova proposta metodológica para a análise e visualização interna do concreto, obtenção do volume de agregados, de vazios, de possíveis falhas internas, a estrutura do concreto além da estimativa da massa específica do concreto utilizando a tomografia computadorizada como ferramenta de estudo. Os resultados alcançados permitem o emprego de materiais de reparo compatibilizados com os materiais da obra, permitindo à estrutura tempo de vida prolongado com ótimas condições de segurança.

Para identificar as causas das patologias do concreto é preciso observar suas manifestações que ocorrem normalmente nas partes externas das estruturas. No entanto, existem os componentes internos que impossibilitam a visualização de forma eficiente por meios convencionais, entretanto os ensaios por raios-x permitem a extração de informações detalhadas da estrutura, como exemplo da RAA que pode ser diagnosticada previamente por meio de raios-X proporcionando uma investigação detalhada sobre a estrutura para que as contramedidas sejam tomadas.

5. REFERÊNCIAS

- [1] FREITAS JR. J. de Almendra. *“Materiais de Construção: A Estrutura do Concreto”*. 2013.
- [2] ALMEIDA, P. A. de Oliveira; VIEIRA, N. Yokoyama.; TOMO, F. da Cruz.; FUSCO, P. Brasiliense. *“Avaliação da Resistência dos Concretos com Cura em Ambientes com Vibrações Mecânicas Induzidas por Tráfego De Veículos”*. 2010.
- [3] EVANGELISTA, A. C. Jorge. *“Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaio Não Destrutivos”*. 2002.
- [4] MALHOTRA, V.M. and CARINO N.J. *“Handbook on Nondestructive Testing of Concrete Second Edition”*. 2004
- [5] SANTOS, Altair. *Ensaio Não Destrutivos Penetram Concreto a Dentro*. 2013. Disponível em: <http://www.cimentoitambe.com.br/ensaio-nao-destrutivos-penetram-concreto-a-dentro>. Acesso em: 15/10/15.
- [6] MENDES, Roberto. *“A Tomografia Computadorizada De Raios X Como Método Não Destrutivo de Análise Volumétrica de Concreto: Estudo De Caso em Testemunho de Concreto da Usina Hidroelétrica Mourão”*. 2010.
- [7] TAKEDA, Mitsuhiro and OTSUKA, Koji. *“Presumption of Deterioration Concrete Strength by Small Size Core and Xray Technique with Contrast Medium”*. 2009.
- [8] ROSA, A. R. Oliveira; GONÇALVES, D. K. Carmo; OLIVEIRA, N. N. Custódio. *“Avaliação da Resistência a Compressão do Concreto Usando raios X”*. 2014.
- [9] TAKEDA, Mitsuhiro and OTSUKA, Koji. *“Estimation of Concrete Strength by Contrast X-Ray”*. 2006
- [10] MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M. *“Concreto, estrutura, propriedades, e materiais”* – PNI, São Paulo. 1994.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5738. *“Concreto - Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos de Prova”*, Rio de Janeiro. 2015.
- [12] SANTOS, E. Severino e NACIF, M. Souto. *“Manual de Técnicas em Tomografia Computadorizada”*, Rio de Janeiro. 2009.
- [13] HELENE, Paulo; TERZIAN, Paulo. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo: PINI, 1992.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 248. *“Agregados - Determinação da Composição Granulométrica”* Rio de Janeiro. 2003
- [15] NEVILLE, A. M., *Propriedades do Concreto*, Editora Pini, 2º ed., pp.828, 1997.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



PRINCIPAIS MOTIVOS DOS PROBLEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO EM EMPREENDIMENTOS DE PORTO ALEGRE E CANOAS – ESTUDO DE CASO

R. C. VENTURINI

Engenheiro
PUCRS
Rio Grande do Sul; Brasil
e-mail: rafael.venturini@acad.pucrs.br

A. B. ROHDEN

Professor
PUCRS
Rio Grande do Sul; Brasil
e-mail: abrahao.rohden@pucrs.br

RESUMO

Deficiência na impermeabilização ou ausência desta trazem diversos problemas às edificações e seus habitantes, para saná-las, são necessários processos com ciclos longos e onerosos. Este fato leva muitas construtoras a contratar empresas especializadas na expectativa de que a incidência de manifestações patológicas seja pequena. Contudo isto não vem ocorrendo nas construtoras de grande porte. Através da análise e acompanhamento de dados coletados pelo departamento de assistência técnica de uma construtora, fez-se uma assimilação destes com material técnico e responsáveis pelas etapas de obra e precedentes, com intuito de encontrar a principal causa destes problemas. Analisando e classificando as informações, concluiu-se que a maioria dos problemas de infiltração são oriundos das fases executivas da obra, não apenas da aplicação do material impermeável, mas também das etapas que a sucedem. Palavras-chave: impermeabilização, manifestação patológica, defeitos de impermeabilização.

ABSTRACT

Deficiency in waterproofing or lack thereof bring many problems to buildings and their inhabitants, to cure it, are necessary processes with long and costly cycles. This fact leads many developers to hire specialized companies in the expectation that the incidence of pathological manifestations is small. However, this has not happened in large construction companies. Through the analysis and monitoring of data collected by the service department of a construction company, it became an assimilation of these with technical material and responsible for the steps to work and above, in order to find the root cause of these problems. Analyzing and classifying the information, it was concluded that the majority of infiltrating problems arise from the executive stages of the work, not only the application of impermeable material, but also of the succeeding steps.

Keywords: waterproofing; pathological manifestation; sealing defects.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil, em detrimento da sua mão de obra desqualificada e seus processos artesanais, tem grande incidência de manifestações patológicas durante e após a entrega do seu produto. De acordo com Oliveira [1], ao analisar os chamados encaminhados ao setor de assistência técnica em uma construtora de grande porte, a infiltração é uma das principais causas, representando aproximadamente 9% dos casos, gerando manchas esteticamente indesejáveis, desagregação de cerâmicas, reboco e até mesmo rupturas na camada de concreto armado, proveniente da oxidação do aço. O meio de inibir grande parte da infiltração é a impermeabilização, qual pode ser feita ao empregar materiais impermeáveis às superfícies mais expostas às intempéries, às áreas internas úmidas da edificação e aos elementos em contato direto com a água ou materiais saturados, tais como paredes de fachada, lajes de cobertura, calhas, reservatórios de concreto, cortinas de contenção, vigas de baldrame e fundações.

As consequências da má impermeabilização, para o cliente, são transtornos psicológicos, através de manchas, gotejamentos e à saúde, pela presença de mofo e bolores. Para a construtora responsável, as consequências são o retrabalho na atividade da colocação dos revestimentos, pinturas, a própria camada impermeável, eventuais indenizações morais ou materiais e alojamento para o cliente durante o período de reparos com ciclos de até duas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



semanas. Este custo gerado à construtora, que na maioria dos casos destina-se a poucas unidades, não é tão impactante quando comparado ao custo total da construção, o que acaba por agravá-lo é o fato de não ser previsto no valor geral de venda do empreendimento, não sendo repassado ao cliente, refletindo diretamente no lucro líquido da empresa.

No Brasil, o estudo da impermeabilização e suas tecnologias ganhou força na década de 70, durante a execução do metrô de São Paulo, que demandou uma grande área impermeável. Com esta necessidade surgiu a primeira norma brasileira direcionada a este tema, a NB 279, de 1975 e foi desenvolvido o Instituto Brasileiro de Impermeabilização, IBI, responsável pela normalização e divulgação da importância da impermeabilização. Atualmente há um vasto contingente de material técnico disponível aos encarregados do planejamento, execução e fiscalização, a ocorrência de problemas relacionados à impermeabilização por parte de quem a constrói deveria ser ínfima, diferente do que é amparado pelos diversos departamentos de assistência técnica.

Visto a negligência pelas grandes construtoras em melhorar seus processos construtivos e por parte do cliente em fazer a manutenção conforme previsto em manual, este trabalho tem como por objetivo a atribuição da causa à consequência, demonstrando as principais causas dos problemas de impermeabilização na construção civil, através de um estudo de caso em empreendimentos de Porto Alegre e Canoas, pelo acompanhamento de atendimentos do departamento de assistência técnica às unidades entregues por uma construtora. O intuito da pesquisa, através da análise e conclusão, é de instruir estudantes, profissionais da área da construção e até mesmo leigos, que porventura venham a se deparar com este problema, quanto às principais causas das manifestações patológicas na impermeabilização, apresentando possíveis soluções com base nos resultados adquiridos. Pinto [2] salienta que o fato de conhecer as possíveis consequências da impermeabilização, indiscutivelmente pode nos ajudar muito a conseguir que esta tenha mais qualidade.

O método será de pesquisa, fazendo um acompanhamento de itens relacionados aos chamados dos clientes após a liberação das unidades, consultando o responsável técnico pela execução, os projetos e tecnologias utilizadas, que são basicamente a emulsão e manta asfáltica, argamassa impermeabilizante e selantes elastoméricos. Após filtrados os resultados serão classificados entre as possibilidades de erro de execução, ausência ou deficiência de projeto ou má utilização do usuário. Caso classificados no último item será consultado também manual técnico entregue aos proprietários e síndico do condomínio, confirmando a existência ou não de orientações com o uso apropriado dos recintos impermeabilizados e sua correta manutenção, a fim de garantir o tempo de vida previsto pelo projeto.

2. A IMPERMEABILIZAÇÃO E SUAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

São raros os casos de pessoas que nunca se depararam com alguma manifestação patológica oriunda da infiltração de fluidos na edificação. Para solucioná-los, além da técnica, é preciso levantar as ocorrências do problema e atribuí-las às suas respectivas causas.

1.2. A impermeabilização na construção civil

Segundo a NBR 9575[3]: a impermeabilização é o “conjunto de operações e técnicas construtivas (serviços), composto por uma ou mais camadas, que tem por finalidade proteger as construções contra a ação deletéria de fluidos, de vapores e da umidade.” Cunha e Neumann [4] classificam as impermeabilizações em duas formas principais, uma conforme a água atua sobre o elemento da edificação e outra conforme o comportamento do dente. No aspecto da água existem impermeabilizantes contra a água de percolação, pressão e umidade por capilaridade.

A NBR 15575 [5], norma que regulamenta o desempenho mínimo dos sistemas construtivos em edifícios habitacionais, cita que a edificação deve ser estanque à água de chuva, à umidade proveniente do solo e aquela proveniente do uso habitacional, com finalidade de preservar as condições de habitabilidade e de higiene do ambiente construído. Não apenas isto, indica também que a impermeabilização deverá atender o tempo de vida útil (VUP) de projeto, considerado como mínimo 40% do VUP da estrutura. Com este fator, fica grande responsabilidade aos responsáveis pela elaboração do projeto, da fiscalização do serviço e da elaboração manual técnico, pois devem prever os corretos procedimentos e de manutenção do sistema, durante e após a obra.

A NBR 5674 [6] adverte quanto à manutenção em edificações, não por serem mais importantes que em outros produtos, mas por serem realizadas com menor frequência, apresentam uma característica diferenciada. Atendendo seus usuários por muitos anos, devem apresentar adequadas condições de uso, resistindo às intempéries.

1.3. Manifestação patológica nas edificações

Referente às pessoas, todo sintoma, toda doença e toda dor têm uma história, o mesmo pode ser aplicado às edificações. Pinto [2] diz que o estudo da obra é fundamental, conhecer a data em que foi construída, quem foi seu construtor, conseguir uma cópia do projeto para sua revisão e análise e conhecer seus materiais. Sitter [7] atribuiu *The Law of Fives* ao processo construtivo, argumentando que uma unidade monetária investida na primeira fase (projeto) é tão efetiva



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



quanto cinco unidades monetárias investidas no início da segunda fase (construção), 25 unidades monetárias na terceira fase (manutenção e prevenção) e 125 unidades monetárias na fase final (manutenção corretiva).

Para passagem transversal de tubulações em lajes de concreto sujeitas à impermeabilização, é deixado um material de diâmetro superior ao da própria tubulação, ocasionando uma falha sujeita à infiltração, onde existem aspectos importantes relacionados às medidas de precaução. Picchi [8] adverte que a impermeabilização deve ser levada até a face interna dos ralos, para evitar a infiltração entre a própria impermeabilização e a face exterior do mesmo. A boa execução da obra e o cuidado com a impermeabilização não acrescentam custos, são simplesmente o resultado da perfeita organização e coordenação entre os diversos setores de trabalho [4].

2.3. Materiais utilizados como impermeabilizante

Dentre tantas opções de impermeabilização, há diversas dúvidas no que deve ser utilizado, quanto ao custo, confiabilidade e boa técnica. Mello [9] cita como campo de aplicação das mantas asfálticas a impermeabilização de coberturas, subsolos, jardins e reservatórios. Hussein [10] recomenda as argamassas impermeáveis para aplicação em ambientes que não estão sujeitos à fissuração, atuando através da mistura de aditivos hidrofugantes, responsáveis por inibir a infiltração d'água, à argamassa, agregando-lhe plasticidade e propriedades de estanqueidade. Mello [9] descreve a emulsão asfáltica como um impermeabilizante produzido através da emulsificação do asfalto em água. Apresentando baixa flexibilidade, resistência à fadiga e durabilidade, tem seu desempenho reduzido. Sua utilização pode ser como de camada de imprimação para mantas asfálticas.

Righi [11] recomenda para aplicação em juntas de dilatação os selantes elastoméricos em forma de mastique, inibindo a infiltração mesmo após as deformações da edificação. Segundo a NBR 9574 [12] "O substrato a ser impermeabilizado não deve apresentar cantos e arestas vivos, os quais devem ser arredondados com raio compatível com o sistema de impermeabilização a ser empregado". Por exigência da NBR 9575 [3] devem ser previstos nos planos verticais um recuo para virada da camada impermeabilizante, 20 centímetros acima do piso acabado ou 10 centímetros acima do nível máximo da lâmina d'água.

2.4. Efeitos da infiltração em edificações

Verçosa [13] diz que para resolver o tipo de impermeabilização é preciso conhecer os efeitos da infiltração. Pinto [2] distribui os principais efeitos das manifestações patológicas da impermeabilização nos seguintes:

- Mancha de umidade;
- Corrosão em armaduras;
- Desagregação da argamassa;
- Degradação da argamassa;
- Eflorescências;
- Gotejamento d'água.

Verçosa [13] define eflorescências como formações de sais nas superfícies das paredes trazidos do seu interior pela umidade, dando mau aspecto, manchas, descolamento ou descolamento da pintura. Jesus [14] constata que os problemas de impermeabilização podem ocorrer em qualquer etapa do processo, a correta execução é a melhor escolha para evitar estas falhas, eliminando os erros principalmente durante a fase de projeto. É necessário conhecer os possíveis problemas, evitando gastos diretos e indiretos.

2.5. Locais sujeitos à infiltração

Cunha e Neumann [4] define como áreas a serem impermeabilizadas: telhados e coberturas planas, terrações e áreas descobertas, calhas de escoamento das águas pluviais, caixas d'água, piscinas, tubulações hidráulicas, pisos molhados como banheiros e áreas de serviço, paredes pelas quais a água escorre e recebem chuva de vento ou jardineira, esquadrias e peitoris das janelas, soleiras de portas que abrem para fora, água contida no terreno, que sobe por capilaridade ou se infiltra em subsolos.

A NBR 15575[5] define áreas molhadas como ambientes cuja condição de uso e exposição pode resultar na formação de lâmina d'água e áreas molháveis como ambientes cuja condição de uso e exposição posse resultar em respingos d'água, sem formação de lâmina d'água. Na página 19 esta cita que áreas molháveis não são estanques, portanto o critério de estanqueidade não pode ser aplicado. A NBR 9574 [12] recomenda a aplicação de lâmina d'água por no mínimo 72 horas, para verificação de eventuais falhas na impermeabilização.

3. MÉTODO

Para atribuir causas às manifestações patológicas, foram analisadas 13 obras de uma construtora, 4 situadas na cidade de Canoas e 9 em Porto Alegre. Destas obras foram averiguados os projetos, escolha do material, aplicação, consulta aos responsáveis técnicos do serviço de impermeabilização e da obra. Presente em 16 estados e no distrito federal, a empresa atua há 50 anos no mercado da construção civil, em obras privadas com foco em edifícios de uso residencial, comercial e hoteleiro. Durante o período amostrado foram entregues pela construtora aproximadamente 1500 unidades habitacionais.

3.1 Características da pesquisa

A pesquisa realizada foi de caráter quantitativo e qualitativo, assimilando a ocorrência dos problemas às características específicas das obras, permitindo a comparação dos dados vinculados à bibliografia disponível e obtenção dos resultados almejados.

3.2 Coleta e análise dos dados

A coleta de dados partiu de um banco estruturado pelo departamento de assistência técnica da empresa, preenchido com as informações do cliente ao entrar em contato para reportar um problema, classificados conforme data de abertura, empreendimento, torre, unidade, local, descrição visual do problema, ação de resolução do departamento, data de conclusão e eventuais observações.

Destes dados foram aplicados filtros a fim de tornar o resultado preciso e fidedigno à pesquisa, com os passos descritos abaixo, na ordem específica:

- 1) Obtenção de registro de chamados do setor responsável pela assistência técnica da empresa.
- 2) Delimitação do período dos chamados, entre julho de 2013 e agosto de 2015.
- 3) Classificação da procedência, enquadrados conforme as características da pesquisa, relacionado à impermeabilização.
- 4) Obtenção de material técnico relativo às obras amostradas.
- 5) Desenvolvimento e preenchimento das fichas de análise.

Com o auxílio do referencial teórico foi possível assimilar a breve descrição do problema encaminhada pelo cliente, o registro fotográfico do técnico responsável pelo reparo e eventuais verificações “in-loco” pelo autor, ao tipo de manifestação patológica, se classificava-se como problema de impermeabilização ou impropriedade (vazamento de tubulações hidráulicas ou chamados ao departamento para verificação de unidades adjacentes), classificados equivocadamente no banco de dados pela categoria de impermeabilização.

Com os dados organizados, foram preenchidas as fichas de análise, criadas com o software Microsoft Office. As fichas apresentam um cabeçalho especificando a obra e uma lista de verificação disposta da seguinte maneira:

- Existência ou não de projeto de impermeabilização.
- Manual do proprietário contemplando o bom uso e manutenção dos recintos impermeabilizados.
- Local onde se manifestou a patologia.
- Manifestação patológica, caracterizada pela consequência da infiltração de fluídos que levou à abertura do chamado.

Número do chamado:

Projeto de Impermeabilização

Manual do Proprietário

Da manifestação:

Local	Tipologia
<input type="radio"/> Cobertura	<input type="checkbox"/> Mancha de umidade
<input type="radio"/> Sacada	<input type="checkbox"/> Corrosão em armadura
<input type="radio"/> Fachada	<input type="checkbox"/> Desagregação de revestimento
<input type="radio"/> Box do Banheiro	<input type="checkbox"/> Degradação de argamassa
<input type="radio"/> Área molhável	<input type="checkbox"/> Eflorescência
<input type="radio"/> Paredes	<input type="checkbox"/> Gotejamento d'água

Figura 1: Ficha de coleta de dados

3.3 Disposição e classificação dos dados

Como atribuição de causa, foram abertas as seguintes classes:

- I. Erro ou ausência de projeto;
- II. Falha na execução;
- III. Má utilização do usuário;
- IV. Falha no manual do proprietário.

Para classifica-los foram utilizados os parâmetros descritos a seguir:

Para classe I, erro ou ausência de projeto, foram enquadrados os casos em que não haviam projetos para o empreendimento, o projeto não contemplava o local onde a situação se manifestou, apontado na descrição feita pelo cliente ao entrar em contato com o departamento, ou o material adotado não era qualificado para aplicação específica. Foram excluídas desta classe as situações onde não havia projeto, mas no âmbito geral do empreendimento, para o local específico da manifestação, foi realizada a impermeabilização, o material era próprio para aplicação, mas foi um erro em unidades pontuais, oriundo de questões executivas ou do uso.

Para classe II, falha na execução, foram enquadrados os casos em que houve alguma falha na aplicação ou nas camadas de proteção do produto impermeabilizante. Esta classe é atribuída pela descrição do responsável pela ação de reparo na etapa em que este foi ao local iniciar as operações, consulta ao responsável técnico pelo serviço de impermeabilização e ao responsável pela obra civil.

Para classe III, má utilização do usuário, foram enquadrados os casos que não se enquadravam nas demais, oriundos de furos na camada impermeável, presença de lâmina d'água em local não previsto, troca de revestimento em ambientes impermeabilizados ou quaisquer outras interferências citadas no manual do proprietário. Esta informação é verificada junto à descrição do banco de dados do departamento, pelo registro fotográfico, eventuais visitas ao local pelo autor e ao levantamento do responsável pelo reparo encarregado pela unidade.

Para classe IV, falha no manual do proprietário, foram enquadrados os casos da classe III em que este não apresenta a orientação correta da manutenção e uso dos ambientes impermeabilizados.

4. RESULTADOS

Após o preenchimento das fichas de análise com as características das solicitações de serviço encaminhadas ao departamento de assistência técnica, realizadas entre julho de 2013 e agosto de 2015, foi realizada uma verificação dos principais locais onde a infiltração se manifestava e sua principal forma de identificação. Com auxílio do referencial teórico foram classificados os chamados, que possuíam uma descrição feita pelo proprietário do imóvel e registro fotográfico, conforme tipologia característica.

Com as aproximadas 1500 unidades entregues no período amostrado, assumindo que os 246 chamados ao departamento de assistência técnica ocorram com frequência constante, aproximadamente 16% das unidades entregues manifestaram ou irão manifestar alguma patologia oriunda da má impermeabilização ou ausência desta. Este percentual é significativo no âmbito de uma empresa cuja excelência é abordado como diferencial entre outras.

4.1. Locais que se manifestaram as patologias

Dos 246 chamados classificadas como procedentes dentro da pesquisa, conforme delimitado na metodologia, a ocorrência das manifestações nos locais englobados pela pesquisa caracteriza-se conforme figura 2.

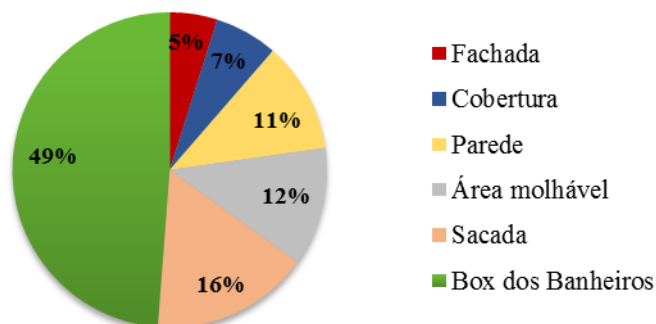


Figura 2: Incidência das manifestações patológicas e seus respectivos locais

4.1.1 Fachada

Das manifestações na fachada, 10 apresentaram manchas de umidade, 6 oriundas da laje de cobertura, 2 pela infiltração nas esquadrias e as outras foram provenientes do box dos banheiros. 2 casos apresentaram eflorescências, estes também provenientes do box dos banheiros.

4.1.2. Cobertura

Na cobertura, 8 apresentaram gotejamento d'água, oriundas do ralo da cobertura do edifício garagem e de fissuras na laje, 4 apresentaram manchas de umidade, vistas pela sala e dormitório das unidades nos últimos pavimentos. As demais apresentaram corrosão em armadura, manifestando-se no ralo da rampa de acesso à cobertura do edifício garagem.

Ao fissurar a laje, quando impermeabilizada com elemento rígido, este acompanha a fissura da estrutura, acarretando no problema de infiltração, como ilustrado na figura 3.

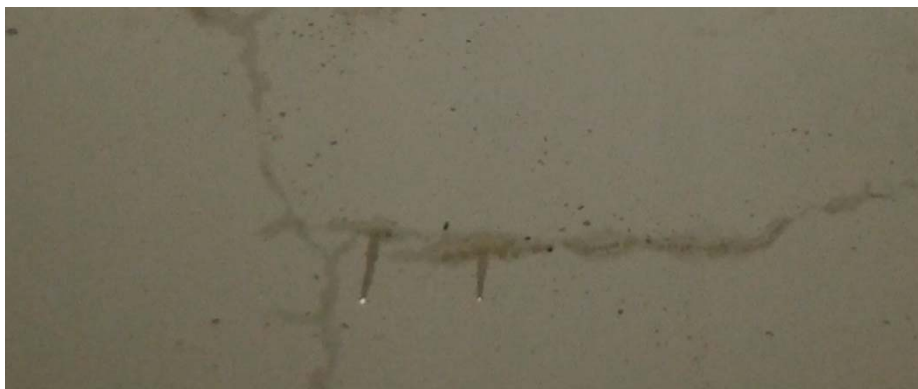


Figura 3: Gotejamento d'água laje de cobertura

4.1.3. Parede

Nas paredes, 16 apresentaram manchas de umidade, oriundas do box, áreas molháveis e vigas de baldrame. Oito acarretaram na degradação da argamassa e quatro em eflorescências.

Os problemas manifestados nas paredes externas estão vinculados às vigas de fundação, onde não foi realizado projeto de impermeabilização, tampouco foi feita a própria, acarretando, em todas unidades térreas, o mesmo problema, manchas de umidade, eflorescências e degradação de argamassa, conforme ilustrado na figura 4. Quando manifestados pelo interior da unidade, são paredes de fachada, divisa com banheiros e áreas molháveis. Em paredes de gesso acartonado os efeitos da infiltração são mais salientes e prejudiciais, permeando e degradando as placas de gesso e mobiliário adjacente. Ao serem revestidos com grandes rodapés ou adesivos de parede ficam ocultos até o mofo e bolor atingir um nível crítico, conforme ilustrado na figura 5.



Figura 4: Desagregação da argamassa



Figura 5: Mancha de umidade

4.1.4. Sacada

As sacadas apresentavam manchas de umidade, gotejamentos e eflorescências, 12 ocorrências oriundas da própria sacada e 28 do pavimento superior. Quando executadas com guarda-corpo em alvenaria, como ilustrado na figura 6, apresentam diversos problemas. Não contemplado em projetos, não é feita impermeabilização tampouco caimento para o ralo, gerando acúmulo d'água e infiltrações no peitoril e no ambiente abaixo.



Figura 6: Mancha de umidade

4.1.5. Área molhável

Apresentaram descolamentos de cerâmica e manchas de umidade na unidade inferior e paredes adjacentes.

4.1.6. Box dos banheiros

Foi a região mais afetada pelos problemas de impermeabilização. As manifestações apareceram no forro, oriundas do box superior, nas muretas entre banheiro e box, nas paredes e no próprio piso. 85 casos apresentaram manchas no forro, 19 apresentaram desagregação de revestimento e 16 casos com gotejamento. No caso do encontro entre alvenaria de vedação e placas de gesso acartonado, em empreendimento específico, houve casos de infiltração em todos os boxes na mesma repetição, disseminando a infiltração para os recintos adjacentes e inclusive para a fachada. Conforme ilustrado na figura 7, a placa de gesso termina junto ao revestimento da alvenaria, tratando-se de materiais diferentes, em uma parede de fachada, houve a dilatação destes ocasionando uma fissura entre os elementos distintos e por consequência na camada de impermeabilização.

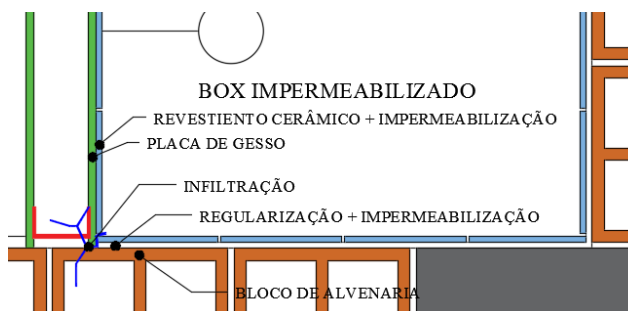


Figura 7: Adaptação de projeto de modulação



Figura 8: Mofo na placa de gesso de divisa do box

Figura 9: Assentamento cerâmico no box após reparo

Representando 49% das ocorrências, verifica-se que aproximadamente 8% dos boxes dos banheiros, executados pela empresa, apresentaram ou irão apresentar algum problema de impermeabilização. Mesmo pontual, o processo de reparo envolve a remoção dos vidros, retirada da cerâmica, limpeza da superfície, recomposição da impermeabilização e demais acabamentos, sendo que diversas vezes o proprietário precisa ser hospedado em algum hotel. Avaliando alguns aspectos importantes da concepção, execução e verificação, a maioria dos boxes dos empreendimentos amostrados têm suas paredes em gesso acartonado, conforme levantamento apresentado na figura 10.

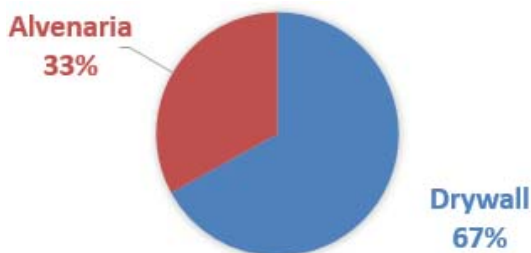


Figura 10: Material de vedação dos boxes

Nos banheiros, é utilizada argamassa impermeabilizante, transpassando a camada impermeabilizante em todo contorno do ambiente, com rodapé de 30 centímetros para o box e 15 centímetros para as áreas molháveis em gesso acartonado, conforme ilustrado na figura 11. No lado de fora do box, quando em alvenaria, a impermeabilização não é realizada.



Figura 11 – Impermeabilização do banheiro

Pirondi [15] recomenda, para planos horizontais, a aplicação de argamassa com espessuras entre 2 e 3 centímetros e para planos verticais, chapisco e regularização, atuando como proteção mecânica à camada impermeável. Nas paredes com placa de gesso acartonado, não foi aplicada qualquer proteção mecânica ou regularização no plano vertical, apenas o assentamento da cerâmica, deixando impermeabilização exposta aos encarregados das etapas seguintes.

O teste de estanqueidade, conforme indicado pela NBR 9574 [12], deveria ser realizado em todos os boxes, diferente do que é adotado pela construtora, que os aplica em uma pequena parcela de unidades, aproximadamente uma por pavimento, servindo como amostra para liberação dos serviços que sucedem a impermeabilização. Não é realizado teste das 72 horas com lâmina d'água em boxes finalizados, eventuais danos à camada impermeabilizantes são manifestam-se pelo uso do proprietário, que demora mais tempo pois o ambiente, durante o uso, é submetido a lâminas d'água por curtos períodos de tempo.

4.2. Classificação

Com os resultados obtidos na pesquisa, foi montado um organograma representando as ocorrências, conforme local e característica da manifestação patológica, ilustrado na figura 13. Para sua classificação, as ocorrências foram mescladas conforme material utilizado como impermeabilizante.

Com o levantamento das fichas de análise, aplicado o filtro da falha ou ausência de projeto, falha na execução e a má utilização do usuário, conforme critérios estabelecidos na metodologia, os resultados resumem-se conforme figura 15. Para os casos de falha ou ausência de projeto cujo preenchimento dá-se por “n/a” (não aplicável), foram enquadrados os empreendimentos sem projetos, mas que de maneira geral o impermeabilizante foi aplicado no ambiente e os problemas foram pontuais, oriundos de falhas executivas ou má utilização. As classes distribuíram-se conforme ilustrado na figura 14, onde a maioria dos casos foram classificados como problemas oriundos das etapas executivas.

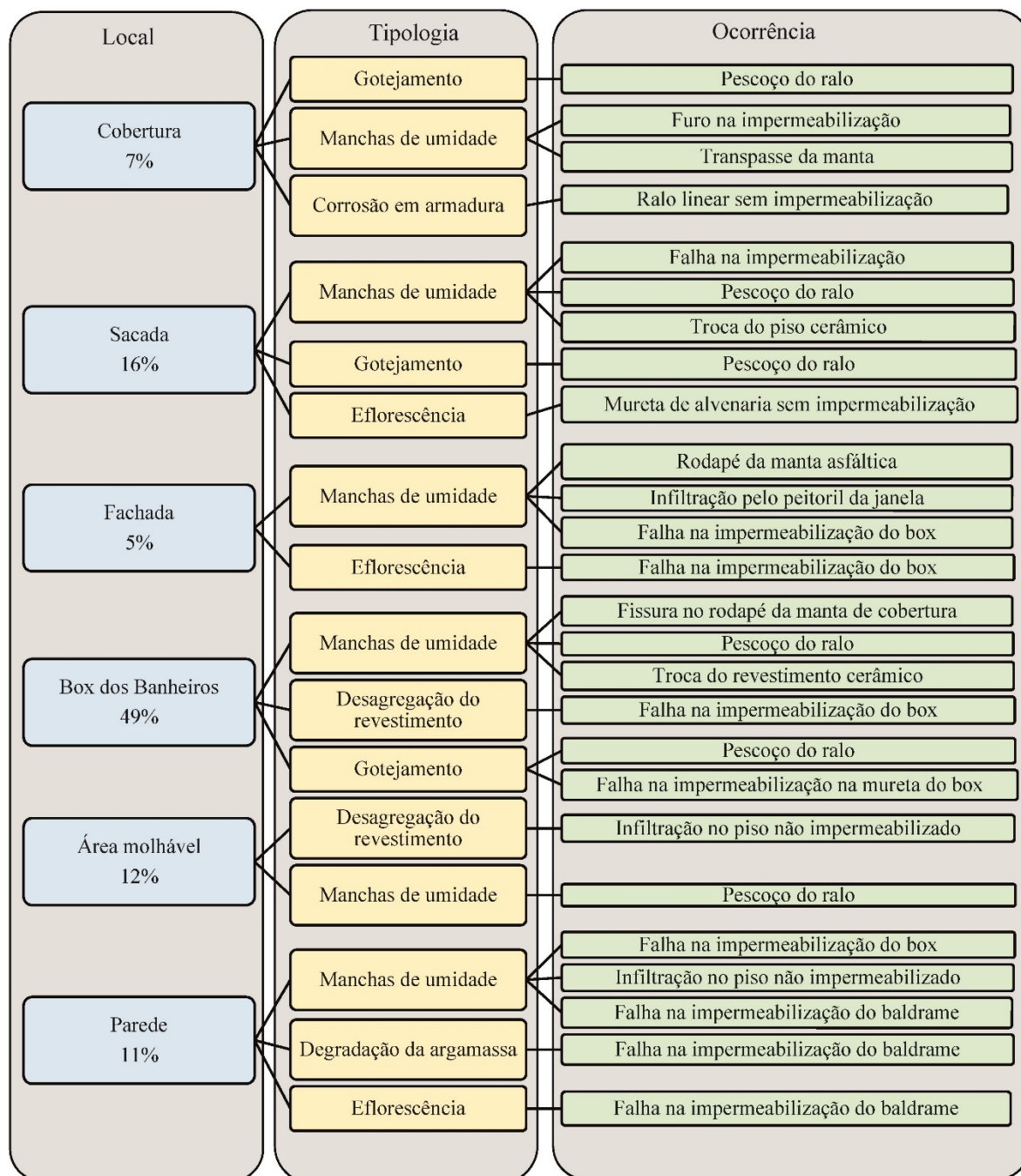


Figura 13 – Organograma das ocorrências

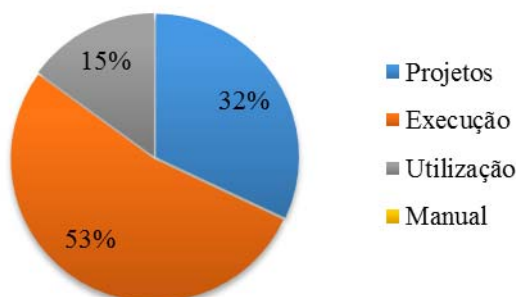


Figura 14 – Distribuição da causa das ocorrências

Impermeabilizante	Ocorrência		Falha ou ausência de projeto	Falha na execução	Utilização
	Descrição	Quantidade			
Manta asfáltica	Pescoço do ralo	7	2	5	-
	Furo na impermeabilização	2	n/a	-	2
	Transpasse da manta	1	n/a	1	-
	Rodapé platibanda	2	n/a	2	-
Argamassa impermeabilizante	Pescoço do ralo	54	7	47	-
	Troca do revestimento cerâmico	15	n/a	-	15
	Falha na impermeabilização	90	24	66	-
Emulsão asfáltica	Falha na impermeabilização do baldrame	14	14	-	-
Sem aplicação	Ralo linear sem impermeabilização	4	4	-	-
	Infiltração rodapé não impermeabilizado	21	5	1	15
	Pescoço do ralo	15	12	3	-
	Mureta de alvenaria sem impermeabilização	16	11	-	5
	Infiltração peitoril	5	n/a	5	-

Figura 15 – Classificação dos chamados

4.2.1 Projetos

Das ocasiões verificadas, 30% possuíam projetos com a indicação do material a ser utilizado no ambiente, quanto aos detalhes específicos para aplicação do material, estava disponível para todas as obras, mas foram acessados pelas equipes de apenas três obras, sendo que diversos detalhes divergiam do caderno de porte da empresa terceirizada responsável pelo serviço. Nas plantas disponíveis estavam indicadas as regiões a ser impermeabilizadas, o processo executivo e o material recomendado, conforme ilustrado na figura 16.

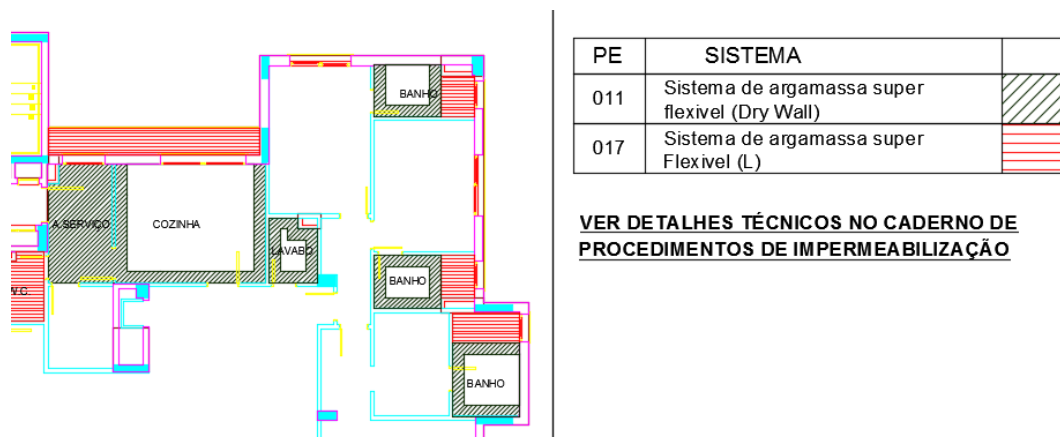


Figura 16 – Trecho de projeto de impermeabilização

4.2.2 Execução

Representando maioria dos problemas, a execução apresentou suas principais falhas na impermeabilização do pescoço dos ralos e pinturas com argamassa impermeabilizante nas paredes dos boxes. Ao consultar os responsáveis técnicos por obras onde a maioria dos problemas de impermeabilização, apontados pelos clientes, era resultado da má execução, foi argumentado que a empresa responsável pelo serviço era terceirizada e que eles não possuíam experiência tampouco conhecimento técnico para avaliar o serviço.

Junto à empresa responsável pela impermeabilização, foi argumentado que os serviços, por condições de cronograma de obra, não são sujeitos aos testes de estanqueidade, que levam períodos de até 72 horas, fica apenas sujeito ao teste uma unidade amostral por pavimento. Os testes de estanqueidade, verificado em tabela de acompanhamento preenchida pela obra, disponível para 8 empreendimentos dos 13 amostrados na pesquisa, não apontaram nenhuma falha na impermeabilização, o que não foi verificado nestes mesmos empreendimentos durante o uso do proprietário, pois houveram ocorrências de má impermeabilização.

4.2.3 Utilização

A desinformação ou negligência dos usuários representa 15% dos problemas de infiltração, através de furos na camada impermeável, mau uso dos recintos gerando lâminas d'água em locais não impermeabilizados e a troca de revestimentos em áreas impermeabilizadas, sem o devido cuidado com o material estanque empregado na camada adjacente.

4.2.4 Manual do proprietário

Em todos os empreendimentos amostrados foi disponibilizado ao proprietário manual citando os recintos impermeáveis, explicando especificamente quais poderiam ter acúmulo d'água e quais não poderiam sofrer interferências, como lajes técnicas ou de cobertura.

4.2.5 Verificações

Mesmo após os testes de estanqueidade apresentarem, na sua totalidade, a correta impermeabilização dos boxes, ocorreram 120 chamados ao departamento de assistência técnica relacionados a este ambiente, sendo que destes 96 foram falhas na execução, o que indica que ocorrem falhas e interferências não apenas na aplicação da impermeabilização, mas o descuido com este pelos transeuntes da obra e encarregados dos serviços posteriores. Com a realização deste teste em todos os boxes de um empreendimento, após a aplicação dos revestimentos, seriam verificados os problemas na sua totalidade, podendo ser sanados durante a etapa de obra 40% dos chamados emitidos pelos clientes, cujo problema de impermeabilização deu-se por conta de falhas da empresa e não da utilização, eximindo-a das consequências desta manifestação durante a habitação do cliente.

Não apenas para a obra, os projetos de impermeabilização são de fácil interpretação, diferente do manual do proprietário, que por possuir conteúdo muito abrangente, acaba sendo negligenciado pelos habitantes das edificações, como demonstrado na pesquisa representando 15% dos chamados encaminhados ao departamento de assistência técnica. A entrega destes projetos anexado às demais pranchas complementares pode resultar na redução destes



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



chamados, que mesmo sendo de responsabilidade do cliente prejudicam a empresa em sua imagem, acarretam processos jurídicos e ocupam os colaboradores.

5. Considerações finais

Através dos resultados obtidos da pesquisa, verificou-se que a principal causa das manifestações patológicas são problemas durante a execução, não somente da aplicação do material, mas também das tarefas subsequentes complementares. Não se menosprezam as demais causas, pois representam parcela significativa das ocorrências. Como retroalimentação, a empresa adotará um novo procedimento com detalhes técnicos executivos para a impermeabilização e suas respectivas proteções. Estes detalhes serão vinculados aos projetos, tornando-se presentes não apenas para o encarregado do serviço de impermeabilização, mas sim dos responsáveis pela fiscalização e execução, almejando menores interferências entre as etapas construtivas. Recomenda-se conscientizar a equipe que aplica os revestimentos e demais camadas sobre a impermeabilização e acompanhar estes processos, realizando testes de estanqueidade em todas as unidades, não apenas ao finalizar a impermeabilização, mas após a aplicação dos revestimentos.

Para os habitantes das edificações, salienta-se a importância da leitura atenciosa ao manual de uso e operação tanto das áreas privativas quanto condominiais. No caso de dúvidas ou necessidade de manutenção em recintos impermeabilizados deve-se consultar a construtora ou profissional tecnicamente habilitado, evitando transtornos a si e a condôminos adjacentes.

6. REFERÊNCIAS

- [1] OLIVEIRA, D. F. **Levantamento de causas de patologias na construção civil**. Rio de Janeiro - RJ, 2013. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- [2] PINTO, J. A. N. **Patologias de impermeabilização**, 1ª Ed. Santa Maria: 1996.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9575: Impermeabilização - Seleção e projeto**. São Paulo, 2010.
- [4] CUNHA, A. G. e NEUMANN, W. **Manual de impermeabilização e isolamento térmico**, 5ª Ed. Rio de Janeiro: Texsa Brasileira Ltda., 1979.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-3: Edificações habitacionais – Desempenho; Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos**. São Paulo, 2013.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5674: Manutenção de edificações — Requisitos para o sistema de gestão de manutenção**. São Paulo, 2012.
- [7] SITTE, W. R. De, **Costs for Service Life Optimization: the Law of Fives**. Proceedings of the International Workshop held in Copenhagen on 18-20 May, 1984.
- [8] PICCHI, F. A. **Impermeabilização de coberturas**, 1ª Ed. São Paulo: Pini, 1986.
- [9] MELLO, L.C.L. **Impermeabilização – Materiais, Procedimentos e Desempenho**. São Paulo-SP, 2005. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Anhembi Morumbi.
- [10] HUSSEIN, J.S.M. **Levantamento de Patologias Causadas por Infiltrações Devido à Falha ou Ausência de Impermeabilização em Construções Residenciais na Cidade de Campo Mourão – PR**. Campo Mourão-PR, 2013. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná.
- [11] RIGHI, G. V. **Estudo dos Sistemas de Impermeabilização: Patologias, Prevenções e Correções – Análise de Casos**. Santa Maria-RS, 2009. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Maria.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9574: Execução de impermeabilização**. Rio de Janeiro, 2008.
- [13] VERÇOZA, E.J. **Impermeabilização na Construção**, 2ª Ed. Porto Alegre: Sagra, 1987.
- [14] JESUS, F. B. T. & ARAÚJO, J. F. **Locais com Maior Incidência de Falhas de Impermeabilização em Edifícios Residenciais na Cidade de Criciúma/SC**. Criciúma-SC, 2014. Artigo submetido como requisito parcial para obtenção do Título de Engenharia Civil – Universidade do Extremo Sul Catarinense.
- [15] PIRONDI, Z. **Manual prático de impermeabilização e isolamento térmica**, 1ª Ed. São Paulo: SBR, 1979.



PROTEÇÃO DAS ARMADURAS DO CONCRETO ARMADO PELO PROCESSO DE INJEÇÃO DE CORRENTE ELÉTRICA POR ENERGIA FOTOVOLTAICA

A. B., BARROSO FILHO

Engenheiro Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
anacleto-filho@hotmail.com

K. M. V., MOREIRA

Me. Engenharia Civil/ Eng. de Seg. do Trabalho
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
kelvyamoreira@gmail.com

RESUMO

Os sistemas fotovoltaicos têm experimentado um enorme crescimento ao redor do mundo nos últimos anos. A tecnologia, que antes era utilizada exclusivamente em sistemas isolados, expandiu-se e atualmente mais de 95% dos sistemas fotovoltaicos estão conectados à rede de distribuição elétrica. Este grande crescimento foi fruto de programas de incentivos à fonte, promovidos por países como Alemanha, Austrália, China, Espanha, EUA, entre outros. O presente trabalho tem como objetivo apresentar o efeito fotovoltaico de energia como medida alternativa para a prevenção de corrosão em estruturas de concreto armado por meio da proteção catódica por corrente impressa. A princípio foram destacados os processos de corrosão em estruturas de concreto, mencionando os riscos e desvantagens de uma estrutura de concreto armado desprotegida ou em condições de risco. Após, detalharam-se todos os aspectos positivos e negativos da implantação do sistema alternativo de energia bem como as devidas instruções para o dimensionamento do sistema, tomando por base as leis e normas técnicas a serem seguidas para a devida execução. Conclui-se que o trabalho, além de servir como uma análise do processo de dimensionamento e de execução do sistema, enfatiza os benefícios da utilização do meio natural para a proteção de edifícios na situação atual da construção civil.

Palavras-chave: sistema fotovoltaico; corrosão; concreto armado; sustentabilidade.

ABSTRACT

The photovoltaic systems have experienced a huge growth around the world in recent years. The technology, which was previously used only in isolated systems, has expanded and currently over 95% of the photovoltaic systems are connected to the electrical distribution network. This large increase was the result of incentive programs to the source, promoted by countries like Germany, Australia, China, Spain, USA, among others. The present work aims to show the photovoltaic effect as an alternative way to prevent the corrosion of reinforced concrete structures by cathodic protection with current impression. Firstly, was highlighted the corrosion process in concrete structures, mentioning risks and disadvantages of a disprotected reinforced concrete structure or in danger conditions. After, was detailed all the positives and negative aspects for the alternative energy system implantation as well as the necessary instructions for the system dimensioning taking as consulting laws and technical standards to be followed for the proper execution. Concludes that the job, besides serving as an analysis of the dimensioning process and system execution, emphasizes the benefits of using environment for buildings' protection to the current status of construction.

Keywords: photovoltaic system; corrosion; reinforced concrete; sustainability.

1. INTRODUÇÃO

As fontes alternativas de energia apresentam-se cada vez mais comuns no meio da construção civil. A luta diária para incentivar o racionamento de fontes convencionais tem um grande ponto positivo quando se põe em análise a conscientização mundial. Uma das fontes energéticas alternativas que está ganhando espaço na área da engenharia civil é a energia solar, também chamada de fotovoltaica. Destacam-se benefícios quando analisado o fato de não ser necessária uma grande infraestrutura para a implantação, tornando-se uma ótima alternativa para as regiões mais

isoladas, ao contrário das fontes de energias de origem hidráulica, que além de possuir um enorme custo para a implantação, causam um grande impacto ambiental. [1]

Quando o assunto passa a ser estruturas de concreto armado e metálicas, uma das maiores dificuldades enfrentadas é, sem dúvidas, a questão da abrasão e da corrosão das armaduras e perfis metálicos, que comprometem desde a resistência mecânica, a elasticidade, a ductilidade até o conforto dos usuários e a estética, sendo uma das grandes causas de preocupação entre os profissionais da área. [2]

A maioria dos componentes metálicos, quando expostos a ambientes corrosivos, tendem a se deteriorar com o tempo. Sabe-se que é impraticável a eliminação da incidência da corrosão, no entanto existem diversas formas de controle, que se fazem necessárias a um bom projeto de engenharia. [3]

Quando a estrutura encontra-se protegida por uma camada de concreto de baixa permeabilidade, espera-se que o problema de corrosão esteja sob controle. Porém, sabe-se que, na prática, isso não ocorre, pois as estruturas de concreto tendem a fissurar naturalmente, dando abertura para entrada de agentes patogênicos que afetarão o metal [3].

A exposição de estruturas a ambientes corrosivos, a acidez de campos industriais e vários outros fatores externos acarretam na degradação de qualquer tipo de estrutura. [2]

2. A ENERGIA FOTOVOLTAICA

Os sistemas fotovoltaicos (FV) são sistemas de energia que produzem eletricidade diretamente da luz solar. Estes sistemas não consomem combustíveis fósseis, produzindo uma energia limpa e confiável. Podem ser usados em uma ampla variedade de aplicações [1].

Muitas redes de serviços públicos no exterior têm instalado recentemente grandes sistemas ou matrizes de painéis fotovoltaicos para abastecer os consumidores com eletricidade. Os termos “módulos” e “painéis” são usados muitas vezes indistintamente, sendo que, falando com mais exatidão, um painel é um grupo de módulos conectados. Um arranjo é um grupo de painéis conectados para produzir os valores desejados de corrente e voltagem e estão fixos a uma estrutura de montagem (Figura 1) [4].

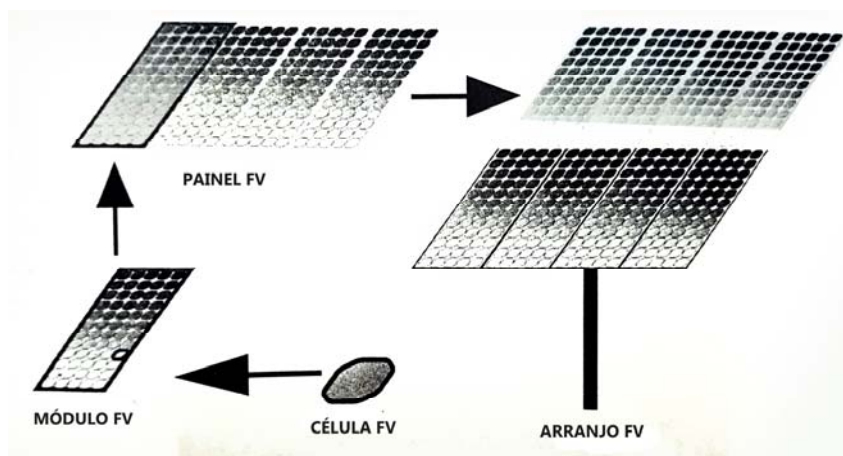


Figura 1: Terminologia fotovoltaica. [4]

2.1. Vantagens e Desvantagens

Os sistemas FV têm provado sua confiança impedindo as falhas de energia nas situações onde o consumo contínuo é necessário. Além disso, a durabilidade dos módulos FV garantem a produção de energia por, pelo menos, 25 anos, ainda podendo continuar gerando energia além desse prazo. Os custos de manutenção e transposição são mínimos, pois os sistemas FV só necessitam de inspeções periódicas e reparos ocasionais, ao contrário das fontes de energia que usam combustíveis; aliás, como os sistemas FV não requerem fontes de combustíveis, não há custos com a aquisição de combustíveis [4].

A independência das redes privadas de distribuição de energia é uma das vantagens mais citadas pelos usuários adeptos, bem como a redução da poluição sonora e o bom desempenho em grandes altitudes [1]. Isto contrasta com o fato de que

um gerador a diesel, por exemplo, em altitudes elevadas deve ser descartado devido a perdas de eficiência e potência de saída [4].

A produção energética por módulos FV é uma das alternativas mais benignas ao meio ambiente comparada às fontes convencionais de produção de eletricidade. No entanto, existem questões ambientais, de saúde e segurança associados com a fabricação, uso e descarte de equipamentos fotovoltaicos. A fabricação dos mesmos, além de expor os fabricantes a gases tóxicos e potencialmente explosivos, também gera um perigo ambiental na hora do descarte. Apesar de a maioria dos componentes poderem ser facilmente reciclados ou reusados, como os vidros, os alumínio e os plásticos, a reciclagem dos componentes semicondutores está se concentrando apenas na indústria [4].

O custo inicial de uma instalação fotovoltaica é a principal causa do desuso da tecnologia. Além disso, a variabilidade da radiação solar disponível é um dos fatores relevantes, pois as variações nas condições climáticas do local exigem modificações no projeto do sistema, o que aumentará, ainda mais, seu custo [4].

2.2. Desempenho dos Módulos

A corrente gerada por um módulo é proporcional à intensidade da radiação a qual está exposto. No entanto, a tensão não se altera significativamente por variações na intensidade de luz. Um arranjo pode converter cerca de 10% da radiação solar disponível em energia elétrica utilizável. As células FV não necessitam de partes mecânicas para gerar eletricidade. Quando a luz do sol incide sobre uma célula, animam-se os elétrons e inicia-se a geração de corrente e voltagem que se transmite desde a célula até o circuito inteiro [4].

Vale ressaltar, que o arranjo não deve receber sombra durante o horário de pico solar, que seria entre 9:00 às 15:00, pois, caso contrário, necessitará de mais módulos para suprir a deficiência e gerar a potência adequada. Cabe ao projetista a escolha do local adequado para a instalação, pois a corrente gerada por um módulo é proporcional à intensidade da radiação a qual está exposto. No entanto, a tensão não se altera significativamente por variações na intensidade de luz. Porém, a intensidade de radiação solar, em excesso, gera também o aumento da temperatura. O calor, nesse caso, deve ser pensado como uma forma de resistência elétrica ao fluxo dos elétrons. A corrente de saída também decresce significativamente, caso o ponto de potência máxima do módulo caia para abaixo da tensão de operação [4].

3. A CORROSÃO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A corrosão é uma das manifestações patológicas que mais causam preocupação entre os profissionais da construção civil. Uma vez que a edificação se encontra em local que a tornem vulnerável às intempéries do ambiente, tal manifestação pode ser considerada uma grande ameaça à construção. A corrosão pode ser conceituada como a deterioração de um metal quando reage com os agentes deletérios distribuídos no meio ambiente [2]. A corrosão das armaduras pode ser de origem química ou eletroquímica, causando a contínua modificação do metal, até que todo o aço seja oxidado.

Uma variação de umidade, concentração salina, aeração ou tensão diferenciada na armadura pode ocasionar uma diferença de potencial entre pontos distintos da armadura e criar uma corrente elétrica entre os dois pontos. As partes que possuem um potencial menor se convertem em ânodo e as que possuem um potencial maior se convertem em cátodo (figura 2) [5].

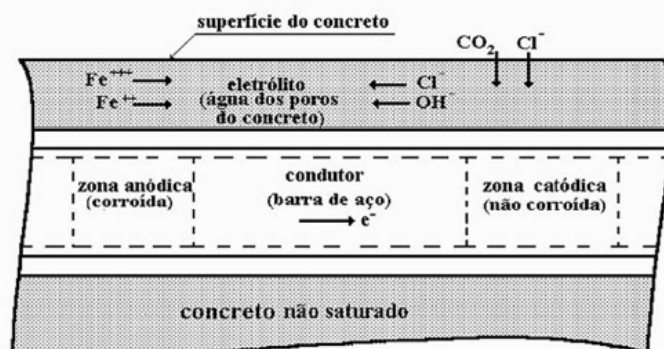


Figura 2: Célula de corrosão no meio concreto armado. [5]

No ânodo, o metal se dissolve e perde elétrons, dando origem a um íon. Ao se falar de processo parcial de oxidação e de redução pode-se considerar que todos os fenômenos de corrosão podem ser classificados em um pequeno número de

reações gerais. A reação anódica, em todo processo de corrosão, é a oxidação de um metal que resulta em seu íon, como exemplo, pode-se mencionar a corrosão do átomo de Ferro (Fe): O ferro dissolve-se, perde dois elétrons e torna-se o íon ferroso Fe^{++} . O átomo de ferro separa-se e entra em solução como íon ferroso. Os elétrons ficam no metal e dirigem-se para a área catódica, onde participam de uma reação catódica. [5]

3.1. Principais Causas e Danos

Todos os metais estão sujeitos à corrosão. Por conta disso, não há nenhum material que possa ser empregado em todas as ocasiões. A oxidação das armaduras em uma edificação de concreto armado se dá, em grande parte dos casos mas não em todos, por conta de alguma fissura ou deterioramento no revestimento de concreto [2]. Ambos os casos estão estreitamente ligados, uma vez que também a má qualidade do concreto de revestimento pode propiciar a degradação das armaduras. Por outro lado, o ataque de corrosão pode produzir fissuras ou delaminação do concreto se a ferrugem formada exerce ação expansiva. Por ser uma ameaça silenciosa, a oxidação de armaduras e de outros componentes metálicos inseridos em ambientes suscetíveis à degradação torna necessária uma vistoria e uma manutenção periódica e rigorosa pois, dependendo da grandiosidade da estrutura, poderá causar prejuízos grandes e irreversíveis, não sendo mais viável apenas um reparo da mesma, pois quando a manifestação patológica não é detectada logo no início, os danos futuros são bem maiores [3].

Os gastos com a manutenção periódica são mais baratos do que com a recuperação estrutural; além de outros diversos fatores, como pôr em risco vidas que utilizam tal edificação, os impactos sociais e ambientais causados pela recuperação da estrutura e a responsabilidade técnica do engenheiro civil sobre tais edificações [2].

A manifestação da corrosão no concreto apresenta-se na forma de expansão, fissuração e até mesmo perda parcial do cobrimento. Além de esteticamente prejudicial, a deterioração do cobrimento das armaduras pode ocasionar, por consequência, a perda de aderência da armadura com o restante do concreto visivelmente intacto, como também diminuir a área de seção transversal da barra, podendo tornar o colapso da estrutura inevitável [3].

4. A PROTEÇÃO DAS ARMADURAS COM ENERGIA FOTOVOLTAICA

Dois métodos elétricos de proteção contra a corrosão podem ser utilizados: proteção anódica e proteção catódica.

A proteção anódica aplica-se nos casos em que o metal a ser protegido é passivante, dando-lhe resistência à corrosão. Esse tipo de proteção somente ocorre quando o metal ou liga é formador de película protetora, tal como cromo, titânio e níquel, por exemplo [6].

A aplicação da proteção catódica consiste em fazer com que a peça metálica como um todo comporte-se como o cátodo de uma célula eletroquímica, protegendo-a da corrosão. A contracorrente, criada na própria célula ou nela introduzida a partir de uma fonte externa, é suficiente para anular o efeito de correntes de corrosão provenientes das regiões anódicas da peça metálica [2]. Há dois processos usuais de proteção catódica: o uso de ânodos de sacrifício (ou ânodos galvânicos) e o uso de uma fonte externa de corrente impressa (retificador) (figura 8).

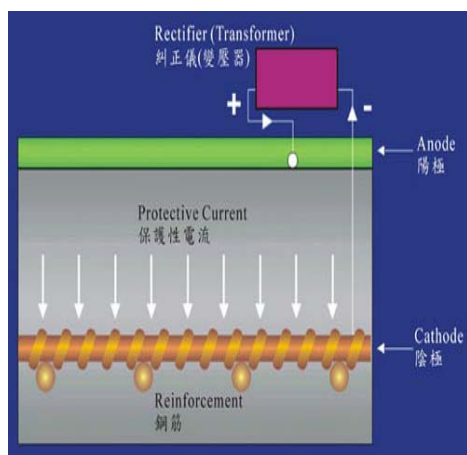


Figura 3: Esquema de proteção catódica por corrente impressa. [5]

Proteger catódicamente uma estrutura significa eliminar, por processo artificial, as áreas anódicas da superfície do metal. Como consequência, o fluxo de corrente elétrica ânodo/cátodo deixa de existir e a corrosão é eliminada [6].

Para dissipar a corrente injetada utilizam-se ânodos inertes que variam de acordo com o meio eletrolítico. A maior vantagem da utilização de corrente impressa seria a variável amplitude de potência de saída que, previamente calculada, deve suprir as necessidades eletrolíticas do meio em qualquer situação. [4]

4.1. Dimensionamento do sistema

Ao se dimensionar um sistema de proteção catódica por corrente impressa, o projetista deve estabelecer para a estrutura a adequada corrente de proteção a fim de se evitar a superproteção, pois quando há excesso de corrente sendo dissipada na estrutura pode-se ter prejuízos com um gasto desnecessário de energia e o consumo de ânodos inertes. Assim, para o cálculo da corrente adequada a ser impressa na proteção, propõe-se a seguinte equação [7]:

$$I = A \cdot D_c \cdot F \cdot (1 - E)$$

(1)

tal que, $D_c = 73,73 - 13,35 \cdot \log \rho$

Onde:

I = corrente mínima para proteção (mA)

A = área a ser protegida (m²)

D_c = densidade de corrente elétrica (mA.m⁻²)

ρ = resistividade do eletrólito (Ω .cm)

F = fator de correção da velocidade do eletrólito

E = eficiência do revestimento da estrutura (tabela2).

Os valores do fator de correção da velocidade do eletrólito (F) e da eficiência do revestimento (E) podem ser extraídos das tabelas 1 e 2, respectivamente:

Tabela 1 - Fator F de correção da velocidade do eletrólito. [7]

Velocidade (ms ⁻¹)	1	2	3	4	5	6	≥7
F	1,00	1,11	1,17	1,22	1,24	1,25	1,27

A velocidade do eletrólito na estrutura de concreto está diretamente relacionada à sua umidade, uma vez que quanto mais úmido estiver o concreto, maior será sua condutividade e menor será sua resistividade elétrica [8].

O valor de E precisa ser estimado em função da experiência do projetista, ou seja, tais valores devem ser adquiridos na prática, sendo importante para o cálculo correto da corrente, uma vez que a eficiência da proteção do revestimento à estrutura é inversamente proporcional a necessidade da proteção catódica [6].

Tabela 2 – Eficiência do revestimento E. [6]

TIPO	EFICIÊNCIA (em %)		NORMA	OBSERVAÇÃO
Betuminosos	Asfalto	Ei = 90 Ef = 75	AWWA C-203, PET.	Valores médios apenas para orientação. O projetista do sistema de proteção catódica deve certificar-se no campo se esses valores foram efetivamente conseguidos na prática.
	Piche	Ei = 95 Ef = 90	N-650, NBR 12780	
Fitas Plásticas (camadas)	Simples	Ei = 50 Ef = 40	PET. N-2238	proteção catódica deve certificar-se no campo se esses valores foram efetivamente conseguidos na prática.
	Dupla	Ei = 60 Ef = 50		
	Tripla	Ei = 70 Ef = 60		
Tintas líquidas	400 μm	Ei = 90 Ef = 60	AWWA C-210, API 5L2	proteção catódica deve certificar-se no campo se esses valores foram efetivamente conseguidos na prática.
	>600 μm	Ei = 94 Ef = 70		
Espuma de poliuretano		Ei = 98 Ef = 95	PET. N-556	esses valores foram efetivamente conseguidos na prática.
Epóxi em pó (FBE)		Ei = 98 Ef = 95	AWWA C-213 CAN CSA Z245.20	
Polietileno/ Polipropileno	Simples	Ei = 99 Ef = 97	DIN 30670	esses valores foram efetivamente conseguidos na prática.
	Tripla Camada	Ei = 99,2 Ef = 97,2		

Sabe-se que embora os ânodos utilizados para os sistemas de proteção catódica por corrente impressa recebam a denominação de inertes, ainda assim sofrem desgaste com o passar do tempo em função da densidade de correntes aplicadas em suas superfícies [6].

Com base nisso, deve-se manter as densidades de corrente em determinado limite para que a vida útil dos ânodos possa ser calculada. O valor do desgaste “D” sofrido pelo material do ânodo e da densidade da corrente aplicada para a proteção são estimados de acordo com a tabela 3 [6].

Tabela 3 – Características dos ânodos inertes. [6]

Material do Ânodo	Densidade de Corrente Recomendada (A/m²)	Desgaste "D" (Kg/A.Ano)
Grafite	Até 5	0,40
Fe-Si	Até 15	0,35
Fe-Si-Cr	Até 15	0,35*
Pb-Sb-Ag	50 a 100	0,10
Ti-Pt	Ampla faixa	Desprezível
Nb-Pt	Ampla faixa	Desprezível
Ta-Pt	Ampla faixa	Desprezível
Titânio LIDA STRIP	Ampla faixa	Desprezível
Magnetita	Até 115	0,04
Ferrita	Até 115	0,002
Anodo polimérico anodeflex	Ampla faixa	Desprezível

*consumo em água do mar

A vida útil do material do ânodo, com base nessas circunstâncias pode ser calculada através da expressão:

$$V = 0,85 * M / D * I \quad (2)$$

Onde:

V = vida dos ânodos, em anos.

M = massa total dos ânodos, em kg.

D = desgaste esperado do ânodo, em kg/A (tabela 3)

I = corrente injetada pelo retificador, em A.

0,85 = fator de utilização dos ânodos.

De modo sistemático, os passos para o dimensionamento do sistema de proteção catódica por corrente impressa são:

- I. Escolher o tipo de ânodo.
- II. Calcular a resistência do ânodo.
- III. Calcular a corrente de injeção.
- IV. Calcular a vida útil dos ânodos.

4.2. Execução do sistema no concreto armado

Na maioria dos casos, a estética da estrutura é fundamental. As tecnologias dos sistemas de proteção catódica por injeção de corrente estão buscando melhoramentos nos projetos de modo que o sistema seja o mais invisível possível.[6]

Para obter essa discrição, a escolha correta do tipo de ânodo, o cuidadoso encaminhamento das instalações e um sistema de alimentação elétrica bem projetado são necessários [6].

O procedimento adotado para a injeção de corrente da proteção catódica (Figura 2), proposto por esse trabalho, é:

- I. Calcula-se a corrente necessária para suprir a proteção de acordo com a dimensão da estrutura;
- II. Executa-se o dimensionamento e instalação dos painéis FV, com o intuito da montagem dos arranjos ser eficiente para a utilização designada;
- III. Verifica-se qual tipo de ânodo é o mais adequado para as condições impostas à estrutura;
- IV. Instala-se um sistema de ânodos especiais junto à superfície de concreto, cobrindo-se o conjunto com outra camada de concreto;

- V. O sistema de ânodos é interligado ao terminal positivo de um retificador, sendo as ferragens ligadas ao seu terminal negativo;
- VI. O retificador, ligado ao sistema fotovoltaico, cria uma diferença de potencial entre o concreto e as ferragens, que passam a funcionar como cátodos, ficando protegidas;
- VII. A corrente gerada pelo sistema fotovoltaico é injetada pelos ânodos, passa pelo concreto, penetra nas ferragens e retorna ao negativo do retificador, fechando o circuito.

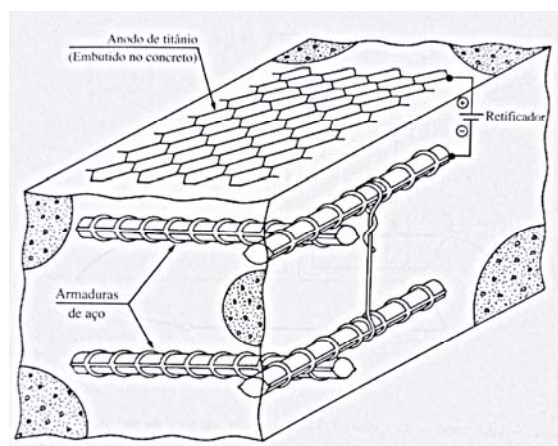


Figura 4: Esquema de proteção catódica para armaduras de aço embutidas no concreto armado. [6]

Uma vez que o sistema de corrente impressa está instalado, é necessário fornecer a operação e manutenção de rotina. Para os sistemas de corrente impressa, isso envolve a inspeção visual do sistema e verificações periódicas. Embora existam outros critérios para permitir tal verificação, o procedimento normalmente adotado consiste em medir os potenciais em relação ao eletrólito, em vários pontos da estrutura, após o sistema de proteção catódica ser colocado em funcionamento. Para monitorar o sistema, deve-se realizar medições dos potenciais estrutura/eletrólito com o auxílio de um voltímetro apropriado, com alta resistência interna (igual ou maior que 100.0ohm/volt), tendo o seu terminal negativo ligado na estrutura a ser testada e o seu terminal positivo ligado a um eletrodo ou meia-célula de referência, que é colocado em contato com o eletrólito. [6]

4.3. Exemplo de Implementação do Sistema

Como comprovação da eficácia do sistema proposto neste trabalho, toma-se como exemplo o reparo feito por uma empresa especializada no serviço, em 2000, no edifício Watermark Condominium (figura 3), localizado em New Smyrna Beach, na Flórida/EUA. [9]

A estrutura do edifício tinha chegado a uma idade em que as armaduras de aço localizadas nas varandas dos apartamentos haviam se deteriorado por falta de manutenção rotineira, fazendo-se necessário grande intervenção de restauro no concreto, incluindo a substituição total de mais de uma varanda.



Figura 5: Watermark Condominium, New Smyrna Beach, Flórida, EUA. [9]

A exposição do edifício à beira-mar acarretou no ataque de cloretos aerotransportados para o concreto e migração para a armadura, resultando na rápida corrosão do aço. A fim de identificar a magnitude do problema, os engenheiros da empresa americana Corpro Companies realizaram uma variedade de testes na estrutura, incluindo testes de íons cloretos com a aspersão do nitrato de prata, continuidade elétrica dos vergalhões e medições de resistividade dos materiais da estrutura. O sistema de proteção catódica por corrente impressa foi sistematicamente executado como descrito nos tópicos anteriores a partir da utilização de ânodos de titânio. [10]

Após a finalização do serviço realizaram-se os devidos testes e monitoramento ficando comprovada a eficiência do sistema para a anulação da degradação das armaduras. [10]

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base nos resultados dados pelos executores do sistema do exemplo mencionado, a edificação está garantida com uma proteção de até mais de vinte anos, que normalmente requer uma restauração de sete em sete anos. [10]

Os benefícios que o empreendimento tem é visto em grandes economias de custos na restauração futura e a eliminação de ruídos, poeira e inconveniência associada com reparação de concreto cíclicas. [10]

Com o devido projeto de execução do sistema, há possibilidades de ter um circuito autossuficiente, capaz de executar o sistema durante o pico de incidência solar do dia e, também, armazenar energia extra, produzida para utilizar no período de ausência solar. Garantindo a produtividade aliada à economia, os sistemas fotovoltaicos utilizados na proteção catódica possuem um grande potencial para serem a mais nova implantação na construção civil visto que, com a crise energética e a escassez de recursos, os profissionais do campo da construção civil estão cada vez mais impostos a buscar meios alternativos sustentáveis para prosseguir a produção.

Visto que o Brasil possui uma matriz predominantemente renovável, especialmente a matriz elétrica, e no horizonte decenal a expectativa é da continuidade deste domínio, a economia ainda opta pelo não incentivo para a tecnologia analisada. Desta forma, e reconhecendo-se que a magnitude e extensão da difusão tecnológica da energia fotovoltaica é também função das políticas de incentivos que a fonte estará sujeita no país, pode-se afirmar que a projeção é conservadora no sentido de se realizar em cima da situação atual da fonte no país. [12]

Contudo, estima-se que a energia fotovoltaica, venha desempenhar papel significativo no atendimento da demanda elétrica mundial nas próximas décadas. A maioria das projeções internacionais indicam essa fonte



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



ocupando uma parcela significativa das matrizes energéticas mundiais, sendo importante para o Brasil definir qual estratégia adotar para desenvolver este mercado no país, se beneficiando, assim, dos seus desdobramentos econômicos, tecnológicos, sociais e ambientais. [11]

6. CONCLUSÃO

Com uma análise da proteção catódica por corrente impressa, o presente trabalho propôs a integração do sistema fotovoltaico na proteção catódica como fonte de alimentação elétrica do sistema de proteção.

Além da designação proposta no presente trabalho, os sistemas fotovoltaicos podem também atuar como fonte energética para a edificação, trabalhando de forma útil tanto para o suprimento energético como fonte de energia para a proteção catódica da estrutura.

Desta forma foram expostas alternativas viáveis e eficazes para o combate às manifestações patológicas de natureza físico-químicas de maneira ecologicamente correta, autossustentável e de grande potencial econômico.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Rütther, R. Edifícios Solares Fotovoltaicos: o potencial da geração solar fotovoltaica integrada a edificações urbanas e interligada à rede elétrica pública no Brasil. Florianópolis: LABSOLAR, 2004.
- [2] Ferreira, L. A. Química Aplicada: corrosão. Curitiba: PETROBRAS: UnicenP, 2002.
- [3] Metha, P. K.; Monteiro, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008.
- [4] Solar Energy International. Fotovoltaica / Manual de diseño e instalación: Educación de energía renovable para un futuro sostenible. Carbondale, CO: 2007.
- [5] Souza, V. C.; Ripper, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1998.
- [6] Gentil, V. Corrosão. 5.ed. Rio de Janeiro: TCL, 2007.
- [7] Robin, A. L. M. Apostila de Degradação e Proteção de Materiais. Escola de Engenharia de Lorena/Universidade de São Paulo. s.d. Notas de Aula.
- [8] Zaccardi, Y. A. V.; Garcia, J. F. H.A. Materials and Corrosion, 60, 2009.
- [9] Beach Life Realty. Watermark condominium, New Smyrna Beach, Flórida, EUA. Disponível em: <<http://beachliferealty.com/realestate/listings-Watermark-in-New+Smyrna+Beach>>. Acesso em: 10 mar 2015.
- [10] Corrpro Companies Inc. Monitoramento da corrente impressa em uma estrutura de concreto armado. Disponível em: <<http://corrpro.com/Resources/Case-Studies.aspx>>. Acesso em: 10 mar 2015.
- [11] Carbon Trust. Decentralised energy: powering a sustainable future. Disponível em: <<http://www.carbontrust.com/news/2013/01/decentralised-energy-powering-a-sustainable-future/?category=viewpoint>>. Acesso em: 25 fev 2016.
- [12] EPE. Inserção da Geração Fotovoltaica Distribuída no Brasil: Condicionantes e Impactos. Rio de Janeiro: DEA, 2014



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



QUANTIFICAÇÃO DE MANCHAMENTOS EM FACHADAS - ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA-DF

V. M. SANTOS FILHO

Eng. Civil/Aluno de Doutorado
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
vambertomfilho@gmail.com

M. L. M. NASCIMENTO

Eng. Civil/Aluno de Mestrado
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
leoni.matheus@gmail.com

L. R. CALDAS

Eng. Civil, Ambiental e Sanitarista/Aluno de Mestrado
Universidade de Brasília (UnB)
Distrito Federal; Brasil
lrc.ambiental@gmail.com

RESUMO

Nos edifícios revestidos com pintura localizados em Brasília-DF tem sido observada grande quantidade de manchamentos nas fachadas. Esta manifestação patológica tem como principais causas a umidade proveniente da chuva dirigida, incidência da radiação solar e do vento, visto que, condições favoráveis de temperatura e umidade podem proporcionar a deposição de partículas nas fachadas. Os manchamentos prejudicam o edifício esteticamente, porém sua quantificação pode auxiliar projetistas sobre ações a serem tomadas nas orientações mais propícias, tais como utilização de materiais mais adequados ou disposição de detalhes arquitetônicos, por exemplo. Desta forma, o objetivo do presente trabalho foi realizar a quantificação da incidência de manchamentos em fachadas revestidas em argamassa com pintura e textura de acordo com a orientação solar. Neste contexto, para doze edifícios de Brasília-DF, foi utilizado um método que baseou-se na inserção de imagens fotográficas e quantificação dos manchamentos por meio de sobreposição das mesmas no *software Autodesk AutoCad*[®], em que foram consideradas as orientações Norte, Sul, Leste e Oeste. Constatou-se que as orientações mais afetadas foram Leste e Sul, que podem ter sido influenciadas pela menor incidência de radiação solar nestas regiões, e consequente favorecimento de manchamentos por umidade. Além do mais, foram apontadas soluções preventivas e corretivas para os manchamentos.

Palavras-chave: Fachadas, Manifestações patológicas, Manchamentos.

ABSTRACT

In paint coatings of buildings located in Brasília-DF have been observed great amount of staining on the facades. This pathological manifestation has the main causes: moisture from the wind-driven rain, incidence of solar radiation and wind, whereas, favorable conditions of temperature and humidity can provide the deposition of particles on the facades. The staining harms the building aesthetically, but its quantification can help designers on actions to be taken in the most favorable orientations, such as use of more appropriate materials or provision of architectural details, for example. Thus, the objective of this study was to quantify the incidence of staining on facades' rendering with paint or texture according to solar orientation. In this context, by a case study in twelve buildings located in Brasília-DF, the method was based on the insertion of images and quantification of staining in *Autodesk AutoCAD*[®] software, considering North, South, East and West orientations. It was found that the most affected orientations were East and South, which may have been influenced by the lower incidence of solar radiation in these regions, facilitating the staining by moisture. Moreover, preventive and corrective solutions for staining were identified.

Keywords: Facades, pathological manifestations, staining.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

A degradação das fachadas é um processo natural e espontâneo, e mesmo que os materiais apresentem um estado natural, estarão sujeitos às deteriorações física, química e biológica, que afetam a vida útil não somente dos mesmos, mas da edificação como um todo [1]. Devido a anomalias relacionadas ao envelhecimento dos componentes e sistemas, bem como a falta de manutenção e intervenções adequadas, muitas fachadas com o tempo passam a apresentar aparência indesejável, ou até mesmo condições críticas que comprometem a segurança e habitabilidade do edifício [2].

Para o caso de Brasília-DF tanto em edifícios jovens quanto nos mais antigos tem sido observadas manifestações patológicas nas fachadas [3]. Sendo que estas anomalias tem causado desconforto físico, visual e estético aos usuários, além dos custos relacionados a reparos. Comumente encontrada em Brasília a tipologia de revestimento em argamassa, pintado e/ou texturizado, tem como principais manifestações patológicas os manchamentos, destacamentos, eflorescências, fissuração, empolamento e outros [4 – 6]. Um estudo feito em Portugal com 55 edifícios destaca que são cinco os principais grupos de causas dessas anomalias, sendo eles: aspectos ambientais (42 %), erros de projeto (18 %), falta de manutenção (17 %), erros de execução (15 %) e ações mecânicas (9 %) [7].

O manchamento, consequente da deposição de partículas, é destacado como uma das anomalias mais frequentes em fachadas [8 - 9]. As manchas por si só, inicialmente tem influência apenas na estética, e aparecem como sujidades e escorrimentos, podendo evoluir posteriormente para áreas mais escuras, úmidas e com presença de colonização biológica; com possibilidade de contribuir no agravamento de outras anomalias [10]. As principais causas dessas manifestações patológicas em fachadas de pintura podem ser associadas aos seguintes fatores [4, 9, 11]:

- Acúmulo e deposição de sujeira proveniente de partículas atmosféricas;
- Presença de umidade por fonte externa ou interna;
- Ação dos agentes climáticos (chuva dirigida e radiação solar), ou agentes físico-químicos, capazes de causar desbotamentos;
- Colonização biológica;
- Fatores humanos (vandalismo ou ações pontuais).

São dois os principais grupos de fatores responsáveis pela ocorrência do fenômeno descrito neste trabalho, denominados de fatores extrínsecos e intrínsecos [12]. Os contaminantes atmosféricos e agentes climáticos (principalmente vento, chuva, radiação e umidade do ar) pertencem ao primeiro, já o segundo trata da forma construída, e da interação desta com as condições ambientais [1]. Dentro da ação dos agentes atmosféricos pode-se citar a chuva dirigida (combinação da ação de precipitação e vento). O escoamento da água proveniente da chuva pode causar manchamento diferencial da superfície ao carregar partículas de sujeira, que serão posteriormente absorvidas e aderidas ao revestimento, além do clareamento de outras partes [13].

Já relacionado aos aspectos intrínsecos, muitas das vezes as soluções adotadas não trazem detalhes imprescindíveis em um projeto arquitetônico. As pingadeiras, bunhas, frisos ou ressaltos, são importantes soluções capazes de minimizarem e evitarem os manchamentos. A constatação de sua eficácia pode ser observada em muitos edifícios históricos, que por possuírem esses tipos de detalhes tem a incidência dos manchamentos reduzida. Porém a utilização dos mesmos tem sido cada vez mais negligenciada, frente à adoção de soluções minimalistas para as edificações [13].

A quantificação dos manchamentos e outros tipos de manifestações patológicas é uma ferramenta útil nas metodologias de projeto, inspeção, diagnóstico e previsão de vida útil em fachadas [14 - 16]. Por proporcionar capacidade de priorização de escolha em aspectos de tomada de decisão relacionadas a reparos, bem como, auxílio em concepções projetuais que visem prevenir ou reduzir as anomalias encontradas.

Dentro deste contexto, o objetivo do presente artigo foi realizar a quantificação da incidência de manchamentos em fachadas de revestimentos em argamassa, pintadas e/ou com textura para o caso de Brasília-DF.

2. METODOLOGIA

Nesta etapa é apresentada a metodologia utilizada para o alcance do objetivo proposto, a qual se fundamenta em três abordagens, assim classificadas: determinação das características das fachadas que serão estudadas, forma de obtenção dos dados por meio de registro fotográfico e quantificação dos manchamentos, que juntos exercem grande influência para análise final deste estudo.

2.1 Caracterização do local de estudo

Primeiramente, foram estudadas as características arquitetônicas e construtivas dos edifícios do Plano Piloto de Brasília-DF. A implantação dos edifícios residenciais varia de quadra a quadra. Existem dois grandes grupos de blocos residenciais, os que ficam nas quadras 100, 200 e 300, que possuem térreo sobre pilotis e mais seis pavimentos, e aqueles que pertencem as quadra das 400's, que apresentam térreo com pilotis mais três pavimentos [17]. A orientação das edificações em Brasília-DF também segue um padrão. Os edifícios localizados na Asa Norte possuem azimute de 342° ou 252° (salvo algumas poucas exceções) e os localizados na Asa Sul possuem azimute de 232° ou 142°, como pode ser observado na Figura 1.

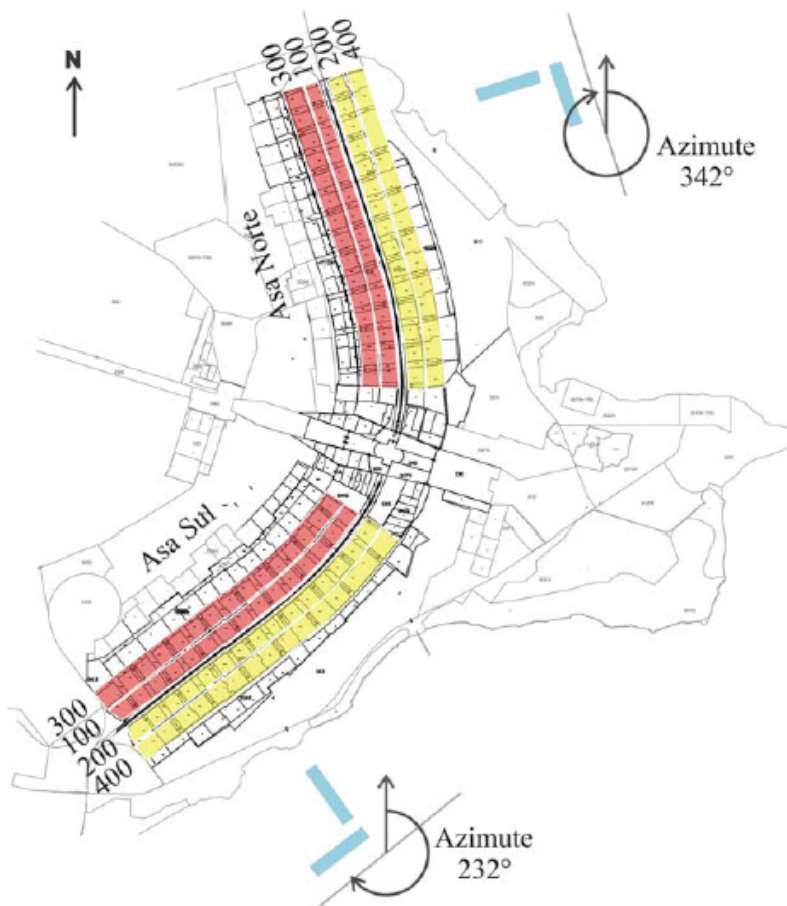


Figura 1 – Áreas das Superquadras (Vermelho e amarelo) e as orientações dos edifícios (em azul) nas Asas Norte e Sul [18].

Essa padronização aparece como facilitador da pesquisa, uma vez que é possível desprezar efeito de angulação da fachada, através da utilização da metodologia de [16, 19]. Esta é apresentada na Figura 2, e consiste em utilizar os azimutes e os dados abaixo para definir a orientação.

- Faixa de orientação Norte compreendida entre os azimutes 315° e 44°.
- Faixa de orientação Leste compreendida entre os azimutes 45° e 134°.
- Faixa de orientação Sul compreendida entre os azimutes 135° e 224°.
- Faixa de orientação Oeste compreendida entre os azimutes 225° e 314°.

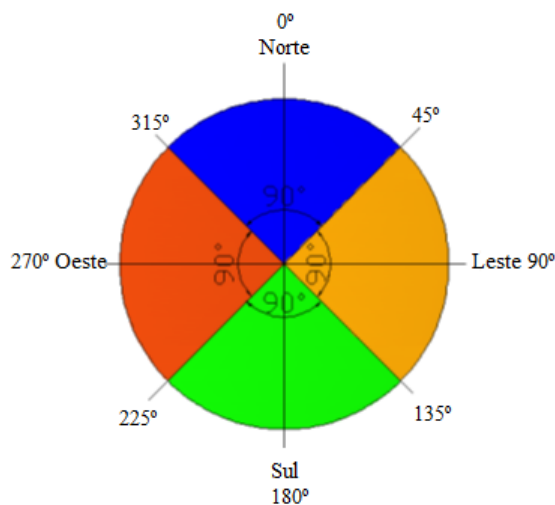


Figura 2 - Amplitude dos quadrantes Norte (N), Leste (L), Sul (S) e Oeste (O) para classificação da orientação das amostras de fachadas [19].

Os edifícios do Plano Piloto são constituídos, em grande maioria, de fachada pintada/texturizada e/ou revestimento cerâmico. Para esse estudo de manchamentos, optou-se por escolher as fachadas pintadas/textura, visto que, há maior incidência desse tipo de manifestação patológica nestes casos. As fachadas escolhidas são empenas sem esquadrias, com o intuito de diminuir as interferências no estudo.

A escolha dos edifícios foi realizada de forma aleatória, compreendendo as quadras com edifícios de no máximo três pavimentos (quadras 400's). A escolha desses casos considera a diminuição das distorções de imagens, provocadas pelo ângulo em que as mesmas são tiradas. Nesse sentido, foram utilizadas 12 amostras de edifícios, totalizando 28 fachadas (empenas).

2.2 Registro fotográfico

Na segunda etapa, partiu-se para o registro fotográfico das empenas. Para cada edifício, registrou-se a quadra, o bloco, a orientação das empenas, horários da visita e condições climáticas. Posteriormente, foi realizado o registro fotográfico dessas empenas, de acordo com o exemplo da Figura 3. Priorizou-se os registros em dias de sol, com o intuito de diminuir a interferência do molhamento da fachada na quantificação dos manchamentos.



Figura 3— Exemplo do registro fotográfico das empena das edificações estudadas.

2.3 Quantificação dos manchamentos

Após o registro fotográfico, foi quantificada a área degradada por manchamento e a área total da empena correspondente, no *software Autodesk Autocad*® de acordo com a Figura 4.



Figura 4 – Exemplo da quantificação da área degradada por manchamentos.

Posteriormente utilizou-se a Equação 1 para obter a porcentagem de manchamento da empena.

$$P = \frac{A_m}{A_t} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

P = porcentagem de manchamento encontrada na empena;

A_m = área afetada por manchamento;

A_t = área total da empena.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos na quantificação dos doze edifícios estudados são apresentados na Tabela 1. Considerando o número da amostra, orientação solar, resultado e orientação da fachada com a maior incidência de manchamento. Conforme citado no item anterior, observa-se que cada amostra possui apenas duas orientações relacionadas às suas empenas.

Tabela 1 – Resultados da quantificação de manchamento

Edifício	Orientação Solar	Resultado (%)	Orientação da fachada com maior incidência de manchamento
1	S	61,14	S
	N	48,25	
2	S	20,19	N
	N	35,35	
3	S	7,49	S
	N	1,62	
4	S	3,39	S
	N	1,91	
5	S	5,04	S
	N	0,56	

Tabela 1 (Continuação) – Resultados da quantificação de manchamentos

Edifício	Orientação Solar	Resultado (%)	Orientação da fachada com maior incidência de manchamento
6	S	22,81	S
	N	12,30	
7	S	17,46	S
	N	5,10	
8	O	13,69	O
	L	8,56	
9	O	13,39	O
	L	2,03	
10	O	32,85	L
	L	59,51	
11	O	3,81	L
	L	13,66	
12	O	17,55	O
	L	16,31	

Nota-se que dos sete edifícios analisados para orientações N/S, seis (86%) tiveram a fachada S com maior incidência de manchamentos. O estudo de [7] apresentou resultados similares, ao observar que as fachadas que tem menor incidência de radiação solar podem apresentar maior ocorrência de anomalias relacionados à presença de umidade, e para Brasília-DF a fachada S recebe menor incidência desta variável do que a fachada N [3, 20]. Já quando são analisados os cinco edifícios dispostos nas orientações L/O, observa-se que a fachada O apresentou três amostras com maior incidência (60%). Os estudos de [17, 20, 21] mostram que as orientações L e O recebem valores próximos de incidência de chuva dirigida e radiação.

Porém a comparação das médias de áreas manchadas para todas as amostras nas quatro orientações, mostrou que a classificação em relação a incidência foi: L (20,02%), S (19,65%), O (16,26%) e N (15,01%). As fachadas L e S apresentaram apenas 0,37% de diferença nos valores médios.

Entre os resultados, o maior percentual de manchamentos ocorreu para orientação S (61,14% - edifício 1) e a orientação N teve o menor (0,56% - edifício 5). Observou-se uma grande dispersão nos dados apresentados pelos edifícios, e supõe-se uma associação deste fato a variável idade e possíveis intervenções de manutenção, que não foram objeto de estudo. Visto que, edifícios mais antigos podem apresentar piores condições de manchamentos, e intervenções nas fachadas podem esconder os efeitos reais relacionados aos agentes climáticos (por orientação).

Além do mais, não foram estudadas condições específicas, mesmo os edifícios residenciais do plano piloto possuindo grande espaçamentos entre si e não havendo a mesma influência do que áreas densamente urbanizadas do efeito abrigo formado por edifícios vizinhos (em que a ação dos agentes climáticos, principalmente vento e chuva, é particularizada) [1].

Frente aos resultados apresentados, sugere-se que pesquisas futuras sejam desenvolvidas com associação de outras variáveis, tais como: idade, influência da existência ou ausência de detalhes arquitetônicos e tipo de pintura utilizada [16]. Além do mais, os resultados apresentados são específicos das amostras estudadas, e desta forma a proposição é que o mesmo estudo seja feito para uma maior quantidade de edifícios do Plano Piloto em Brasília-DF. Destaca-se que a cidade possui condições propícias para isto por apresentar edifícios similares, principalmente pelo plano urbanístico [18].

3.1 Medidas preventivas e corretivas para combater os manchamentos

A disposição de detalhes arquitetônicos e seleção de materiais adequados estão entre as principais medidas para prevenção dos manchamentos em fachadas.

De acordo com a inclinação das plataformas que compõem a geometria externa do edifício a fachada pode ficar mais exposta a deposição de partículas de sujeira, além da incidência de ventos e chuva [1]. Desta forma, as principais intervenções para evitar os manchamentos na fachada são os ressaltos, bunhas e frisos. O ressaltado é um obstáculo, geralmente instalado a cada pavimento, que cria uma descontinuidade no pano da fachada e impede que a água desça pela mesma depositando partículas. Outra opção são reentrâncias que também ajudam na dissipação da água, e são denominadas por bunhas (cerca de 5 cm de largura) e frisos (1,5 cm à 2 cm de largura) [22].

Já para os casos de fachadas com janelas é importante dar-se atenção especial aos peitoris, que muitas vezes possuem inclinação inadequada e podem originar manchamentos por deposição de sujeira conforme a Figura 5.a. Para este caso a solução adequada é a correta inclinação dos peitoris, presença de pingadeira (Figura 5.b) e dimensões, conforme indicado pela norma francesa DTU 20.1 *apud* [23]; $l \geq 2,5$ cm, $h \geq 2,5$ cm, e $\text{tg } \alpha \geq 0,10$ (Figura 5.c).

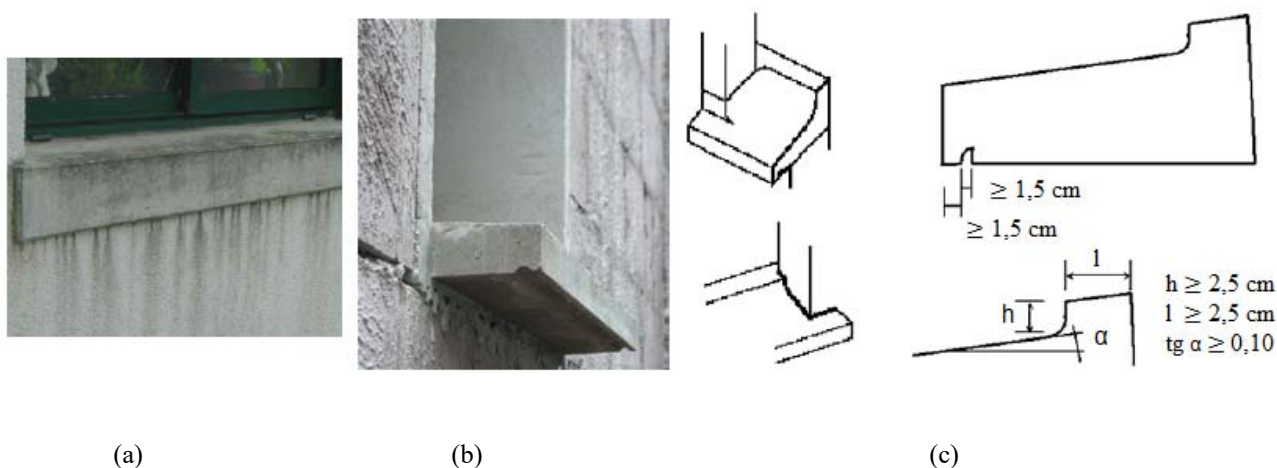


Figura 5- Manchamento presente sob peitoril (adaptado de [22, 23]).

Relacionado aos materiais, o principal aspecto que influencia na deposição de partículas é a rugosidade da superfície. Visto que, as forças de adesão são proporcionais à extensão de contato entre a partícula e a superfície, além de inversamente proporcionais à distância entre as mesmas [1]. Desta forma para ambientes de poluição elevada a recomendação é que a opção adotada seja por superfícies com acabamento mais liso, evitando-se materiais que proporcionem acabamentos superficiais raspado, flocado ou travertino que tem um maior potencial para formação de manchas [24].

A seleção de métodos corretivos para remoção dos manchamentos depende essencialmente dos mecanismos que originaram os mesmos, desta forma, a identificação de cada caso deve ser feita com o objetivo de escolher-se o método apropriado.

Por fim, uma importante medida preventiva, é a especificação durante a entrega do “Manual de Uso e Operação” aos futuros usuários da edificação, a frequência, e tipos de produtos adequados para a manutenção e limpeza das fachadas. Estas informações devem ser obtidas dos fornecedores de tintas, cerâmicas, ou outros possíveis materiais de revestimento. A importância da adequada manutenção é tratada na norma de desempenho das edificações, a NBR 15575:2013.

Como medidas corretivas para a remoção dos manchamentos por deposição de partículas de origem atmosférica, recomenda-se a lavagem da superfície sob pressão ou vapor de água, preferencialmente com água quente e adição de detergente neutro. Se as manchas ainda permanecerem deve-se seguir com solução química. Para os casos de revestimentos em textura e argamassa, além dos métodos já citados, a limpeza por abrasão também pode ser uma boa alternativa, através da escovação (preferencialmente com cerdas de nylon) [25].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Caso as manchas tenham origens biológicas (biodeterioração) recomenda-se a união dos métodos mecânico, físico e químico. A determinação do biocida adequado para utilização deve ser feita através da identificação do agente biológico, e após sua aplicação deve-se buscar quais foram as causas da origem destes mecanismos de deterioração para que não haja reincidência dos mesmos [25].

4. CONCLUSÕES

Neste estudo que objetivou a quantificação dos manchamentos em fachadas pintadas, para a realidade dos casos estudados em Brasília-DF, foram obtidas às seguintes conclusões:

- Foi possível verificar que a orientação da fachada influencia na área afetada pelo manchamento. Isso se deve, principalmente, a incidência de radiação solar, tornando a fachada com menor incidência propícia ao aparecimento de manifestações patológicas de umidade;
- Outros aspectos ambientais também influenciam no aparecimento desse tipo de manifestação patológica, como por exemplo, a chuva dirigida, vento, locação e outros;
- Constatou-se que a média de área manchada por orientação foi: L (20,02%), S (19,65%), O (16,26%) e N (15,01%). A fachada S apresentou o maior percentual de área manchada (amostra 1- 61,14%);
- Além do mais, foram apontadas as principais medidas preventivas e corretivas para os manchamentos, destacando-se aspectos de projeto e escolha adequada de materiais, bem como a correta solução de limpeza de acordo com a origem da anomalia.

5. REFERÊNCIAS

- [1] PETRUCCI, H. M. C. A “*Alteração da Aparência das Fachadas dos Edifícios: interação entre as condições ambientais e a forma construída*”. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.
- [2] FLORES COLEN, I.; BRITO J.DE; FREITAS VP. “Discussion of criteria for prioritization of predictive maintenance of building façades - Survey of 30 experts”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 2010, No. 4, Vol. 24, pp. 337-344.
- [3] BAUER, E.; SILVA, M. N. B.; KRAUS, E. “*Estudo da quantificação da degradação das fachadas em edifícios jovens*”. 4º Congresso Nacional de Construção. Coimbra. Portugal. 2012.
- [4] MARQUES, F.P.F.M. “*Tecnologias de aplicação de pinturas e patologias em paredes de alvenaria e elementos de betão*”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2013. 137 p.
- [5] CHAI, C.; DE BRITO J.; GASPAS, P.L.; SILVA, A. “Statistical modelling of the service life prediction of painted surfaces”. *International Journal of Strategic Property Management*, Vol. 19, Issue 2, 2015, pp. 173-185.
- [6] SANTOS FILHO, V. M.; SPOSTO, R. M.; MELO, J. S. “Ferramenta para projetos de vedações verticais externas com base nas exigências da norma de desempenho”. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 8, n. 3, jun. 2014. ISSN 2179-0612.
- [7] SÁ, G.; J, DE BRITO; AMARO, B. “Statistical survey on inspection, diagnosis and repair of wall renderings”, *Journal of Civil Engineering and Management*. Volume 21, Issue 5, 2015, pp. 623-636.
- [8] CHAI, C.; DE BRITO J.; GASPAS, P.L.; SILVA, A. “Predicting the Service Life of Exterior Wall Painting: Techno-Economic Analysis of Alternative Maintenance Strategies”. *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, 2014, Volume 140, Issue 3.
- [9] GASPAS, P.; BRITO, J. “Mapping Defect Sensitivity in External Mortar Renders”. *Journal of Construction and Building Materials*, v. 19(8), 2005, p. 571-578.
- [10] GASPAS, P. “*Vida útil das construções: desenvolvimento de uma metodologia para a estimativa da durabilidade de elementos da construção. Aplicação a rebocos de edifícios correntes*”. Dissertação de Doutorado em Construção, IST, 2009.
- [11] STRAUBE, J. F. “Moisture in buildings”. *ASHRAE Journal*, v. 44, n. 1, p. 15–19, 2002.
- [12] POYASTRO, P. C. “*Influência da volumetria e das condições de entorno da edificação no manchamento e infiltração de água em fachadas por ação de chuva dirigida*”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2011. 180 p.
- [13] BLOCKEN, B.; DEROME, J.; CARMELIET, J. “Rainwater runoff from building facades: a review”. *Building and Environment* 60, 2013, pp. 339-361.
- [14] PIRES, R., DE BRITO, J., AND AMARO, B. “Statistical survey of the inspection, diagnosis and repair of painted rendered façades”. *Struct. Infrastruct. Eng.*, 11(5), 2014, 605–618.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [15] PIRES, R., DE BRITO, J., AND AMARO, B. “Inspection, diagnosis and rehabilitation system of painted rendered façades.” *J. Perform. Constr. Facil.*, Volume 29, Issue 2, 2015.
- [16] GARRIDO, M.A.; PAULO, P.V.; BRANCO, F.A. “Service life prediction of façade paint coatings in old buildings”. *Construction and Building Materials*, 29, 2012, pp. 394-402.
- [17] BRAGA, D.K. “*Arquitetura residencial das superquadras do Plano Piloto de Brasília: aspectos de conforto térmico*”. Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília, Brasília, 2005. 106 p.
- [18] AMORIM, C. A.; FLORES, A. L. “Edifícios residenciais das superquadras do Plano Piloto, Brasília: aspectos de preservação e conforto ambiental”. In: Encontro Nacional sobre conforto no ambiente Construído, e Conferência Latino-americana sobre conforto e desempenho energético de edificações, 4, 2005, Maceió/AL. *Anais ... ANTAC*, 2005, p.37-46.
- [19] SILVA, M. N. B. “*Avaliação Quantitativa da Degradação e Vida Útil de Revestimentos de Fachada – Aplicação ao Caso de Brasília/DF*”. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília-UnB, 2014.
- [20] ZANONI, V.A.G. “*Influência dos agentes climáticos de degradação no comportamento higrotérmico de fachadas em Brasília*”. Tese de Doutorado em Arquitetura e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2015. 293 p.
- [21] ZANONI, V. A. G.; SÁNCHEZ, J. M. M.; BAUER, E.; AMORIM, C. N. D. “Matriz de análise do índice de chuva dirigida (ICD) para a cidade de Brasília-DF”. In: *PARANOÁ (cadernos de arquitetura e urbanismo) - Conforto e Projeto: Cidades*. n.11. Brasília, 2014. p.67-76.
- [22] OLIVEIRA, T. “Tecnologia- Beirada seca”. *Téchne*, São Paulo, ano 16, n. 137, pp. 36-37, Agosto 2008.
- [23] FREITAS, V.P.; ALVES, S.M. “*Manchas de sujidade em fachadas sob os peitoris*”. Disponível em: <<http://patorreb.com/pt/default.asp?op=204&ficha=097#>>. Acesso em: 15 de março de 2016.
- [24] CRESCENCIO, R. M.; BARROS, M. M. S. B. “*Tecnologia Construtiva de Revestimento Decorativo Monocamada*”. Senai, São Paulo, 2013
- [25] RUBIN, A.P.; PETRY, N.S.; SOCOLOSKI, R.F.; MASUERO, A.B. “Análise das manifestações patológicas desenvolvidas em ambiente urbano nas fachadas do salão de atos da UFRGS”. In: 1º Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, Foz do Iguaçu/PR. *Anais ... CBPAT*, 2014.



REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: DEFINIÇÃO, INFLUÊNCIA E CONTROLE

D. L. SILVA

Mestranda em Eng.º Civil
POLI/UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: dione_luiza@hotmail.com

J. M. M. FONSECA

Eng.ª Civil
POLI/UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: mccartney.juliana@gmail.com

D. G. C. SILVA

Mestranda em Eng.º Civil
POLI/UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: deborahgrasielly@yahoo.com.br

E. C. B. MONTEIRO

Prof.ª Eng.ª Civil
UNICAP/POLI-UPE
Pernambuco; Brasil
e-mail: eliana@poli.br

RESUMO

A reação álcali-agregado é uma manifestação patológica decorrente de processos químicos resultante da interação de minerais reativos, que estão presentes em alguns agregados, e os hidróxidos alcalinos provenientes do cimento Portland, água de amassamento e agentes externos, dissolvidos na solução presente nos poros do concreto. É uma reação que se dá de forma lenta, mas que pode causar prejuízos irremediáveis, com fissuras por exemplo, que comprometem a resistência mecânica e a durabilidade da estrutura afetada. O principal objetivo desse trabalho é de ampliar os conhecimentos existentes sobre a evolução dessa manifestação patológica a fim de contribuir para erradicação desse problema nas obras de construção civil. A metodologia utilizada no artigo conta com uma revisão bibliográfica que aborda um histórico da ocorrência da reação álcali-agregado no Brasil e no mundo, a sua definição, os tipos de reação, os fatores que a influenciam, os métodos de controle e alguns casos na Região Metropolitana do Recife que apresentaram essa manifestação patológica durante o processo construtivo e durante sua vida útil. O artigo aqui apresentado com a finalidade de contribuir para disseminar um conhecimento mais aprofundado dessa manifestação patológica, bem como, apontar ações mitigadoras de sua ocorrência, se constitui uma ferramenta relevante para o meio técnico, o resultado esperado com essa produção é ampliar o conhecimento do tema proposto, visto o crescente número de ocorrência dessa manifestação patológica na estruturas de concreto.

Palavras-chave: reação álcali-agregado, manifestação patológica, controle.

ABSTRACT

The alkali-aggregate reaction are pathological due to the resulting chemical processes of interaction of reactive minerals that are present in some aggregates, and alkali hydroxides from Portland cement, water kneading and external agents dissolved in the solution present in the pores of concrete. It is a reaction that occurs slowly, but may cause irreparable damage, for example with cracks that impair the mechanical strength and durability of the affected structure. The main objective of this work is to expand the existing knowledge about the evolution of this pathological manifestation in order to contribute to eradicate this problem in the construction works. The methodology used in the article includes a literature review that addresses a history of occurrence of alkali-aggregate reaction in Brazil and around the world, its definition, the types of reaction, the factors that influence it, control methods and some cases in Metropolitan region of Recife who had this pathological manifestation during the construction process and during its lifetime. The article presented here in order to contribute to spreading a deeper understanding of this pathological manifestation as well, pointing out mitigating actions of its occurrence, it is a relevant tool for the technical means, the expected result with this production is to increase the knowledge of theme proposed, as the increasing number of occurrence of this pathological manifestation in concrete structures.

Keywords: Alkali- aggregate reaction , pathological manifestation control..

1. INTRODUÇÃO

Os primeiros relatos da reação álcali-agregado (RAA) foram realizados em 1940 na Califórnia, estudada pela primeira vez por Stanton, um pesquisador inglês. Ele identificou a RAA como uma reação altamente prejudicial que ocorria entre a sílica do agregado, os álcalis do cimento e os constituintes do concreto. Segundo o autor a reação se manifesta através



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



de eflorescências brancas, causando expansão e fissuração no concreto, ele concluiu essas características através de observações em estruturas afetadas na Califórnia na época da descoberta [1].

Essa descoberta causou o interesse de alguns pesquisadores da área e incentivou o início de várias pesquisas relacionadas ao problema, devido ao dano irreversível que essa manifestação patológica pode causar nas estruturas afetadas. Essas pesquisas contribuíram para esclarecer o surgimento dessa manifestação patológica, considerando o seu processo químico, a identificação dos minerais reativos e os prejuízos causados por ela [2].

Um das primeiras teorias formuladas para explicar o mecanismo de expansão da RAA, foi elaborada por Hansen, em 1944, e foi denominada de pressão osmótica nela, hipoteticamente, os produtos da reação ficavam confinados dentro de uma membrana semipermeável da pasta de cimento e sob pressões hidráulicas, origina a expansão na estrutura de concreto [3]. Entre 1950 e 1960 o estudo da RAA perdeu forças e as pesquisas sobre o assunto foram retomadas na década de 70, a partir do surgimento dessas anomalias em vários países.

Foram diagnosticadas várias estruturas afetadas em várias partes do mundo, desde que descobriu-se o fenômeno da RAA, dentre elas: barragem Val de La Mare (Reino Unido), a barragem de Sandouping (China), a barragem La Tuque (Canadá), a barragem Kouga (África do Sul), a barragem Chambon (França) e etc. A Tabela 1 mostra os países que mais foram afetados pela RAA [4].

Tabela 1 – Nº de casos de Países afetados pela RAA [5]

PAÍS	Nº DE CASOS
França	5
Noruega	7
África do Sul	10
Brasil	20
EUA	29
Canadá	41

Face ao exposto, o presente trabalho consiste na abordagem de um histórico da ocorrência da reação álcali-agregado no Brasil e no mundo, a sua definição, os tipos de reação, os fatores que a influenciam, os métodos de controle e alguns casos na Região Metropolitana do Recife que apresentaram essa manifestação patológica durante o processo construtivo e durante sua vida útil, visando contribuir para erradicação dessa manifestação patológica nas obras de construção civil.

2. REAÇÃO ÁLCALI AGREGADO NO BRASIL

Desde a década de 60 o Brasil deu início aos primeiros trabalhos sobre RAA, a partir da construção da Barragem de Jupia, cujo cascalho do Rio Paraná apresentava a fase reativa calcedônia. Existem mais de 20 casos confirmados de barragens afetadas por esta reação no Brasil, dentre eles encontram-se a barragem Apolônio Sales, localizada na divisa entre a Bahia e Alagoas; as barragens de Billings/Pedras, situadas no estado de São Paulo; as barragens de Furnas, em Minas Gerais e a barragem Joanes, no estado da Bahia. A divulgação do primeiro caso em barragem se deu em 1985, na Usina Hidroelétrica Apolônio Sales de Oliveira (Moxotó) [5]. Em 1988 foi confirmada a presença de reação na Barragem de Joanes II (BA). Na década de 90 constatou-se em várias barragens a ocorrência de RAA e, em todos os casos investigados a reação era do tipo álcali-silicato [6].

3. REAÇÃO ÁLCALI AGREGADO EM PERNAMBUCO

Os primeiros relatos da RAA em Pernambuco aconteceu na cidade do Recife, onde foi realizado um trabalho de investigação na Ponte Paulo Guerra, que liga o bairro do Pina ao centro do Recife e foi detectada a deterioração agressiva em blocos de fundação, pela reação álcali-agregado [7]. Aproximadamente 20 casos de elementos de fundação com reação álcali-agregado foram descobertos na região metropolitana de Recife com idade entre três e 30



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



anos. O potencial de reatividade dos agregados miúdos e graúdos da Região Metropolitana do Recife foram avaliados pelos mesmos autores que concluíram que a maioria dos agregados analisados apresentava fases potencialmente reativas que efetivamente contribuíram para a ocorrência da reação, principalmente nos blocos de fundação [7].

4. REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO (RAA)

4.1 Definição

A reação álcali-agregado (RAA) consiste numa manifestação patológica que se dá por meio de uma reação química que ocorre internamente em uma estrutura de concreto entre os hidróxidos alcalinos (em geral à base de sódio e potássio, provenientes do cimento, da água de amassamento, de aditivos químicos, entre outros) e alguns tipos de minerais reativos presentes nos agregados (em geral a presença de sílica amorfa, potencialmente reativa, tais como vidro vulcânico, calcedônia e algumas rochas carbonáticas, por exemplo). Como resultado da reação, são formados produtos que, na presença de umidade, são capazes de expandir, gerando tensões internas na estrutura do concreto resultando em fissurações, deslocamentos e podendo levar à deterioração das estruturas.

As expansões e as fissurações devidas às RAA podem comprometer a resistência e elasticidade de um concreto afetando sua durabilidade [8].

O tempo para que o fenômeno seja consumado é bastante variável, pois a velocidade da reação está relacionada a vários fatores, tais quais os teores de álcalis solúveis disponíveis, a natureza, o tamanho e a quantidade de agregados reativos, temperatura ambiente, umidade e restrições físicas à reação. Apesar da variabilidade temporal da RAA, colapsos repentinos devidos a estas reações são significativamente raros, uma vez que estas manifestações costumam apresentar sintomas comumente perceptíveis e passíveis de correção ao longo da vida útil da estrutura ou até que um dos reagentes seja consumido e/ou a umidade reduzida [9].

Embora conhecida desde meados de 1940 na Califórnia, seus completos mecanismos ainda não são totalmente conhecidos pela comunidade científica.

4.2 Tipos de reação álcali-agregado

A reação álcali-agregado é classificada em função do tipo dos materiais encontrados nos agregados: Reação Álcali-Sílica (RAS), Reação Álcali-Silicato (RASS) e Reação Álcali-Carbonato (RAC).

4.1.1 Reação álcali-sílica (RAS)

Esta reação ocorre quando as sílicas reativas presentes nos agregados reagem com os íons hidroxilas presentes na estrutura do concreto. A sílica reage com os álcalis sódio e potássio formando um gel sílico-alcalino, instável, que absorve água e se expande, ocupando um volume maior que os materiais que antecedem à reação [10]. A RAS consiste reação que mais rapidamente se desenvolve, onde é formado o gel expansivo a partir da sílica reativa dos agregados e dos álcalis na presença de hidróxido de cálcio, componente presente na pasta de cimento. De maneira abrangente, existem duas formas de sílica presentes nos agregados, são elas: sílica cristalina e amorfa [11].

A RAA se dá de duas formas, uma quando o ataque dos íons hidroxilas ocorre na superfície bem cristalizada da sílica, conforme Figura 1, e a outra quando a sílica é amorfa. O processo de ataque dos íons hidroxilas sobre a sílica cristalina é bastante prolongado, com poucos íons de sílica tornando-se fluidos. Enquanto na sílica amorfa é concebida a penetração generalizada dos íons hidroxilas e alcalinos, rompendo as ligações do grupo siloxano (Si-O-Si) [10].

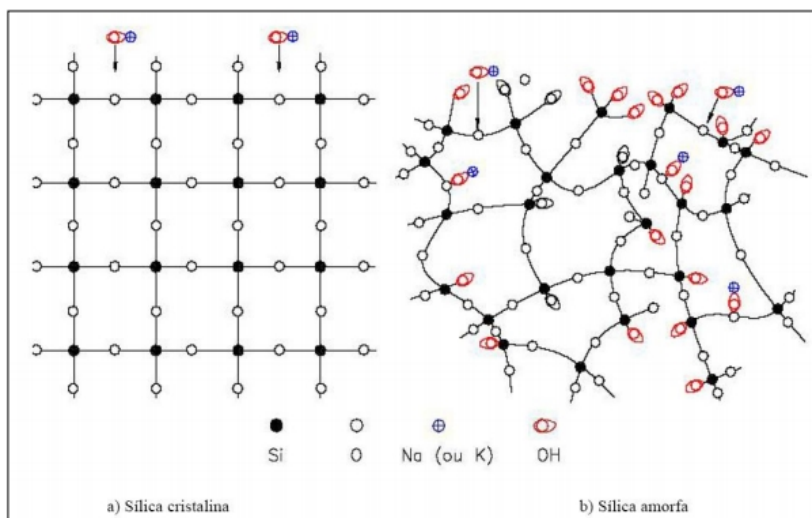


Figura 1: Ataque das hidroxilas à sílica [10]

4.1.2 Reação álcali-silicato (RASS)

É o tipo de RAA mais encontrado em barragens construídas no Brasil [12]. Foram comumente usados na construção dessas estruturas agregados oriundos de quartzitos, granitos e gnaisses, minerais, acreditando na estabilidade desses agregados no uso de concretos, uma vez que o quartzo era um dos materiais mais estáveis encontrados na natureza. Posteriormente, foi descoberto que esse quartzo tinha uma estrutura que se diferenciava do quartzo estável, conhecido como “quartzo deformado”, no qual apresentava significativos indícios de reatividade [13].

A RASS é um tipo específico de reação álcali-silica, que se dá de forma mais lenta do que a RAS (uma vez que os minerais reativos estão disseminados no retículo cristalino do agregado), onde os silicatos reativos mais comuns são o quartzo tensionado por processos de tectonismo e os minerais que se encontram nas classes dos filossilicatos encontrados em ardósias, filitos, xistos, gnaisses, granulitos, quartzolitos, entre outros [11]. A semelhança da RASS com a RAS dificulta o preciso diagnóstico do tipo dessas as duas manifestações patológicas, pois há a possibilidade de se verificar o produto da reação álcali-silica no interior do concreto [14].

4.1.3 Reação álcali-carbonato (RAC)

Consiste na reação menos comum, dando-se quando determinados calcários dolomíticos são usados como agregado em concreto, reagindo com os álcalis presentes na pasta de cimento, reação também denominada de desdolomitização, modificando a estrutura calcária, resultando em expansão dos produtos da reação, que, diferentemente das RAS e RASS, não formam gel expansivo, mas compostos cristalizados. O hidróxido alcalino se regenera, enfraquecendo a zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento, fissurando-a devido à perda de aderência dos materiais [12]. No Brasil não existem casos registrados de ocorrência da reação álcali-carbonato. [15]. Muitas reações álcali-carbonato já foram relatadas, todavia nem todas apresentaram-se expansivas [14]. Essas reações classificam-se, portanto, conforme os produtos oriundos de suas respectivas reações, a citar:

- Carbonáticas com agregados calcíticos, caracterizadas pela manifestação de bordas de reação escuras que se desenvolvem ao redor das partículas dos agregados.
- Agregados Dolomíticos, caracterizadas pelas diferentes reações em torno do agregado.
- Agregados Dolomíticos finos com calcitas e argilas intersticiais, promovendo a desdolomitização, a única capaz de produzir compostos expansivos.

5. MÉTODOS DE CONTROLE E PREVENÇÃO DAS REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADO

Uma vez identificada a presença de RAA, sua interrupção bem como a recuperação da estrutura afetada se dá de maneira onerosa e complicada. Diante da situação de ocorrência dessa manifestação patológica e tendo em vista a grande dificuldade de estancar seus efeitos, deve-se supor que todos os agregados são reativos com os álcalis do cimento, até que se prove o contrário [16].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Para o controle da RAA faz-se necessário o monitoramento da estrutura em processo de RAA tendo o objetivo de:

- Verificar se o concreto ainda está em expansão;
- Caracterizar a taxa de expansão com o tempo, definindo se está evoluindo de modo decrescente, constante ou crescente;
- Possibilitar a calibração dos modelos matemáticos de análise do comportamento da estrutura;
- Verificar a eficiência de obras de reparo, se realizadas;
- Acompanhar o aumento da deformabilidade da estrutura, das fissuras internas e das distorções nos estados limites de ruptura e de utilização da estrutura.

Dentre os instrumentos mais utilizados para o monitoramento da RAA, estão os termômetros (medição da temperatura), piezômetros (medição da pressão), extensômetros de haste (medição de deslocamento, deformação e taxa de expansão), extensômetros de fita (medição de deslocamento relativo), marco topográfico (medição de deslocamentos verticais e horizontais), “Strain Gage” (medição de deformação no concreto e na armadura), medidor triortogonal (medição de deslocamentos de abertura ou fechamento e deslocamentos diferenciais), medidor de umidade (medição da umidade interna do concreto) e sensores de automação (automatizadores das leituras) [16].

Para a prevenção e neutralização da RAA é necessária a adoção de medidas como a escolha de agregados não reativos (evitando-se também agregados com superfície específica muito grande, uma vez que aumentam a reação), a utilização de adições minerais (quando não é possível evitar agregados reativos, pode-se substituir parte do cimento por adições minerais) e a utilização de adições químicas (tendo princípio semelhante as adições minerais, porém deve-se considerar seu teor, tendo em vista que alguns aditivos podem ser fonte de álcalis) [17].

6. OCORRÊNCIAS DE REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADOS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE/PE

A princípio, quando estudada, a reação álcali-agregado era frequentemente associada a obras de barragens e obras de grande porte, no entanto, as reações podem ser encontradas em diversos tipos de estruturas de concreto, podendo-se ser constatadas na Região Metropolitana de Recife onde vários estudos atestam a presença de manifestações patológicas compatíveis com RAA em edifícios [18].

6.1 Ponte Paulo Guerra (Recife/PE)

6.1.1 Descrição da ponte

Inaugurada no ano de 1979, a ponte Paulo Guerra fica sobre a bacia do rio Pina, em região próxima ao mar, portanto sujeita à variação das marés. Liga os bairros da Cabanga e do Pina e dá acesso à Zona Sul da cidade, onde se encontra o bairro mais populoso do Recife - Boa viagem.

Segundo o relatório técnico da EMLURB – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, pertencente à Prefeitura da Cidade do Recife, em 1999 a ponte Paulo Guerra possui comprimento total de 453m, é feita em concreto protendido, possui faixa de rolamento de 15m de largura, passeios laterais de 2m e guarda rodas e 50 cm de espessura.

A superestrutura é formada por dois caixões unicelulares unidos pela laje superior. A laje inferior tem altura variável e a superior, constante. Tem sete vãos contínuos de 47m, com dois balanços extremos de 18,50 m, em suas extremidades, em dentes Gerber, vãos isostáticos de 10,10 m de comprimento.

6.1.2 Danos provenientes de reação álcali-agregado

De acordo com um estudo de caso realizado, todos os blocos de apoio das vigas principais da ponte apresentavam patologias dignas de atenção, principalmente fissuras. O quadro fissuratório variava de bloco para bloco, sendo geralmente em formato de “teia de aranha”, ou “mapa”, algumas com grandes aberturas. As fissuras eram

predominantemente nos blocos propriamente ditos, porém também podiam ser vistas nos cálices e nas placas premoldadas que revestem os cálices e suas bases (Figura 2). Este quadro de fissuração em peças de concreto é característico da ocorrência de álcali-agregado [20].



Figura 2: Bloco de apoio de vão central com ocorrência de patologia [20].

6.1.3 Solução adotada

Após a realização dos ensaios de análise petrográfica para verificação da durabilidade do concreto foram realizadas análises utilizando microscopia estereoscópica, ótica e eletrônica de varredura dos ensaios pertinentes a diagnose de RAA. Com os ensaios foi comprovada a ocorrência de RAA no tipo álcali-silicato, tendo sido observadas macroscopicamente, várias características da reação, como material branco preenchendo poros e definindo bordas na interface, agregado-argamassa, posteriormente identificado no microscópio eletrônico de varredura como gel expansivo.

Mediante a situação exposta, a solução adotada para a recuperação da ponte tratou-se de um projeto estrutural que optou pelo aproveitamento dos blocos existentes, recuperando-os e reforçando-os [19]. A obra foi iniciada em 2005 e concluída em 2006.

6.2 Edifício comercial no Recife

6.2.1 Descrição do Edifício

O edifício estudado possui fim comercial, tendo sido construído no ano de 1980 com uma disposição de 11 pavimentos e com área construída de aproximadamente 15.000m². A fundação do edifício é composta por blocos de concreto armado sobre estacas tipo franki sua estrutura é em concreto armado.

6.2.2 Danos provenientes de reação álcali-agregado

Escreve-se que após a ruptura ocorrida no Edifício Areia Branca e com a evidência de ocorrências semelhantes nas fundações de outros prédios no município de Recife, resolveu-se vistoriar as fundações do edifício citado. No estudo foi observado um quadro fissuratório bastante grave, tanto pela quantidade de fissuras como pela magnitude de suas aberturas. As Figuras 3 e 4 apresentam o quadro patológico dos blocos de fundação do edifício [20].



Figura 3: Fissura em bloco sobre duas estacas, com dimensões 1 x 2,5 m [20].



Figura 4: Fissura em bloco com 18 estacas, com dimensões 8 x 6 m [20]

Nas análises observou-se que em alguns casos, além das fissuras verticais nos blocos sobre duas estacas terem ultrapassado as bielas, em dois casos, no fundo do prédio, a RAA debilitou os blocos a tal ponto, que houve redistribuição das cargas para outros blocos.

6.2.3 Solução adotada

A empresa responsável pela recuperação foi a JLC Engenharia de Projetos Ltda., do Rio de Janeiro e com o quadro apresentado foi necessário mecanismo para recompor a seção do bloco, introduzindo tensões de compressão no bloco, através de protensão (sendo nos blocos maiores feita em duas direções), com utilização de barras de Dywidag. Além disso, foi necessário a vedação do bloco para evitar que a água do subsolo chegasse ao bloco por capilaridade, realimentando assim o processo de reação álcali-agregado.

6.3 Edifício Público no Recife

6.3.1 Descrição do Edifício

Trata-se de um edifício de uso público no Recife, tendo sido construído no ano de 1993 com 13 pavimentos. No ano de 2005, aos seus 12 anos de idade, em uma pequena reforma de adequação de seu modelo arquitetônico, foram feitas escavações próximas a um dos pilares do edifício público onde se descobriu a existência de manifestações patológicas.

6.3.2 Danos provenientes de reação álcali-agregado

Os blocos de fundação apresentaram um quadro de fissuras, sendo os blocos de maior porte da edificação (de 8 e 9 estacas), os blocos com mais intensas e variáveis fissuras, enquanto os blocos secundários (de 1 estaca), apresentava-se intactos. As Figuras 5 e 6 mostram as fissuras pintadas em cores e a maior trinca encontrada na obra, respectivamente [20].

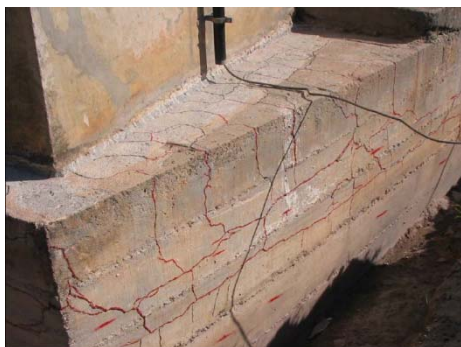


Figura 5: Faces superior e lateral de bloco com fissuras pintadas [20].



Figura 6: Trinca horizontal com grande abertura e deslocamento [20].

Diante do quadro apresentado e análise dos ensaios efetuados, não há dúvida sobre a forte existência de RAA nos blocos de fundação, sendo evidenciada elevada expansão nos blocos em função das condições favoráveis ao seu desenvolvimento como a presença de agregado reativo, álcalis e umidade.

6.3.3 Solução adotada

Com a comprovação da ocorrência da RAA nos blocos de fundação foram definidas as ações de recuperação estrutural. A solução adotada concentrou-se em duas etapas – o fechamento das fissuras e o reforço da armadura. O fechamento das fissuras e trincas com material apropriado teve o objetivo principal de proteger os blocos contra a eventual entrada de produto deletério e umidade, fatores que agravam a reação álcalis-agregado. E a recuperação dos blocos visou reconstituir a rigidez dos mesmos e reforçar a armadura que combate os esforços de tração e por fim promover a vedação dos mesmos com material impermeabilizante, para inibir a continuação do processo de RAA [20].

6.4 Edifício residencial no Recife

6.4.1 Descrição do edifício

O Edifício analisado é do tipo residencial, possui 19 pavimentos e área construída de aproximadamente 13.000m². Construído em 1980, o Edifício residencial possui estrutura de concreto armado, com $f_{ck} \geq 18\text{MPa}$ e fundação em blocos de concreto armado sobre estacas tipo Franki.

6.4.2 Danos observados

Do histórico deste edifício residencial tem-se que no ano de 1983, 3 anos após sua construção a obra já havia apresentado fissura em alguns blocos sendo estes reforçados, porém no ano de 2008 foi constatado que alguns blocos que não haviam sido reforçados em 1983m apresentaram, agora, muitas fissuras nas faces laterais e superior, com aspecto semelhante aos de vários edifícios em que já foi constatada a existência de RAA, na região metropolitana do Recife. A Figura 7 apresenta as fissuras no bloco de fundação já preenchidas com microcimento [20].



Figura 7: Bloco de fundação com fissuras já preenchidas [20].

6.4.3 Solução adotada

Confirmada a existência de RAA nos blocos e considerando a avançada idade do edifício – 30 anos, sugeriu-se que a maior parte da expansão da reação já havia ocorrido. Sendo assim, foi recomendado para solucionar o problema o preenchimento da fissura com microcimento e posterior encapsulamento do bloco com camada de concreto nas faces laterais e superior, sendo recomendando-se concreto com $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ com adição de metacaulim, de modo inibir a incidência de RAA no concreto novo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

É crescente o número de ocorrências de RAA na Região Metropolitana do Recife, com isso é necessário o aprimoramento de soluções adequadas para correção dessa manifestação patológica.

Apesar de casos de colapso repentino de estruturas em decorrência da RAA serem extremamente raros, essa manifestação patológica pode desencadear outros tipos de agressões químicas na estrutura afetada que podem comprometer seu desempenho, durabilidade e segurança.

Faz-se necessário buscar soluções que impeçam o aparecimento dessa manifestação patológica em novas estruturas, pois mesmo que ainda não se tenha soluções corretivas, pode-se evitar que ela se manifeste com métodos eficazes de prevenção.

Para evitar a propagação das reações faz-se necessário a verificação da potencialidade reativa dos agregados, tomando as medidas preventivas no tempo adequado, por isso é fundamental o conhecimento das características dos agregados, suas propriedades físicas e químicas, a fim de saber o tipo de reação que afetou a estrutura para se realizar um diagnóstico correto.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] STANTON, T. E. *Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate*. In: Proceedings of American Society of Civil Engineers. v. 66, n. 10. Dec. 1940, p. 1781-1811.
- [2] SANCHES, L. F. M. “Contribuição ao estudo dos métodos de ensaio na avaliação da reações Alkali-agregado em Concreto”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de São Paulo- USP. São Paulo, 2008.
- [3] PAULON, V.A. “Reações álcali-agregado em concreto”. São Paulo, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pós-Graduação em Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 1981. 125p.
- [4] SILVEIRA, A. L. *et al.*, “Investigação da reação álcali-agregado em rochas carbonáticas”. In: II Simpósio Sobre Reação Álcali-agregado em Estruturas de Concreto. 2006, Rio de Janeiro. Anais. São Paulo: IBRACON, 2006. 1 CD-ROM.
- [5] KIHARA, Y. “Reação álcali-agregado: Mecanismo, Diagnose e Casos Brasileiros”. In: Congresso Brasileiro de Cimento, 3., 1993. São Paulo. Anais. São Paulo: ABCP, 1993. v. 1, p. 319-337.
- [6] HASPARYK, N. P. “Investigação dos mecanismos da reação álcali- Agregado – efeito da cinza de casca de arroz e da sílica ativa”. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil. 1999.
- [7] ANDRADE, T., *et al.*, “Investigação do potencial de reatividade para o desenvolvimento de RAA dos agregados miúdos e grãos comercializados na Região Metropolitana do Recife”. In: II Simpósio Sobre Reação Álcali-agregado em Estruturas de Concreto. 2006, Rio de Janeiro. Anais. São Paulo: IBRACON, 2006. 1 CD-ROM.
- [8] METHA, P. K. e MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1 ed. São Paulo: PINI. 1994
- [9] TAYLOR, H.F.W. *Cement Chemistry*. 2 ed. London: Thomas Telford, 1997.
- [10] DENT GLASSER, L. S. e KATAOKA, N. *The Chemistry of Alkali-aggregate Reaction*. Cement and Concrete Research. v. 11, n. 3, p. 1-9, 1981.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15577: Agregados – Reatividade Álcali-agregado*. Rio de Janeiro, 2008.
- [12] VALDUGA, L. “Reação álcali-agregado: Mapeamento de Agregados Reativos no estado de São Paulo”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), São Paulo, 2002.
- [13] SILVEIRA, J. F. A. *et al.*, “Investigação da reatividade álcali-agregado e a confiabilidade dos métodos acelerados”. In: Congresso Brasileiro de Concreto, 44, 2002, Belo Horizonte, Brasil. Anais. São Paulo: IBRACON, 2002.
- [14] POOLE, A.B. *Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete*. In: SWAMY, R.N. (Ed.) *The alkali silica reaction in concrete*. Glasgow: Blackie and Son, 1992.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [15] VALDUGA, L. “Influência das condições de ensaio da ASTM C 1260 na verificação da reação álcali-agregado”. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.
- [16] SILVA, P. N. “Curso sobre reação Álcali-Agregado”. Recife, 2007.
- [17] PRISZKULNIK, S. *Inspeção e Diagnostico de Estruturas de Concreto Afetadas pelas Reações Cimento-Agregado. Concreto Ensino, Pesquisa e Realizações*. Geraldo C. Isaia (Editor). IBRACON. São Paulo – 2005.
- [18] ANDRADE, T. W. “Curso Sobre Reação Álcali-Agregado”. Recife, 2007.
- [19] J.L.C. ENGENHARIA DE PROJETOS LTDA. “Projeto Estrutural de Recuperação dos Apoios da Ponte Governador Paulo Guerra”. Rio de Janeiro, 2005.
- [20] GOMES, E. A. O. “Recuperação Estrutural de Blocos de Fundação Afetados Pela Reação Álcali-Agregado – a Experiência do Recife”. Recife, Dissertação de Mestrado, Universidade Católica de Pernambuco, 2008.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: UM BREVE ESTUDO DA OCORRÊNCIA NOS BLOCOS DA PONTE PAULO GUERRA – RECIFE/PE

AGUINALDO BRITO JUNIOR
Graduando em Engenharia Civil
Escola de Engenharia de Piracicaba
SP; Brasil
aguinaldobjr@gmail.com

IVAN PASSUELO FERRO
Graduando em Engenharia Civil
Escola de Engenharia de Piracicaba
SP; Brasil
ivan91@terra.com.br

RESUMO

Mesmo com o avanço consolidado da tecnologia do concreto e a evolução dos conhecimentos ligados à boa prática da engenharia, muitas estruturas desenvolvem, em maior ou menor proporção, manifestações patológicas que reduzem a durabilidade e prejudicam a estabilidade de uma edificação. Há, entre tais anomalias, aquelas que merecem maior atenção, devido à expressividade de seus efeitos. Um dos mecanismos de degradação que se enquadra nestas circunstâncias é a reação álcali-agregado (RAA), considerada, até os dias atuais, uma doença incurável, mesmo que investigada desde os idos de 1940. O presente artigo reúne os conceitos fundamentais da RAA, transitando entre as principais informações já consagradas e amplamente discutidas na literatura técnica. Com o objetivo de demonstrar, na prática, os efeitos deletérios da reação, além de apresentar o diagnóstico e as medidas mitigadoras aplicáveis, o trabalho relata um estudo de caso referente ao ocorrido em blocos de fundação da Ponte Paulo Guerra, situada na cidade do Recife/PE, episódio que marcou a engenharia brasileira e mundial que trata sobre o tema.

Palavras-chave: reação álcali-agregado, RAA, concreto, Ponte Paulo Guerra, Recife-PE.

ABSTRACT

Despite the consolidated advance of concrete technology and the increase of knowledge related to the good engineering practice, many structures develop pathological manifestations, in different proportions, which reduce the durability and threaten the stability of the building. Some anomalies require more attention, due to the intensity of its effects. One of the degradation mechanisms under these circumstances is the alkali-aggregate reaction (AAR), which is considered, to date, an incurable disease, although studies have been conducted since the 1940s. This paper brings together the fundamental concepts of AAR, reviewing the main well-accepted and widely discussed information in the technical literature. In order to demonstrate, in practice, the deleterious effects of the reaction, in addition to present a diagnosis and the applicable mitigating measures, this article reports a case study on the occurred in foundation blocks of the Paulo Guerra Bridge, located in the city of Recife-PE. The episode marked the Brazilian and global engineering about the topic.

Keywords: alkali-aggregate reaction, AAR, concrete, Paulo Guerra Bridge, Recife-PE.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1 Considerações iniciais

Nas últimas décadas, houve um apreciável progresso no estudo da durabilidade das estruturas de concreto. Este parâmetro, que estabelece o comportamento daquele material diante da interação com o ambiente ao qual está inserido, determina, além de outros fatores, o atendimento à vida útil da construção. Assim, ao descumprir esse quesito, a estrutura estará sujeita a manifestações patológicas de distintos efeitos, muitas vezes reduzindo o desempenho requerido. Dentre os mecanismos de deterioração que atingem as obras encontra-se a reação álcali-agregado (RAA).

Proposta inicialmente por Stanton, em 1940, a RAA trata-se, em linhas gerais, de um problema vinculado a aspectos físicos, químicos e mineralógicos. O resultado da combinação entre as três condições é o impacto nocivo causado ao concreto: por se traduzir em um fenômeno de alto nível de complexidade, a reação não pode ser eliminada, apenas controlada através de soluções minimizadoras.

Neste artigo são representadas informações-base para o entendimento da questão. Propõe-se, também, em conformidade com os dados expostos, descrever a sua ocorrência e os seus desdobramentos nos blocos de fundação da Ponte Paulo Guerra, no Recife-PE.

2 Revisão de literatura

2.1 Caracterização da reação álcali-agregado

A expressão "reação álcali-agregado" (RAA) refere-se, resumidamente, a um mecanismo de degradação do concreto por meio da expansão gerada por reações químicas internas [1].

Estas reações, que podem se apresentar de diversos modos, ocorrem entre os componentes mineralógicos reativos presentes nos agregados e os álcalis dissolvidos no interior do concreto, sendo necessária a presença de umidade para que se desenvolva o fenômeno deletério. Distinguem-se, de acordo à fases contidas nos agregados e ao tempo de evolução da reação, a reação álcali-sílica (RAS), a reação álcali-silicato e a reação álcali-carbonato (RAC). Entretanto, atualmente a reação álcali-silicato é considerada um caso particular de reação álcali-sílica e a abordagem é feita em termos de RAS e RAC [2].

O mecanismo de degradação apresenta sintomas com aspectos em pequena e grande escalas. Em pequena escala, observa-se: fissuras, próximas aos agregados ou em sua própria superfície; microfissuras entre agregados graúdos; perda de aderência entre pasta e agregado; ocorrência de reação nas bordas dos agregados; e gel exsudado nos vazios do concreto. Já os aspectos em grande escala contemplam diversos tipos de fissuras de dimensões maiores que as anteriores, além de movimentações da estrutura e presença de gel exsudado entre as fissuras [1].

2.2 Histórico

Na década de 1920, foram constatados os primeiros problemas decorrentes da RAA, na Califórnia, nos Estados Unidos [3]. Desde então, seus efeitos têm sido identificados em muitas regiões do mundo, a exemplo da Dinamarca (déc. de 1950), da Alemanha Ocidental (déc. de 1960), do Reino Unido (déc. de 1970) e do Japão (déc. de 1980), confirmando-se em mais de 50 países [4].

No Brasil, foram feitos estudos na década de 1960 para a construção da barragem de Jupuíá, nos quais constatou-se a presença de calcedônia – mineral potencialmente reativo. Estes estudos marcaram o início dos trabalhos abordando a RAA no país e seus resultados motivaram entidades como o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) a aprofundarem o conhecimento sobre o assunto. Nos anos 1990, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) confirmou a ocorrência de RAA em cinco barragens e em uma base para equipamento de grandes dimensões [5].

Houve uma grande quantidade de casos identificados em barragens e fundações na Região Metropolitana do Recife. Destes, um dos que mais se destacam foi o ocorrido nos blocos da fundação da Ponte Paulo Guerra, em 2002, que será mais largamente abordado neste trabalho [7] [8].

2.3 Fatores influentes e fatores condicionantes

Os agregados reativos, de acordo à norma ABNT NBR 15577-1:2008, são aqueles que, reagindo com solução alcalina presente nos poros do concreto ou oriundas de fontes externas, causam o aparecimento de manifestações patológicas típicas de RAA.

Todos os silicatos ou minerais de sílica, bem como a sílica amorfa (obsidiana, vidro de sílica) e a sílica hidratada (opala) podem reagir com os álcalis, embora boa parte de modo inexpressível [3]. A reatividade costuma ser baixa para as estruturas cristalinas de sílica e alta para as amorfas [9].

Os álcalis são derivados de sódio e potássio que podem se solubilizar, tornando-se reagentes. São oriundos principalmente do cimento, mas podem se apresentar nos demais constituintes do concreto (agregados, adições minerais, aditivos e água de mistura) ou ainda estar disponíveis em fontes externas à estrutura (águas alcalinas de indústrias ou marinhas) [2].

A Figura 1 representa os fatores essenciais à formação da RAA.

Figura 1: Fatores condicionantes do fenômeno



Fonte: Couto (2008), p.62.

A umidade desempenha dupla função na RAA. A água realiza o transporte dos cátions alcalinos e dos íons hidroxila, possibilitando a ocorrência da reação; e é largamente absorvida pelo produto da reação, o gel de silicato alcalino, o qual expande e gera pressão hidráulica na pasta de cimento, possibilitando seu efeito deletério [10]. Uma baixa relação água/cimento reduz a porosidade do concreto e a movimentação da umidade interna. No entanto, maior será a concentração de íons alcalinos na solução dos poros e menor a quantidade de espaços vazios. Desse modo, a acomodação das tensões será menor, favorecendo a fissuração [3].

2.4 Aspectos químicos

Vários autores visualizam a RAA em dois estágios, descritos a seguir [11]. Contudo, estes estágios são precedidos pela reação entre os íons hidroxila (OH^-), presentes na solução alcalina dos poros do concreto, e a sílica reativa da superfície dos agregados, que origina ligações do tipo silanol (Si-OH), conforme a equação 1.



No estágio 1, ocorre o ataque de íons hidroxila dissolvidos às ligações silanol, conferindo à sílica caráter ácido (SiO^-), conforme a equação 2. Segue-se o equilíbrio das cargas pelos íons alcalinos (Na^+ , K^+), conforme a equação 3. Nesse estágio é gerado o gel.





Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



No estágio 2, os íons hidroxila, que estão em constante produção, promovem o ataque a ligações mais internas da sílica, caracterizadas pelo grupo siloxano (=Si-O-Si=), como ilustram as equações 4 e 5. Há adsorção de água e com isso a estrutura da sílica se desagrega, liberando monômeros de silicato solúveis (H_4SiO_4 , $H_3SiO_4^-$ e $H_2SiO_4^{2-}$), como mostra a equação 6. Posteriormente, ocorre adsorção de íons alcalinos, como descrito pela equação 7.



2.5 Medidas preventivas e mitigadoras

O emprego de adições minerais, seja na substituição de parte do cimento ou diretamente aplicado na fabricação do concreto, consiste em um mecanismo eficaz de evitar-se a RAA. Se corretamente dosados, tais materiais suplementares são caracterizados por diminuir a porosidade do concreto, bloqueando o acesso de água externa e de agentes agressivos ao seu interior. Ressalta-se, porém, que o tipo utilizado está condicionado às características, natureza e reatividade do agregado [2].

Dentre as variedades de adições existentes, enfatiza-se aquelas que são amplamente disseminadas e ao mesmo tempo comprovadamente úteis no sentido de combater a RAA.

A sílica ativa, rejeito industrial advindo da produção do ferrosilício, possui propriedades (extrema finura e pozolanicidade) que lhe conferem boa capacidade de inibição ao fenômeno deletério. Determinou-se, por meio de estudos, que o teor de 15%, sobre o consumo de cimento, reduz a chance de a reação acontecer. De semelhante qualidade e oriunda da combustão de carvão pulverizado nas usinas termoeletricas, a cinza volante também é um material de elevada finura, porém necessita de um maior teor para inibir a reação álcali-agregado [12]. Qualquer valor situado entre 30% e 40%, quando em troca ao cimento, deve representar uma saída válida nesse sentido [13].

Bons resultados foram obtidos usando escória de alto-forno, resíduo resultante da fabricação do ferro-gusa. Entretanto, cumpre-se apontar, conforme evidenciado em pesquisa, um teor mínimo de 40% para o impedimento [14]. Já o metacaulim, oriundo da calcinação de argilas, possui, basicamente, um comportamento unânime quanto ao seu teor, situado entre 8% e 15% [2]. Por último, vale mencionar a cinza da casca de arroz, procedente da obtenção do arroz, na qual indica-se uma quantidade ótima de 15% a fim de diminuir a possibilidade de ocorrência da RAA [15].

Julga-se importante ressaltar que a escolha de agregados não reativos também é uma maneira satisfatória de combater a reação [16].

Com o diagnóstico da reação confirmado, quais sejam as condições da estrutura, surge a premente necessidade de lançar mão de medidas mitigadoras que têm por objetivo desacelerar o mecanismo degradante. Baseado neste pensamento terapêutico, é comum classificá-las em dois grupos: tratamento das causas e tratamento dos sintomas.

Os tratamentos das causas disponíveis propõem-se em extinguir a umidade por meio da secagem do concreto ou da aplicação de produtos que visam reorganizar as características da reação. A adoção de agentes hidrófobos (impregnantes, selantes, penetrantes e membranas), por exemplo, formam uma barreira protetora ao ingresso de água. Entre eles, destacam-se pinturas à base de silano e siloxano. Embora deva ser dosado com cautela, os compostos à base de lítio, decisivos na regulação das expansões, atuam na alteração da química do fenômeno [17]. O teor usado depende do tipo do composto, da origem do agregado reativo e da disponibilidade de hidróxidos alcalinos no concreto [18].

Por sua vez, os tratamentos dos sintomas procuram, essencialmente, resguardar a estabilidade do elemento afetado. São exemplos de intervenção: aberturas de juntas para atenuar tensões pontuais; calafetagem de fissuras, apesar de não



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



suspender o seu surgimento; e reforços estruturais, como o encapsulamento do concreto, crucial para garantir a integridade física da edificação [18].

2.6 Métodos de investigação da RAA

Os principais métodos laboratoriais dedicados à investigação dos produtos expansivos, à análise da reatividade dos agregados e às demais evidências da manifestação da reação são: análise petrográfica, método dos prismas de concreto e método acelerado em barras de argamassa.

A análise petrográfica, cujos preceitos são ditos na ABNT NBR 15577-2, consiste em estudar, em escalas macroscópica e microscópica, amostras de rochas de agregados, sendo a primeira etapa para reconhecer fases mineralógicas possivelmente reativas. Por tratar-se de tarefa que nem sempre implica em resultados confiáveis, torna-se primordial a condução do trabalho por um petrógrafo experiente [2].

Sob o ponto de vista da precisão dos resultados, a análise mais efetiva é o ensaio dos prismas de concreto. Apesar do método apresentar respostas de um certo agregado em relação à sua reatividade no período de um ano, seu grau de confiabilidade não incorre em possíveis distorções entre os dados obtidos em laboratório com os notados em campo [2].

Atualmente considerado o ensaio de maior emprego no mundo, o método acelerado em barras de argamassa – no Brasil recomendado pela ABNT NBR 15577-4 – afere a potencialidade reativa de agregados miúdos e graúdos em até 30 dias, sendo esta uma de suas vantagens frente aos demais. Porém, esse método tem a desvantagem de, em alguns casos, induzir a resultados que não correspondem com aqueles observados na prática. Assim, é comum, após obter a análise, promover o ensaio dos prismas de concreto cuja validade é maior [2].

3 Estudo de caso: a RAA na Ponte Paulo Guerra – Recife/PE

3.1 Contextualização

Sabe-se que o fator umidade é um dos responsáveis para o fenômeno vir à tona, justificando o ataque da RAA em estruturas como barragens e hidrelétricas. Esta percepção não apenas se confirmava como também se fundamentava no conceito de que a reação se limitava a obras hidráulicas de grande porte. Outrora válida atualmente essa hipótese já está descartada.

Desde o início do século XX, a Região Metropolitana do Recife tem sido palco de centenas de confirmações da RAA em blocos de fundações, isto é, em pequenos elementos de concreto. Salienta-se que tais identificações foram obtidas em grande medida após a queda do edifício Areia Branca, em 2004, localizado em Jaboatão dos Guararapes, acontecimento este que conduziu a um importante aumento das inspeções em fundações, levadas adiante pelos proprietários e moradores das edificações. É importante esclarecer que o desabamento não guarda relações com a reatividade álcali-agregado [8].

A julgar pela profusão de casos e pela preocupação dos profissionais da construção civil envolvidos, entidades locais do setor se reuniram e promoveram sucessivas reuniões e debates com especialistas para lançar luz sobre o tema [19]. Gradativamente, o problema foi sendo tratado com maior naturalidade e a apreensão se converteu em uma experiência sem precedentes.

O primeiro diagnóstico, porém, ocorreu na Ponte Paulo Guerra, no Recife, em 1999. Particularmente, o quadro fissuratório encontrado nos blocos de coroamento após a diminuição do nível da maré denunciou o que mais tarde se comprovaria através de estudos laboratoriais [20].

Dado seu pioneirismo e significado, este trabalho discorrerá, nos itens a seguir, acerca da presença da RAA na referida ponte.

3.2 Descrição da ponte

Inaugurada em 1979, a Ponte Paulo Guerra situa-se sobre a bacia do Rio Pina e conecta os bairros recifenses da Cabanga e do Pina. É um importante ponto de acesso à zona sul da cidade [16].

A Figura 2 apresenta uma vista da obra de arte.

Figura 2: Vista da Ponte Paulo Guerra.



Fonte: Helene *et al.* (2006), p. 2.

Relativamente extensa, com comprimento de 453 m, a ponte é feita em concreto protendido. Possui nove vãos contínuos de 47 m e dois vãos de 15 m nas extremidades. A superestrutura é constituída por dois caixões unicelulares ligados pela laje superior e que repousam sobre blocos de apoio, inexistindo pilares. Estes caixões são ladeados por vigas cujas alturas no centro e sobre os apoios medem, respectivamente, 1,30 m e 6,00 m [16].

A concepção estrutural permitiu a sustentação dos apoios por dois blocos em cada um destes, de dimensões laterais idênticas (3,20 x 5,80 m) e altura diferente. Propiciou também a criação de cálices em concreto armado, responsáveis pelos revestimentos inferior e laterais daqueles elementos de fundação. Duas vigas transversinas dispostas sobre aparelhos de apoio em neoprene foram colocadas no lugar onde há o encontro entre os caixões e os blocos [16].

3.3 Danos observados e diagnóstico da RAA

A obra, localizada em uma atmosfera marinha e sujeita a respingo de maré, está em contato com agentes agressivos presentes na água salina e nos meios urbano e industrial. À luz da ABNT NBR 6118:2014, corresponde à classe de agressividade ambiental III e IV, classificada, nesta ordem, em forte e muito forte, impondo risco grande a elevado de degradação da estrutura.

No início de 2002, a prefeitura do Recife decidiu investigar o estado da ponte em função dos sintomas patológicos evidentes na sua infraestrutura e superestrutura. Foram constatados: corrosão das armaduras, eflorescência no concreto, desgaste dos aparelhos de apoio, intensa fissuração em forma de “mapa” nos blocos de fundação (tal como mostra a Figura 3), entre outros [16]. Além das características ambientais acima descritas, esses sinais de adocimento decorreram de descuidos na seleção dos materiais empregados e ineficácia no controle da etapa de construção [21].

Figura 3: Bloco com fissuração excessiva do tipo “mapa”.



Fonte: Gomes (2008), p. 78.

Acentuado, o aspecto fissuratório observado em boa parte dos blocos sinalizava, de maneira geral, para a manifestação típica da RAA. Fissuras profundas cuja abertura se aproximava dos 5 mm foram descobertas [16]. Diante deste panorama, os especialistas incumbidos da inspeção procederam uma averiguação para comprovar se a causa era efetivamente a reação expansiva. Frisa-se que os demais testes executados não serão descritos, pois fogem do escopo deste artigo.

Para tanto, em uma primeira investigação contratada pela prefeitura, testemunhos foram extraídos e conduzidos à Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), em São Paulo-SP. Entre os ensaios realizados estava a análise petrográfica que, auxiliado pela microscopia eletrônica de varredura, por exemplo, indicou a presença de: material esbranquiçado delimitando a interface agregado-pasta - mais tarde caracterizado como gel expansivo - e fissuras na mesma região e nos agregados. Os resultados acusaram a ocorrência da reação álcali-silicato [16].

Em seguida, uma segunda pesquisa de campo e laboratorial foi implementada. Desta vez, a empresa encarregada enviou os testemunhos ao IPT-SP, que, através de observação petrográfica, concluiu a existência de auréola degenerativa em torno dos agregados graúdos. Estava diagnosticada a RAA, especialmente marcante no perímetro dos blocos. Outros avisos da reatividade foram registrados: diminuição da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto, bem como aqueles citados anteriormente [16] [21].

Contribuindo à RAA, os agregados graúdos e miúdos revelaram, nos ensaios, deformação dos feldspatos e do quartzo. Além disso, nos agregados graúdos foram identificados cristais de quartzo com forte extinção ondulante e microgranulados, evidenciando a natureza reativa. Este perfil é notado em hornblenda-biotita monzogranito a granodiorito gnáissico e também em milonito do tipo granítico [16].

Assim, os sintomas em pequena e em grande escalas derivados da interação entre os agregados reativos, os álcalis em quantidade suficiente e a disponibilidade de umidade tornaram-se decisivos na origem do fenômeno. Destaca-se também que as elevadas temperaturas registradas no Recife aceleraram seu progresso.

3.4 Medidas mitigadoras

Inicialmente cogitou-se a demolição e posterior substituição da ponte afetada. Muitas alternativas foram estudadas, inclusive a injeção de sais de lítio. No entanto, concluiu-se que a alternativa mais viável seria o tratamaneto por meio do confinamento dos blocos de concreto. Na impossibilidade de manter o concreto seco, a continuidade das reações era esperada e desse modo a estrutura confinante deveria suportar as tenções expansivas da RAA [21].

De fato, a recuperação dos blocos deu-se por meio do selamento das fissuras externas, do preenchimento das fissuras internas e do confinamento da estrutura afetada [16]. A estrutura da ponte recebeu uma camada de impermeabilizante, a fim de protegê-la da umidade [19].

Inicialmente, executou-se a colmatação das fissuras com epóxi. O objetivo desse primeiro passo foi impedir a entrada de umidade e novos reagentes deletérios. O passo seguinte foi o preenchimento interno das fissuras com microcimento, que teve como objetivo principal a reconstituição da rigidez do bloco, mas também foi responsável pelo combate à infiltração de água por capilaridade [16].

Já o confinamento da estrutura foi obtido pela execução de uma estrutura nova de concreto, envolvendo as quatro faces laterais dos blocos. As duas laterais maiores dessa estrutura foram protendidas com 3 cabos, cada um com uma ancoragem ativa e uma passiva. Foram utilizados cabos com 12 cordoalhas de 12,5 mm, de aço CP-190RB. Todas as faces foram reforçadas por armadura passiva de aço CA-50 [16]. As tensões de confinamento não impedem a ocorrência da reação, mas exercem resistência às tensões de expansão oriundas da formação do gel [20].

A Figura 4 ilustra as armaduras descritas.

Figura 4: Armaduras da estrutura de confinamento de bloco atingido pela RAA.



Fonte: Gomes (2008), p. 88.

4. Considerações finais

Embora a primeira referência da reação álcali-agregado (RAA) tenha sido há mais de 75 anos, não existe uma medida eficaz que a suspenda totalmente, sendo esta a maior incógnita dos profissionais que trabalham no assunto. Por outro lado, conforme destacado no caso dos blocos de fundação no Recife-PE, está rejeitada a ideia de que a reação pudesse ocorrer apenas em obras de grande porte. Essas duas dimensões, portanto, resumem o quão instigante, específico e múltiplo é o fenômeno, do qual se almeja, baseado no conhecimento tecnológico, alcançar a solução definitiva.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Andriolo, F. R. *Observação de estruturas de concreto: validade quanto à ocorrência da reação álcali-agregado*. Simpósio sobre reatividade álcali-agregado em estruturas de, 1997, Goiânia. Anais... São Paulo: IBRACON, 1997. 25p.
- [2] Hasparyk, N.P. Reação Álcali-Agregado no Concreto. In: ISAIA, G. C. *Concreto: ciência e tecnologia*. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 27. p. 933-1001.
- [3] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Pini, 1994. 573p.
- [4] Hobbs, D. W. *Alkali Silica reaction in concrete*, 1988. Citado por: Pires, K.P. *Investigação do potencial reativo álcali-agregado residual - um estudo de caso*. 2009. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.
- [5] Kihara, Y.; Scanduzzi, L. "Reação álcali-agregado: mecanismo, diagnose e casos brasileiros". In: Congresso Brasileiro de Cimento, 3, 1993, São Paulo Anais... v.1. São Paulo: ABCP, 1993. p. 319-338.
- [6] Pecchio, M. et al. *Produtos da reação álcali-silicato em concretos de edificações da região Metropolitana do Grande Recife/PE*. In: II Simpósio sobre reação álcali-agregado em estruturas de concreto, 2006. Citado por: Munhoz, F. A. C. *Efeitos de adições ativas na mitigação das reações Álcali-Silica e Álcali-Silicato*. 2007. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [7] Andrade, T. *Histórico de Casos de RAA Ocorridos Recentemente em Fundações de Edifícios na Região Metropolitana do Recife*. In: II Simpósio sobre reação álcali-agregado em estruturas de concreto, 2006, Rio de Janeiro. Anais... São Paulo: IBRACON, 2006. 13p.
- [8] Andrade, T. "RAA em fundações na Região Metropolitana do Recife: 10 anos de história". *Concreto & Construções*, São Paulo, v. 76, n. 4, p.98-105, out-dez. 2014.
- [9] Bertolini, L. *Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 414 p. Tradução de: Leda Beck.
- [10] Poole, A. B. *Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete*. In: Swamy, R. N. *The Alkali-Silica reaction in concrete*. Glasgow / London: Blackie / New York: Van Nostrand Reinhold, 1992, p. 1-29. Citado por: Munhoz, F. A. C. *Efeitos de adições ativas na mitigação das reações Álcali-Silica e Álcali-Silicato*. 2007. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [11] Couto, T. A. *Reação Álcali-Agregado: estudo do fenômeno em rochas silicosas*. 2008. 191 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.
- [12] Cincotto, M. A.; Munhoz, F.A.C. *Efeito de adições ativas na mitigação das reações álcali-silica e álcali-silicato*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2008. 18 p. (Boletim Técnico).
- [13] Neville, A. M. *Propriedades do concreto*. São Paulo: Ed. Pini, 1997. Citado por: Sabbag, A. F. *Verificação da existência de Reação Álcali-Agregado no concreto da UHE de Mascarenhas*. 2003. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2003.
- [14] Mizumoto, C.; Salles, F. M. *Efeitos da aplicação de escória granulada de alto forno em diferentes finuras em composições de argamassa*. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió. Anais... São Paulo: IBRACON, 2012. 14p.
- [15] Munhoz, F. A. C. *Efeitos de adições ativas na mitigação das reações Álcali-Silica e Álcali-Silicato*. 2007. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [16] Gomes, E. A. O. *Recuperação estrutural de blocos de fundação afetados pela reação álcali-agregado - a experiência do Recife*. 2008. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2008.
- [17] Silva, C. M. *Estudo da potencialidade de compostos a base de silanos no combate da reação álcali-agregado*. 2009. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [18] Fournier, B.; Bérubé, M. A. "Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27, p.167-191, 2000.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [19] Silva, D. J. F. *Estudo dos efeitos do nitrato de lítio na expansão de argamassas sujeitas a reação álcali-silica*. 2007. 99 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2007.
- [20] Andrade, T.; Figuerôa, J. P. *O ataque da reação álcali-agregado sobre as estruturas de concreto - a descoberta pioneira da ocorrência do problema em fundações de ponte e edifícios na Região Metropolitana do Recife*. Recife: Universitária da UFPE, 2007. 228 p.
- [21] Helene, P. R. L. *et al. AAR in Brazilian bridge foundations - tests and rehabilitation procedures*. In: II Simpósio sobre reação álcali-agregado em estruturas de concreto, 2006, Rio de Janeiro. Anais... São Paulo: IBRACON, 2006. 13p



**RECOMENDAÇÃO DE PROCESSO TERAPÊUTICO PARA
RECUPERAÇÃO E REFORÇO DAS TELHAS DE CONCRETO PROTENDIDO
DO PRÉDIO PRINCIPAL DE INDÚSTRIA DE COMPONENTES
SITUADA AO SUL DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO**

D. NICOLETTI

Diretor

Ntec Tecnologia em Infiltração

São Paulo; Brasil

dnicoletti@grupontec.com.br

RESUMO

O presente trabalho pretende recomendar o processo terapêutico utilizado para recuperação e reforço das telhas de concreto protendido do prédio principal do parque industrial de uma indústria de componentes situada no Vale do Paraíba ao sul do Estado do Rio de Janeiro, como um sistema salutar de recuperação, cujo resultado será a eliminação de suas manifestações patológicas com o menor impacto sobre a rotina dos usuários. Por meio de um estudo de caso serão abordados todos os processos desde a identificação das manifestações patológicas, análises por meio de ensaios não destrutivos como carbonatação e potencial de corrosão, até a escolha e aplicação do sistema de reforço com fibra de carbono que além de eficaz, reduz o nível de mobilização da área. A dificuldade de acesso, atrelado aos elevados custos, tornam este projeto um caso de extrema relevância à ser estudado.

Palavra-Chave: Manifestações Patológicas - Telhas de Concreto - Fissuras - Recuperação - Reforço Estrutural.

ABSTRACT

This work intends to recommend the therapeutic process used for recovery of prestressed concrete tiles of the main building of the industrial park of the components industry located in the Paraíba Valley south of the State of Rio de Janeiro, as a salutary recovery system, the result will be the elimination of their pathological manifestations with the least impact on the routine of users. Through a case study will address all items from the identification of pathological manifestations, analysis through nondestructive testing as carbonation and corrosion potential, until choice and application of the reinforcement system with carbon fiber in addition to effective, reduces the level of mobilization of the area. The difficulty of access, linked to high costs, make this a project a case of extreme importance to be studied.

Keywords: Pathological manifestations - Concrete tiles - Cracks - Recovery - Structural Reinforcement.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como base a recuperação e reforço estrutural das telhas de concreto protendido em forma de “W” de uma edificação industrial situada no Vale do Paraíba, região sul do Estado do Rio de Janeiro. As imagens da Figura número 01 mostram a localização e na sequencia é possível observar as características das telhas.



Figura 01 – (a) localização da Fábrica (fonte: Google maps); (b) foto do telhado da fábrica.

A indústria em questão contratou os serviços de uma empresa de engenharia para promover o levantamento das manifestações patológicas, diagnosticar o estado de conservação e recomendar o projeto de recuperação e reforço da cobertura do galpão principal de produção.

A importância deste estudo se dá pela necessidade de complementar a ainda escassa bibliografia referente às manifestações patológicas das telhas de concreto protendido, principalmente no que tange a recuperação e reforço das mesmas, o que, desta forma, se faz peremptório na colaboração com os profissionais da área, descrevendo a bem sucedida técnica de recuperação e reforço aplicada nestas estruturas, cuja dificuldade de manutenção e acesso, atrelado aos elevados custos, tornam este projeto um caso de extrema relevância a ser estudado.

Ainda assim, a recorrente ausência de manutenção em estruturas de concreto armado, cujo valor e importância estratégica são de tal relevância que justificariam uma atenção maior por parte de seus responsáveis, comprova, pois, que a Lei de Sitter age de forma implacável sobre os que prevaricam na prevenção e sob estas condições, pretende-se responder a seguinte pergunta:

Dentre as alternativas de sistemas de impermeabilização, recuperação e reforço estrutural, qual é a mais adequada visando restabelecer a integridade plena da estrutura, promovendo a estanqueidade e proteção nas telhas de concreto protendido em galpões industriais?

As hipóteses levantadas em caráter preliminar para a recuperação da cobertura de concreto, no estado que se encontravam, seriam o reparo estrutural pontual, impermeabilização, além do reforço estrutural nos pontos onde foi observada fadiga na estrutura.

Desta forma, este estudo de caso pretende recomendar o processo terapêutico utilizado para recuperação das telhas de concreto protendido do prédio principal do parque industrial da indústria de componentes situada ao sul do Estado do Rio de Janeiro, objeto deste estudo, como um sistema salutar de recuperação, que consiste em um levantamento detalhado de dados com ensaios não destrutivos e a elaboração e execução projeto de reparo e recuperação estrutural, cujo resultado será a eliminação de suas manifestações patológicas com o menor impacto sobre a rotina dos usuários.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A relevante e preocupante quantidade de manifestações patológicas ligadas a infiltrações de água e falta de manutenção em nossas edificações são incompatíveis com os níveis e estágios avançados de inovações tecnológicas que a construção civil brasileira tem vivido nos últimos anos.

Além das questões comerciais, ou estéticas, Sabatini (1998, p. 43) destaca que “existe um consenso que o sistema de impermeabilização assume um papel importante para durabilidade das edificações”, esse fato é inquestionável, pois sabemos que água/umidade é a causadora ou ao menos desencadeadora de grande parte das tradicionais manifestações patológicas que atingem nossas edificações (BERNHOEFT; MELHADO, 2009).

De acordo com a British Standards 3811, 1984: “*manutenção estrutural é a combinação de todas as ações de caráter técnico e ou administrativo que tenham por fim garantir ou reestabelecer, para uma determinada estrutura as condições necessárias para que desempenhe, capazmente, as funções para as quais foi concebida*”.

A demora em iniciar a manutenção de uma estrutura torna os reparos mais trabalhosos e onerosos. A lei de evolução dos custos (Figura 02), conhecida como lei dos 5 ou regra de Sitter, mostra que os custos de intervenção crescem em função do tempo e segundo uma progressão geométrica de razão cinco. Helene (1992) afirma que as correções serão mais duráveis, mais efetivas, mais fáceis de executar e muito mais baratas quanto mais cedo forem executadas.

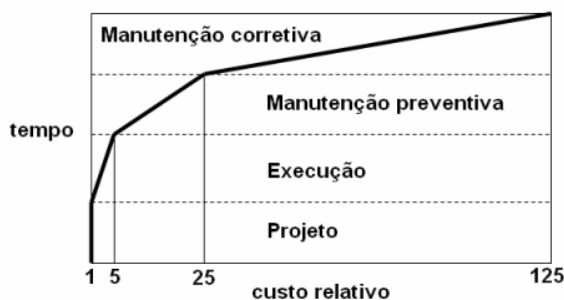


Figura 02 - Evolução dos custos pela fase de intervenção (Regra de Sitter) Fonte: SITTER, 1984 apud HELENE, 1993.

Nestes termos, RIPPER (1998) ressalta que é clara a necessidade de definir estratégias de manutenção de cada obra em função da maior ou menor confiança, por um lado, e dos cuidados, por outro, que, quando da própria concepção, a construção (e a estrutura e suas principais peças, em particular) venha a requerer, em termos de utilização.

CALAVERA (2005) adverte, ainda, sobre a primazia de se contar com um Especialista em Patologia das Construções para este tipo de trabalho que demanda uma formação específica e experiência diferenciada: “*Conviene evitar... errores, hoy frecuentes: El primero es creer que la Patología Estructural la puede ejercer cualquier profesional, sin necesidad de una especialización adecuada.*”

2.1 Pacometria

De acordo com MENTONE (1999), a pacometria é um ensaio que permite a identificação das armaduras quanto a sua posição, quantidade e diâmetro, bem como o cobrimento de concreto, desde que o campo de medição seja inferior a 120mm, sejam conhecidos o diâmetro das barras e a separação entre as barras seja superior a 100mm. O equipamento comercial para este ensaio é o pacômetro que pode variar de acordo com o fabricante e os diferentes critérios de análise dos resultados. A precisão deste equipamento é limitada e por isso CALAVERA (2005) adverte novamente para a necessidade de um profissional experiente para sua utilização. Na falta deste equipamento pode-se praticar pequenas intervenções na estrutura para a determinação do cobrimento (ZIEGLER e CARMO, 2003).

2.2 Ensaio de Carbonatação

Segundo Cascudo (1997) nas superfícies expostas das estruturas de concreto, a alta alcalinidade obtida principalmente às custas da presença de Ca(OH)_2 liberado das reações de hidratação do cimento, pode ser reduzida com o tempo. O fenômeno químico da carbonatação resulta de uma alteração química do concreto, em que o dióxido de carbono existente no ar penetra lentamente no concreto com a ajuda da umidade e reage com o hidróxido de cálcio existente no concreto, tendo como principal consequência a perda de alcalinidade do meio composto pelo concreto e pela água que se encontra nos seus poros. Essa perda de alcalinidade é responsável pela destruição de uma camada de passivação de óxido de ferro, que atua como barreira do aço à umidade e ao oxigênio, que uma vez destruída permite o início da corrosão das armaduras. O ensaio pretende verificar a alcalinidade do meio, recorrendo à utilização de uma solução alcoólica de fenolftaleína em furos ou sondagens previamente executados na superfície do concreto, permitindo distinguir e avaliar as zonas que ainda se encontram protegidas (ph de 12-13.5) das que já perderam alcalinidade com ph abaixo de 9.0. Caso a profundidade de carbonatação determinada seja superior ao recobrimento das armaduras, significa que estas estão sujeitas a fenômenos de corrosão, que para além da degradação das armaduras é responsável por fenômenos patológicos nos elementos de concreto armado, tais como abertura de fissuras e fendas e até mesmo deslocamento e colapso das superfícies desses elementos.

2.3. Potencial de corrosão

A corrosão das armaduras no interior do concreto pode ocorrer de forma "silenciosa", principalmente no seu estágio inicial de despassivação do aço sem a geração de produtos expansivos (óxido de ferro e água) não havendo ainda exposição das mesmas. Este processo corrosivo leva à formação de micro ou macropilhas ao longo da superfície do aço. Nas macropilhas o potencial de eletrodo pode ser determinado ou no ânodo ou no cátodo separadamente (CASCUDO, 1997). Com a evolução do processo corrosivo ocorre o inchamento das armaduras e a ruptura da camada superficial do concreto no fenômeno denominado de "disgregação" do concreto.

O Diagrama de potencial versus pH do sistema ferro-água a 25 °C, que para a ordem de grandeza do pH do concreto (aproximadamente 12,5) e para uma faixa usual de potencial de corrosão, também no concreto, da ordem de +0,1 a -0,4 V em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio, as reações de eletrodo verificadas no ferro são de passivação (CASCUDO 1997). A Figura 03 apresenta o diagrama que é referência para a análise da corrosão.

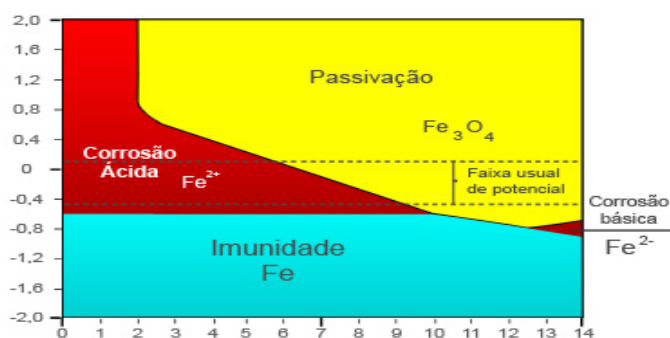


Figura 03 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico, delimitando os domínios de corrosão, passivação e imunidade.

Estes ensaios devem ser executados seguindo instruções e recomendações da norma americana ASTM C876-91 - "Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete" através da técnica de medição por meia célula de cobre com ligado em um multímetro. A Figura 04 representa a metodologia de medição do potencial de corrosão normatizada pela ASTM.

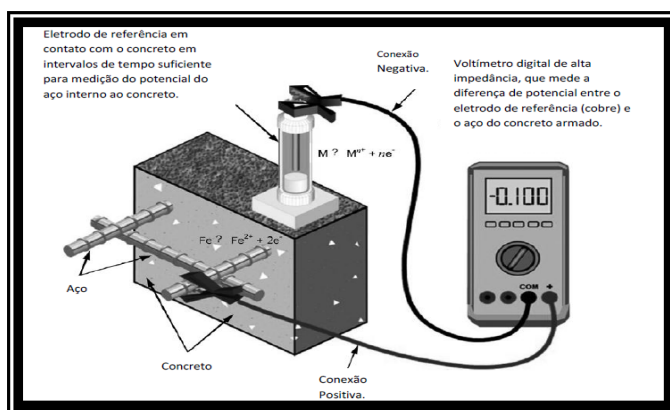


Figura 04 – Esquema geral do ensaio de potencial de corrosão (Fonte: ASTM C876/09).

De acordo com norma americana ASTM C876-09, os resultados dos ensaios são representados e analisados de acordo com a tabela 01:

Tabela 01 – Ensaio de Potencial de Corrosão.

Ensaio de Potencial de Corrosão	
Norma: ASTM C876-09	
Leitura	Interpretação
mais positivo que -200 mV	90% de probabilidade de NÃO HAVER corrosão
entre -200 e -350 mV	Probabilidade de corrosão incerta
mais negativo que -350 mV	90% de probabilidade de HAVER corrosão

Segundo o Apêndice X1.1.4.1, da ASTM C876-09, não é aconselhável a realização de ensaios de potencial de corrosão em estruturas carbonatadas, onde a frente de carbonatação já tenha atingido as armaduras. Portanto, dado o avanço generalizado do ataque químico da camada de cobrimento do concreto, estes resultados não possuem boa confiabilidade, servindo mais como parâmetros informativos a título de durabilidade da estrutura.

2.4. Fibra de Carbono

Segundo RIPPER (1998), o Reforço com Fibra de Carbono surgiu mediante os esforços de pesquisa de entidades públicas e privadas do Japão em meados da década passada, no sentido de utilizar os compósitos para reforçar estruturas que estavam sob constante ameaça de sismos. Estes compósitos já eram largamente utilizados na indústria aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística, trazendo ao reforço nas estruturas de concreto a facilidade na aplicação sem os problemas de durabilidade como os que são associados às armaduras.

Ainda segundo RIPPER (1998) para a utilização da fibra de carbono como elemento de reforço estrutural é comum o trabalho com um compósito em formato de folhas de elevada resistência a tração e com módulo de elasticidade semelhante a do aço de construção, para sua aplicação a superfície do concreto precisa ser cuidadosamente trabalhada através de esmerilagem e a colagem deve ser feita com resina epoxilica muito fluida.

3. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo serão abordados os procedimentos de inspeção e diagnóstico da estrutura que serviram de base para a elaboração do projeto de reforço estrutural.

3.1. Característica da Estrutura

O prédio em questão é um galpão erguido em 1979, pertencente a uma fábrica de componentes mecânicos e é constituída por elementos pré-moldados em concreto e telhas em concreto protendido, com vãos entre pilares modulados entre 12 e 6 metros (eixo a eixo), formando pórticos contínuos com as vigas pré-moldados superiores (do tipo calha), as quais recebem as telhas de concreto, objeto desta inspeção. Esta estrutura de cobertura possui aproximadamente 8.000 m².

Os pilares da estrutura possuem seção transversal quadrada de 45 x 45 cm, vigas calha "u" em concreto armado e vigas calha "i" em concreto protendido e o fechamento superior da cobertura é dado por sistema de telhas trapezoidais em concreto pré-moldado protendido, bi-apoiadas, com espessura padrão de 4,5 cm nas laterais, 5 cm no topo e 8 cm na base, altura de 57cm e largura da faixa trapezoidal 1,25m (coeficiente de desdobramento da área de superfície / área de sombra = 1,40). As extremidades internas do encontro entre telhas W são fechadas por elemento pré-moldado de concreto armado com seção trapezoidal e os apoios nas vigas calhas são fechados por mantas de neoprene de 5 mm.

Como se observa na Figura 05, as telhas são distribuídas lado a lado com fechamento do topo lateral da seção feito por faixas de aproximadamente 30 cm de mantas butílicas aderidas ao topo por meio de resina. Existem 4 módulos de vãos livre nas telhas, sendo estes de 9, 12, 22 e 24 m, apoiadas diretamente sobre as vigas calha, sem trechos em balanço de extremidade.

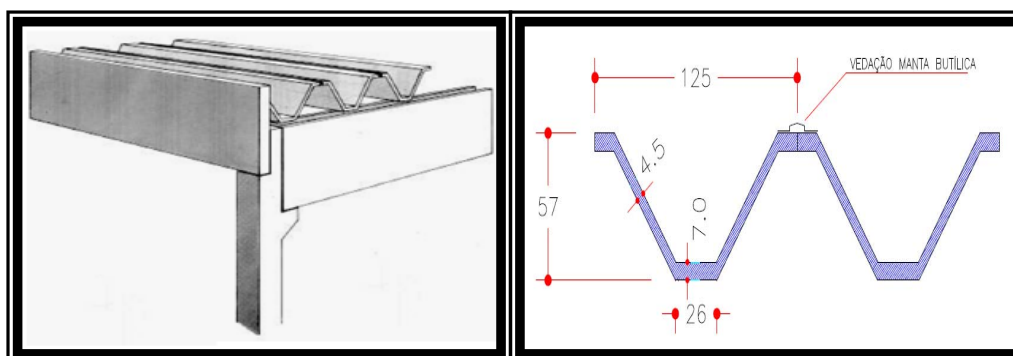


Figura 05 – Detalhe em 3D do sistema estrutural da cobertura, com telhas W, vigas calha e pilares pré-fabricados.

3.2. Processos Metodológicos

Em inspeção visual realizada no telhado do galpão da indústria de montagem de componentes mecânicos no sul do estado do Rio de Janeiro, foram observadas várias fissuras inclinadas próximas aos apoios das telhas, além de outras anomalias, como armações expostas, deslocamento de cobrimento de armação, infiltrações pelas fissuras e elementos de vedação entre as telhas e principalmente fissuras inclinadas próximas aos apoios das telhas.

Desta maneira, foi elaborado um cronograma das atividades com o objetivo de avaliar a estrutura. A Figura 06 mostra o organograma de atividades que regeram os trabalhos.



Figura 06 – Fluxograma das atividades de recuperação.

Após as inspeções preliminares surgiu uma grande preocupação sobre real estado de segurança da cobertura, e caso haja algum reparo a ser feito, como será executado com a fábrica em pleno funcionamento? A Figura 07 mostra as fissuras transversais e as marcas da lixiviação.



Figura 07: (a) Vista face superior das telhas de concreto; (b) Vista das Manifestações Patológicas próximos do apoio das Telhas de Concreto Armado Protendida.

3.3. Dos Ensaios

Após a determinação da elaboração de um estudo metucioso no telhado para o conhecimento real do estado de segurança do mesmo, iniciaram-se os ensaios não destrutivos, conforme o cronograma estabelecido (figura 07) com o objetivo de coletar os dados que seriam de suma importância para a elaboração do plano de recuperação. Os ensaios indicados foram Pacometria, Carbonatação e Potencial de Corrosão.

3.3.1. Ensaio de Pacometria

Após uma minuciosa análise, a pacometria identificou o posicionamento irregular das armaduras e estribos. Esta falta de uniformidade ocorreu na fabricação das telhas e apesar de não gerarem riscos diretos, poderiam ser a origem de pontos de fadiga precoce na estrutura. Pelas análises, foi possível identificar a relação direta da formação de fissuras em áreas com irregularidades no posicionamento da armadura. Entretanto, é certo que este mau posicionamento não pode ser considerado como a causa principal, mas certamente é uma fator de grande influencia na formação de fissuras e deve ser levado em consideração na execução do cálculo de reforço da estrutura. Também foi possível determinar que em algumas telhas os estribos não foram instalados com espessamento uniforme, como deveria ocorrer.

3.3.2. Ensaio de Frente de carbonatação

Na sequência dos trabalhos, foram realizados vinte ensaios de frente de carbonatação em diferentes pontos da estrutura. No gráfico da Figura 08 mostra a comparação com os cobrimentos dos estribos.

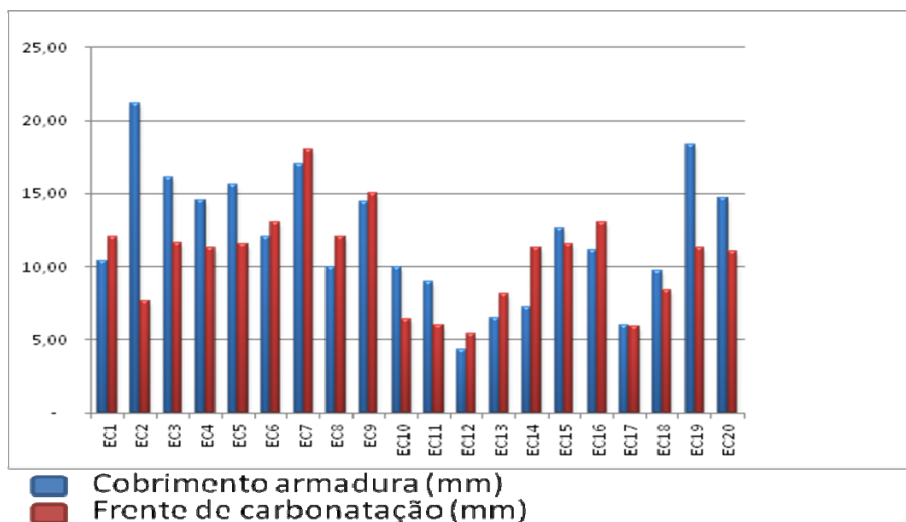


Figura 08 - Relação entre a carbonatação e o cobrimento dos estribos.

3.3.3. Ensaio de Potencial de corrosão

Foram realizados nesta inspeção 8 ensaios de Potencial de Corrosão, seguindo uma malha de 3 linhas por 2 a 3 colunas com distanciamento entre pontos de leitura a cada 30,5 cm (1ft). Estes ensaios foram executados seguindo instruções e recomendações da norma americana ASTM C876-09 - "Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete" através da técnica de medição por meia célula de cobre com o equipamento C-CM-4000 CorMap System, da James Instrument.

Para se determinar a probabilidade de ocorrência de corrosão nas armaduras, em um estágio no qual não seja possível sua percepção pela simples análise visual, ou seja, ainda que não ocorra a "desagregação" do concreto, foram realizados ensaios de potencial de corrosão para estas averiguações. Na Tabela 02 apresentam-se as leituras dos ensaios, de acordo com o nível de probabilidade de corrosão verificado em cada um dos pontos da superfície analisada, sendo mais positivo que -200mV, 90% de probabilidade de não haver corrosão; entre -200 e -350mV, corrosão incerta; e mais negativo que -350mV, 90% de probabilidade de haver corrosão.

Tabela 02 – Resultados do ensaio de potencial de corrosão.

Local	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)	Leituras (mV)
T51J	-30	-55	-198	-4	-40	1	-35	-173	-214
T55J	-292	-232	-370	-297	-237	-303	-271	-254	-274
T30J	-215	-206	-164	-178	-144	-123	-159	-126	-101
T28G	-157	-194	-212	-199	-220	-213	-181	-181	-198
T08D	-63	-122	-79	-72	-133	-70	-63	-91	-41
T14G	-74	-85	-300	-54	-87	-230	-48	-52	-55

A análise dos resultados nos permite observar que a estrutura apresenta em sua grande maioria um baixo potencial de corrosão, com exceção de alguns pontos com níveis incertos de corrosão e apenas um ponto com 90% de probabilidade de corrosão, confirmada pela abertura de janela de inspeção em cordoalha de protensão, no local acusado pelo ensaio, segundo a classificação contida no Apêndice X1.1.4.1, da ASTM C876-09.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A varredura das coberturas e telhas do complexo industrial foi feita por amostragem dos trechos com acesso visual possível, não fazendo parte deste trabalho todo o universo de telhas existentes. De qualquer forma, acredita-se que 100% dos tipos de manifestações patológicas existentes tenham sido detectados e elencados neste trabalho. As principais anomalias verificadas nas inspeções referem-se à fissuração inclinada excessiva por efeito de esforços de cisalhamento, preponderante em grande parte das telhas de maiores vãos existindo ainda em telhas isoladas de menores vãos. Esta fissuração além de fragilizar a rigidez e resistências das peças, potencializa a penetração de águas pluviais e gases atmosféricos, que por sua vez podem lavar o concreto provocando o surgimento de eflorescências (manchas brancas) e diminuindo o pH interno da seção, de forma a propiciar a despassivação e corrosão das armaduras. Ao entrar em corrosão, o aço resistente aos esforços cortantes (estribos) diminuem a sua seção transversal e entram em escoamento por excesso de carga nos mesmos.

Esta fissuração pode ter sido provocada por uma serie de fatores isolados ou atuando conjuntamente de forma desfavorável a durabilidade estrutural no que se refere a distorção na variação das espessuras das telhas, sendo o peso próprio das telhas os maiores geradores de esforços nas peças; a variação na taxa de armaduras transversais existentes para uma mesma telha, em uma mesma região; baixa resistência do concreto e aço estruturais, se distanciando desfavoravelmente das hipóteses de calculo adotadas; a fragilização das armaduras transversais, provocadas pela corrosão, por sua vez ocasionadas pela carbonatação do concreto ou uma somatória e combinação de alguns desses fatores anteriormente descritos, atuando de forma conjunta.

Um fato isolado que contribuiu para o surgimento de fissuras inclinadas nas peças, principalmente as fissurações que morrem antes do meio da seção transversal, com baixa inclinação das bielas de compressão do concreto, foi a corrosão inicialmente desencadeada nas armaduras de costela das telhas devido ao baixo cobrimento de concreto, em ambas as direções que com o efeito expansivo do aço deletério ao concreto, que fissurou a seção transversal da telha longitudinalmente, ao todo ou em partes, forçando assim a apenas a seção remanescente inferior do seccionamento a trabalhar como seção resistente ao cisalhamento que por sua vez, com alturas "d" de seção mais reduzida, necessitam de uma maior área de estribos, não existente no dimensionamento original, com altura na alma dimensionada cheia.

Finalmente, verificou-se que a fissuração inclinada existente nas telhas W, principalmente próximos aos apoios, onde são máximos os esforços cortantes para um caso padrão de sobrecarga uniformemente distribuída, são em geral graves e necessitavam de reforço o mais breve possível, visto que algumas das telhas já apresentam configuração de ruptura por cisalhamento, não tendo entrado em ruína de fato devido à boa ductilidade conferida ao elemento, auxiliado pela presença das armaduras de costela. Esta fissuração permanece ativa devido ao processo corrosivo instalado nos estribos.

A elevada variação de espessura das telhas, associado a uma possível baixa resistência do concreto e/ou aço, assim como a variância nas taxas de armaduras transversal próximo aos apoios, provocou um inicio de escoamento do aço dos estribos, verificando-se uma fissuração excessiva em diversas telhas, com aberturas limites perigosas, próximas a características clássicas de ruína por esforço de cisalhamento, conforme demonstra a Figura 09.

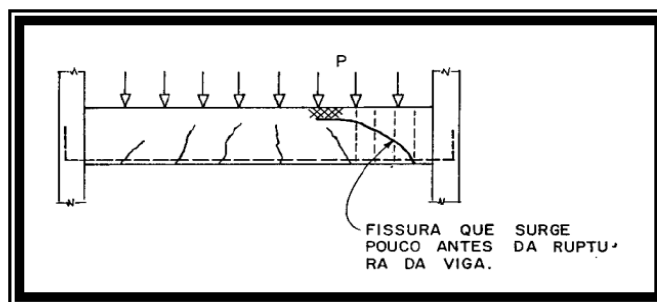


Figura 09 - Fissuração de ruptura de vigas por cisalhamento –

Fonte: <http://aquarius.ime.cb.br/~webde2/prof/ethomaz/fissuracao/exemplo32.pdf>.

Pode-se ainda concluir pela análise dos elementos estruturais e dos ensaios realizados que a execução e confecção das telhas não foram corretas, com presença de diversos pontos de segregação do concreto, devidamente "estucados" após a concretagem, com o tamponamento dos furos, assim como elevada variabilidade nas espessuras das paredes das telhas e na armação dos estribos para uma mesma seção estrutural e um mesmo vão de telha. Após essas constatações, diante da gravidade dos fatos apresentados quanto à integridade estrutural de algumas telhas, tornou-se indispensável e urgente a execução de um projeto de reparo e reforço estrutural das telhas rompidas, com expansão do universo amostral a ser definida pelo engenheiro calculista.

4.1. Trabalhos de Reforço

Após as análises dos ensaios as telhas danificadas foram escoradas e tão logo iniciou-se os trabalhos de reforço estrutural, para deixá-las em condições seguras de utilização. Foram considerados para efeito de estudo três métodos diferentes para o reforço estrutural: reforço com concreto armado, reforço com chapas de aço coladas e/ou aparafusada e a último método de reforço considerado é o de manta de fibra de carbono colada com resina epóxi. Mas o grande desafio é fazer o reforço estrutural sem parar as atividades da fábrica, ou seja, executar a obra com a fábrica funcionando e não mudar as características arquitetônicas da edificação. Por estas razões o método escolhido foi o reforço em fibra de carbono aplicado com resina epóxi, pois não ocasionaria sujeira, não geraria entulho, não há água no processo, além de não interromper as atividades fabris.

Como não havia uniformidade nas armaduras transversais das telhas constatado no ensaio de pacometria, desconsideramos as armaduras existentes nas telhas próximas aos apoios e utilizando o Método 01 da NBR 6118/2007 para cálculo dimensionamento das armaduras transversais para combater os esforços cortantes, foi calculada a área de estribo necessária em $1,23 \text{ cm}^2$ por metro de telha, até 5 metros de seu apoio.

Pelos manuais de fabricantes de fibra de carbono (Machado, 2006) chegou-se a conclusão que seria necessária uma faixa de 17,08 cm de manta de fibra de carbono por metro de telha e adotado um reforço de 5 cm de manta de fibra de carbono a cada 25 cm, resultando em 20 cm de manta por metro de telha. A Figura 10 ilustra a disposição do reforço de fibra de carbono.

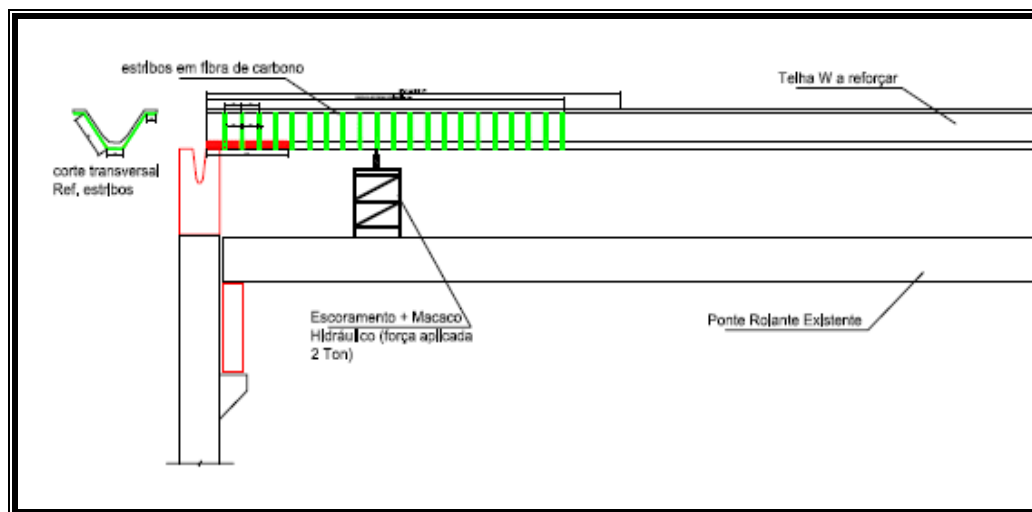


Figura 10 – detalhe do reforço estrutural com manta de fibra de carbono telhas calha em concreto protendido.

Conforme Carrilho et al. (2014), “Para que o reforço tenha sucesso é primordial escorar e dar um “alívio” de carga e deformações devido ao cisalhamento nas telhas, será executado um escoramento a 2,5 m do apoio a ser reforçado, com emprego de uma carga inferior de 2 toneladas, de forma que o apoio original ainda permaneça parcialmente em carga. Esse alívio deverá ser controlado por uma célula de carga, para que não exceda e nem seja inferior as 2 toneladas consideradas nos cálculos”. A figura 11 mostra o detalhe o içamento das telhas com o auxílio de um macaco hidráulico para que houvesse o alívio nos pontos de tensão para que pudesse ser realizada a plicação correta do reforço.



Figura 11 – Escoramento e alívio na telha detalhe com macaco hidráulico e célula de carga para controle dos esforços.

Após o escoramento e alívio da carga nas telhas, iniciou-se a injeção de resina epóxi de baixa viscosidade nas fissuras inclinadas próximas aos apoios e também nas horizontais apresentadas da região onde aconteceu o reforço. A Figura 12 apresenta as fissuras já colmatadas com adesivo epóxi tixotrópico, sendo injetadas com resina epoxi mais fluida.



Figura 12 – Colmatagem e injeção de resina epóxi nas fissuras.

Por fim, após a injeção de epóxi, é feita a preparação da superfície, incluído limpeza e lixamento das áreas a serem reforçadas com a fibra de carbono, pois a superfície deve estar totalmente lisa e sem sujeira. A Figura 13 mostra o momento da colagem das fitas de carbono. Este procedimento também é realizado com adesivo epoxílico.



Figura 13 – Camada de saturação de resina epóxi sobre a manta de fibra de carbono.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A fadiga das telhas, próximo aos apoios, que deu origem a grande parte das manifestações patológicas e fissuras inclinadas próximas aos apoios foi resolvida com sucesso devido aos trabalhos de reparos e o reforço estrutural com a fibra de carbono executados sem a paralisação da fábrica. Contudo, a cobertura em estudo, apresentava degradação mediana geral, e sem presença de sistema protetor contra a penetração de gases e água, com índices de avanço da frente de carbonatação próximos a atingir os cobrimentos médios existentes, a probabilidade de uma reação de degradação em escala exponencial, devido à despassivação e corrosão a armadura, era alta e iminente.

Para restabelecer a integridade plena da estrutura, promovendo a estanqueidade e proteção nas telhas de concreto protendido, além do projeto e obra de reforço executado nas telhas, seria necessário que as mesmas recebessem proteção adequada.

O sistema proposto para a impermeabilização e proteção das telhas de concreto foi o de membrana de poliuretano com nanotecnologia, (aproximadamente 400 g/m²), pois não gera acréscimo significativo do peso na estrutura. Além disso, a membrana inibe a penetração da molécula de carbono, protegendo o concreto contra gases nocivos, fato este de extrema importância uma vez que a frente de carbonatação já se encontrava em estágio avançado.

Após esses trabalhos realização de todos estes procedimentos com o rigor da técnica necessária para seu bom cumprimento podemos acreditar que a estrutura em estudo estará segura e em plenas condições de utilização por pelo menos mais vinte anos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - “NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado” - 2007.

AMERICAM SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - Annual book of ASTM Standards. **Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.** ASTM C 876-91. Philadelphia, 6 p. (1991).

BERNHOFET, L.F.; MELHADO, S.B. – A importância dos sistemas de impermeabilização na durabilidade das estruturas, La plata, Argentina, 2009.

BRITISH STANDARDS - **BS 3811 - Glossary of maintenance management terms used in terotechnology - 1984.**

CALAVERA, J. – **Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, 2ª Edición** – Intemac – 2005.

CARRILHO, MARCELO HENRIQUE MADRUGA e BONALDI, LUIZ – “**RT. 02/12.13 - Laudo Técnico Estrutural Da Cobertura Em Telhas De Concreto**” - Reforço engenharia - 2013.

CARRILHO, MARCELO HENRIQUE MADRUGA e BONALDI, LUIZ – “**MC.010814-REV.0 - Projeto Executivo De Reforço Estrutural**” – Reforço engenharia - 2014.

CASCUDO, O. - **O controle da corrosão de armaduras em concreto:** inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo: PINI - (1997).

HELENE, PAULO R. L. et al. - **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** Pini, 1992.

HELENE, PAULO R. L. - **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

RIPPER, THOMAS - **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas,** Pini, 1998.

MACHADO, ARI DE PAULA – “**Fibras de Carbono – Manual Prático de Dimensionamento**” – Edição BASF – 2006.

MACHADO, ARI DE PAULA – “**Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**” – Edição Viapol – 2006.

MENTONE, FERNANDO J. – **Técnicas e Equipamentos para Avaliação de Anomalias e do Comportamento das Estruturas de Concreto.** Concremat Engenharia e Tecnologia S.A. – 1999.

SABBATINI, FERNANDO HENRIQUE; BARROS, MERCIA MARIA SEMENSATO BOTTURA DE; MEDEIROS, JONAS SILVESTRE - **Anais do 1. Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais.** São Paulo: EPUSP/PCC, 1998. 308p.

SITTER, W.R. **Costs for Service Life Optimization. The “Law of Fives”.** In: CEB-RILEM Durability of Concrete Structures.

ZIEGLER, Guilherme L. F.; CARMO, Paulo I. O. – **Inspeção e Manutenção de Estruturas de Concreto Armado: Uso de Ensaio não Destrutivos.** – Santa Maria, UFSM 2003. “Artigo”. Porto Alegre. 2006.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



RECOMENDAÇÕES DE MELHORIAS EM FACHADAS VISANDO A GARANTIA DA ESTANQUEIDADE EM EDIFICAÇÕES DE BRASÍLIA

F. C. DOS SANTOS

Tecnóloga Const. Civil, doutoranda
PECC - UnB
Brasília, Brasil
franciellecoelho2@hotmail.com

R. M. SPOSTO

Professora, orientadora
PECC - UnB
Brasília, Brasil
rmsposto@unb.br

C. E. P. DO MONTE

Eng. Civil, mestrando
PECC - UnB
Brasília, Brasil
carlos_eduardomonte@hotmail.com

H. CARASEK

Professora, orientadora
GECON - UFG
Goiânia, Brasil
hcarasek@gmail.com

RESUMO

A fachada se constitui em um sistema da edificação que está diretamente exposta às ações de intemperismos, tais como chuva dirigida, variações de temperatura, radiação solar, ventos, entre outros. Tendo em vista estes problemas, justifica-se a necessidade de estudar manifestações patológicas relacionadas à falta de estanqueidade nas fachadas, visando à sua durabilidade e aumento da vida útil. Neste sentido o objetivo deste trabalho é recomendar melhorias em fachadas visando garantir a estanqueidade em edifícios multipavimentos. A metodologia utilizada para este estudo de caso foi dividida em duas etapas, sendo a primeira a realização de inspeções visuais e fotográficas, para mapear e identificar as principais incidências patológicas que ocorrem em fachadas de edificações na cidade de Brasília; a segunda etapa consistiu em propor melhorias construtivas de projeto visando aumentar a durabilidade das edificações. Foi possível concluir que as manifestações relacionadas ao manchamento das fachadas foram as mais incidentes, tais como manchas na face inferior das janelas e manchas na região das platibandas, mostrando a necessidade de incluir detalhes construtivos que evitem tais problemas, os quais interferem diretamente na sua estética e na vida útil.

1. INTRODUÇÃO

A fachada das edificações constitui aspecto importante na apropriação de valor dos empreendimentos [1]. O surgimento de manifestações patológicas em fachadas, tais como a infiltração de água em paredes de alvenaria é uma consideração importante de desempenho associado com a utilização, durabilidade e estética [1];[2]. Neste caso, a penetração de água pode danificar a estrutura da edificação, assim como gerar a aparição de manchas e deterioração dos interiores.

Os revestimentos de argamassa são amplamente utilizados como uma camada protetora da estrutura e da alvenaria, estética da edificação e conforto do usuário [3]. Neste sentido, o CBIC [4] descreve que a infiltração da água em fachadas normalmente ocorre através de fissuras do revestimento ou destacamentos entre vedações e estrutura, falhas de rejuntamento entre vedações verticais e caixilhos, empoçamento de água em peitoris, etc.

De forma geral, as edificações habitacionais requerem estanqueidade à água, à poeira e a insetos, a aves e a roedores. A norma ABNT NBR 15.575 trata apenas da estanqueidade à água, de suma importância não só para evitar processos deletérios dos materiais e componentes (lixiviação, eflorescência, corrosão etc), mas sobretudo para evitar proliferação de fungos, doenças respiratórias e outros. Este trabalho está focado nas exigências de estanqueidade à água relacionadas às infiltrações de água de chuva [4].

Neste sentido, Thomaz [5] relata que o projeto de arquitetura tem grande influência no desempenho das vedações verticais externas ou fachadas. Ainda segundo o autor, a estanqueidade à água está diretamente relacionada à sua própria durabilidade e a dos seus revestimentos. Desta forma, é desejável que as lâminas de água sejam descoladas o mais rapidamente possível das fachadas, o que se pode conseguir com diferentes recursos arquitetônicos, como molduras, cornijas, capitéis, peitoris, pingadeiras e outros.

O objetivo principal deste trabalho é recomendar melhorias em fachadas visando garantir a estanqueidade em edificações de Brasília-DF.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Exigências da norma de desempenho para fachada

Quando se trata da infiltração da água da chuva, a ABNT NBR 15575 [6] estabelece que devem ser tomadas as prevenções necessárias, de forma a drenar corretamente a água da chuva incidente nas fachadas. Sendo assim, o sistema deve impedir a penetração de água e umidade tanto nos revestimentos como também nas esquadrias.

Segundo a ABNT NBR 15575-4 [7] a intensidade da água da chuva em paredes de fachada, janelas e coberturas está diretamente relacionada ao índice pluviométrico da região, a velocidade e a direção dos ventos. No que diz respeito à direção dos ventos, o território brasileiro está subdividido em cinco regiões representadas na Figura 1.



Figura 1 - Regiões brasileiras para efeito de estanqueidade à água (Fonte: [4]).

Ainda segundo a norma, o sistema de vedação vertical externa, incluindo a sua junção com a janela e com a estrutura (no caso de vedações sem função estrutural) devem “permanecer estanques e não apresentar infiltrações que proporcionem borrifamentos, escorrimentos ou formação de gotas de água aderentes na face interna, podendo ocorrer pequenas manchas de umidade”.

2.2 Premissas de projeto segundo a ABNT NBR 15574-4

Com a finalidade de facilitar o escoamento da água e sua penetração para o interior da edificação, a ABNT NBR 15575-4 [7] recomenda que devem ser indicados os detalhes construtivos para as interfaces e juntas entre os componentes, lembrando que é necessário levar em consideração as solicitações a que os componentes de vedação estarão sujeitos. Resumindo, a norma recomenda a necessidade de projetar detalhes no pano da fachada, como ressaltos, extensão de lajes e pingadeiras, que descolem a lâmina de água dos elementos da fachada, que podem reduzir consideravelmente os problemas de infiltração de água [8], conforme mostra o detalhe da Figura 2

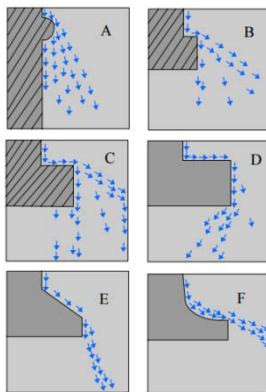


Figura 2 - Geometria e dimensões das saliências introduzidas nas superfícies das fachadas (FONTE: [9])

Na

Figura são apresentados seis tipos de detalhes construtivos em diversas situações de chuva: A – 7mm de Projeção, B – 13mm de Projeção, C – 26mm de Projeção, D – 39mm de Projeção, E – 39mm de Projeção e F – 39mm de Projeção. Portanto, para Souza [9] a geometria e as dimensões das saliências introduzidas sobre as superfícies das fachadas vão determinar o maior ou o menor grau da dissipação dos fluxos de água de chuva que se formam na superfície, conforme ilustrado na figura, e esses fluxos de água verticais e horizontais que se formam nas superfícies das fachadas podem ser controlados com estes detalhes construtivos para que esses minimizem o volume de água que passa sobre uma junta.

2.3 Patologia em vedações verticais externas (fachadas) decorrentes de umidade

A umidade é descrita por Perez (1986 *apud* [8])¹, como sendo a responsável por mais de 60% dos problemas de durabilidade das fachadas durante sua vida útil e a mais difícil de ser resolvida, principalmente no que se refere aos edifícios, pela falta de acessibilidade para manutenção, grande incidência de ações climáticas, vento, chuva e sol.

Segundo Jonov *et al.* [10], os problemas de umidade são manifestações patológicas frequentes e representam um dos maiores problemas de uma edificação durante sua vida útil. E as ocorrências desses problemas estão ligadas à idade da construção, ao clima, aos materiais e técnicas construtivas bem como o controle de qualidade realizado nas construções. Estes problemas podem estar relacionados com projeto ineficiente, má qualidade dos materiais empregados na obra, falhas de execução e má utilização das edificações são pelos usuários. A principal patologia da umidade são as manchas, formação de bolor ou mofo e aparecimento de fissuras e trincas.

Segundo VERÇOZA (1991 *apud* [11])² a umidade não é apenas uma causa da patologia, ela age também como um meio necessário para que grande parte dos problemas em construções ocorra. Ela é fator essencial para o aparecimento de eflorescências, ferrugens, mofo, bolores, perda de pinturas, de rebocos e até a causa de acidentes estruturais. Os autores citam que as principais fontes de umidade nas edificações são podem ser trazidas durante a construção, por capilaridade ou pela chuva, ser resultantes de vazamentos das instalações hidrossanitárias e por condensação.

3. METODOLOGIA DE PESQUISA

O presente trabalho consiste em analisar quantitativamente problemas de estanqueidade em fachadas em edifícios localizados em Brasília-DF. Foram realizadas vistorias no local, por meio de inspeções visuais, a qual se apoiou em registro fotográfico digital, além de estabelecer um roteiro para o levantamento de dados, detalhado no Apêndice 1. Foram avaliados os elementos que compõem a fachada, sendo as esquadrias, acabamento / revestimento (pintura ou

¹ PEREZ, A. R. Umidade nas Edificações: recomendações para a prevenção de penetração de água pelas fachadas. Tecnologia de Edificações, São Paulo. Pini, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Coletânea de trabalhos da Div. de Edificações do IPT. 1988. p.571-78.

² VERÇOZA, E. J. Patologia das Edificações. Porto Alegre, Editora Sagra, 1991. 172p

revestimento cerâmico), juntas de dilatação (movimentação) e pingadeiras. Também foram consideradas todas as posições do sol com relação às fachadas.

A análise de registros consistiu em avaliar 33 edifícios de 3 pavimentos, sendo 15 edifícios localizados na quadra 406 e 18 edifícios localizados na quadra 408, ambos na Asa Norte. Das 33 edificações estudadas 7 possuem revestimento de argamassa na fachada, com acabamento em pintura, 5 edificações são totalmente revestidas com pastilhas e todas as demais apresentam uma combinação de acabamento em pintura e pastilha.

Os dados foram quantificados e organizados com o auxílio do *software Excel* e apresentados na forma de tabelas e gráficos. A segunda etapa deste trabalho consistiu em realizar uma análise qualitativa das edificações para obter sugestões de melhorias para manutenção de fachadas, com o objetivo de aumentar a sua durabilidade.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir serão apresentados os resultados do levantamento das manifestações patológicas por estanqueidade nos revestimentos de fachada dos 33 empreendimentos analisados.

4.1 1ª etapa: identificar problemas de estanqueidade

A identificação dos problemas de estanqueidade foi realizada, por meio de análise visual e registros por câmera fotográfica digital, sem o uso de qualquer elemento de laboratório. Como foram identificados edificações com acabamento em pintura e pastilha, para facilitar o entendimento, as manifestações patológicas foram quantificadas de duas formas, sendo a primeira incidência de patologia em pinturas e a segunda, patologia em revestimento cerâmico. Nesse roteiro as incidências patológicas foram separadas de acordo com a anomalia e de acordo com a orientação solar da fachada, conforme apresentado nas Figura 3 e Figura 4.

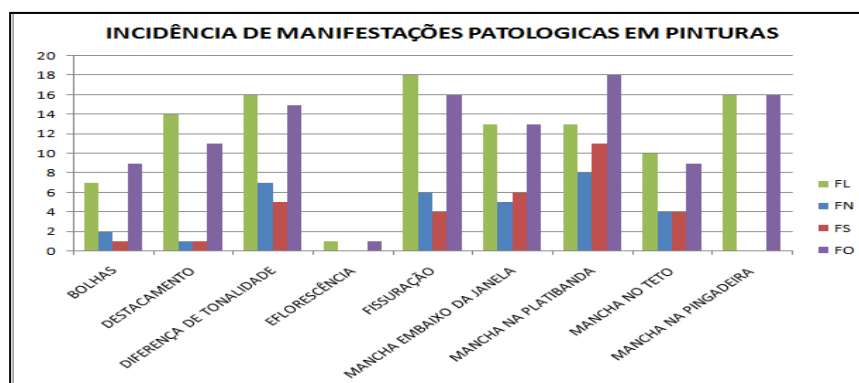


Figura 3 - Frequência de patologia em pinturas por orientação solar

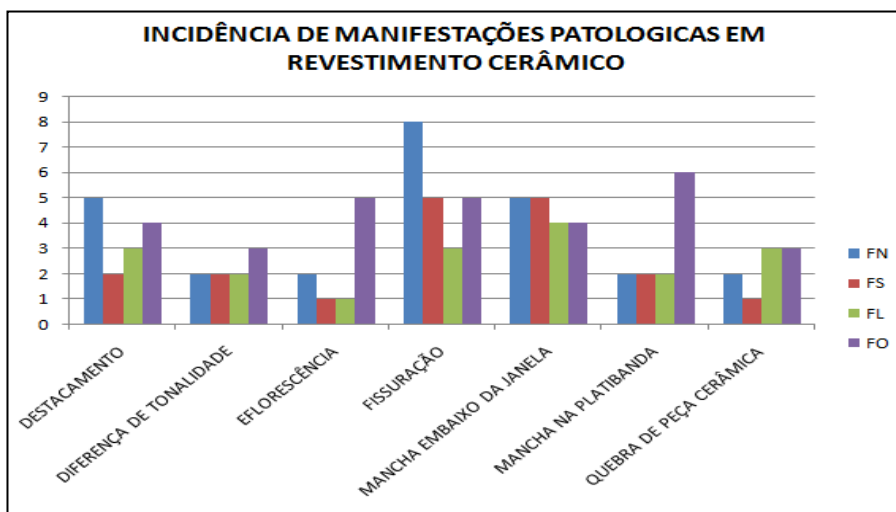


Figura 4 - Frequência de manifestações patológicas em revestimento cerâmico de acordo com a orientação solar

Ficou evidenciado que fissuração é a patologia de maior incidência, tanto em pintura como em cerâmica, no entanto a fissuração nem sempre é causada por umidade, podendo ocorrer por problemas estruturais, variações térmicas, entre outros. Apesar disso as fissuras podem ser o meio de transporte de água e causar problemas de estanqueidade, como eflorescência, manchas, bolores e corrosão da armadura.

Observou-se que a mancha na platibanda foi a manifestação patológica de maior frequência, sendo que na fachada oeste apresentou maior incidência; as justificativas para essa ocorrência podem ser: a maior dimensão da fachada, uma vez que no bairro analisado em Brasília, as fachadas leste e oeste predominantemente de maiores dimensões do que as fachadas norte e sul, ou a incidência de chuva dirigida, que não foi um item de análise desse trabalho. O trabalho de Melo Jr. e Carasek [12] analisou a relação entre as manchas nas fachadas e a chuva dirigida, na cidade de Goiânia, também na região Centro-Oeste, como Brasília. Os referidos autores observaram que a orientação Noroeste é a que apresenta maior incidência de chuva dirigida nos meses de maior precipitação pluviométrica do ano, reforçando a hipótese colocada anteriormente.

Tanto em fachadas com acabamento com peça cerâmica como também em fachadas com acabamento em pintura acrílica, foram observadas manchas de escoamento de água na face inferior das esquadrias, nesse caso, também existem duas hipóteses levantadas para explicar essa incidência. A primeira relacionada a utilização, pois é típico em edificações de Brasília a existência de grades de proteção para as janelas, utilizadas como suporte para plantas, ocorrendo o escoamento no momento de sua molhagem. É a segunda hipótese também relacionada a utilização, onde supõe-se que as fachadas norte e sul não foram projetadas para ter esquadrias, porém elas foram criadas sem os devidos cuidados mínimos de estanqueidade, como por exemplo, a instalação de um peitoril durante a execução da esquadria.

As manchas nas pingadeiras foram constatadas apenas nas fachadas leste e oeste, isto porque devido a concepção arquitetônica de todas as edificações analisadas, nas fachadas norte e sul, que são de menor dimensão, não existem pingadeiras; em algumas situações, nessas fachadas existem apenas juntas horizontal ou vertical. Essa mancha se dá pela forma do detalhe tipo D, mencionado na figura 2, que tem baixo descolamento da lâmina d'água.

4.2 2ª Etapa: Recomendações de melhoria em fachadas

São então apresentadas sugestões de melhoria para que se tenha uma fachada estanque visando o aumento da durabilidade e conseqüentemente a redução das incidências patológicas encontradas no estudo de caso.

As sugestões de melhoria apresentadas no Apêndice 2, são as mesmas apresentadas para um projeto de uma edificação ainda na fase de concepção, especificados por um núcleo de pesquisa da Universidade Federal de Goiás – UFG, denominado NUTEA – Núcleo de Tecnologia das Argamassas e Revestimentos. No entanto são detalhes que podem ser utilizados em um processo de *retrofit* das fachadas existentes, referente ao estudo de caso de Brasília.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As edificações localizadas no bairro estudado tem idades que variam entre 40 a 60 anos, ou seja subentende-se a necessidade de realização de manutenções para o aumento da durabilidade destas edificações. Além disto, foi possível observar a falta de instrução dos moradores, em relação à utilização da edificação. Foram encontradas diversas alterações nas fachadas, como por exemplo, troca das esquadrias, alterando a tipologia e suas dimensões, alterações que interferiram no desempenho em relação à estanqueidade, pois mudaram a concepção construtiva original, como no caso da esquadria; observou-se também que, a contraverga não está dimensionada para uma nova tipologia, podendo levar ao aparecimento de fissuras.

Pode-se observar que a patologia mais evidente no estudo de caso é a fissuração, a partir da observação de manchas embaixo das esquadrias causadas em geral por erro de execução e materiais inadequados e pela, falta de manutenção, o que ocasiona uma redução na vida útil da edificação.

É de suma importância ainda na fase de projeto e concepção da edificação, a boa especificação dos detalhes construtivos, dos seus elementos, afim de atingir o nível mínimo de desempenho, evitando problemas patológicos futuros.

Deve-se também levar em consideração a realização da manutenção preditiva, para avaliação do estágio de degradação dos elementos e componentes e consequentemente elaborar um plano de ações de manutenção. Além disto, os condomínios também devem considerar a limpeza de fachadas como uma forma de manutenção preventiva, visando impedir ou amenizar as incidências patológicas.

E por fim, é necessária, a elaboração de projetos que contenham informações como detalhes construtivos e executivos sempre considerando as condições de exposição do edifício, evitando assim as incidências patológicas de estanqueidade, recorrentes neste estudo de caso.

Conclui-se afirmando que os detalhes apresentados podem parecer cotidianos para quem trabalha na construção civil, portanto a partir do resultado encontrado foi possível observar a necessidade de projetos mais detalhados para evitar problemas de estanqueidade nas fachadas das edificações, bem como um programa de manutenção a ser seguido pelos setores envolvidos no processo: proprietário, projetista, executor, usuários, e outros que venham a fazer parte do processo, com o objetivo de aumentar o desempenho das edificações e evitar problemas de estanqueidade.

6. REFERÊNCIAS

- [1] ABITANTE, A. L. R.; GROFF, C; Manifestações patológicas encontradas em revestimentos de fachada. In: XV Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, XV ENTAC, 2004, Maceió.
- [2] MUSTELIER, N. L.; ROCHA, J. C.; SILVEIRA, J. P. Avaliação do desempenho à estanqueidade à água de chuva de protótipos de blocos e argamassas com cinzas de carvão mineral. In: X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, X ENTAC, 2004, São Paulo.
- [3] SCARTEZINI, L. M.; CARASEK, H. Fatores que exercem influência na resistência de aderência à tração dos revestimentos de argamassas. In: V Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas, SBTA, 2003, São Paulo.
- [4] CBIC – CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. Desempenho de Edificações Habitacionais: guia orientativo para atendimento à ABNT NBR 15575/2013. Fortaleza, Gadioli Cipolla Comunicação, 2013. 308 p.
- [5] THOMAZ, E. *et al.* **Código de práticas nº 1: Alvenaria de vedação em blocos cerâmicos.** Instituto de Pesquisas Tecnológicas da USP, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-1: Edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais.** São Paulo, 2013.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-4: Edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 4: Sistemas de vedações verticais internas e externas.** São Paulo, 2013.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459


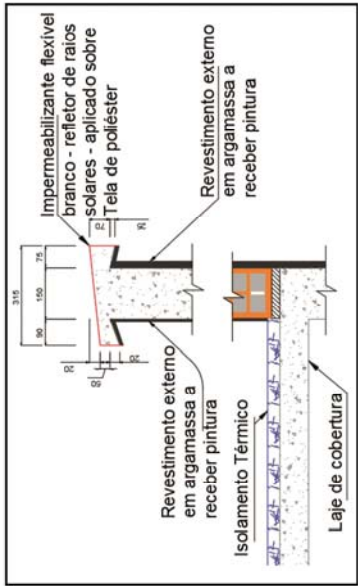
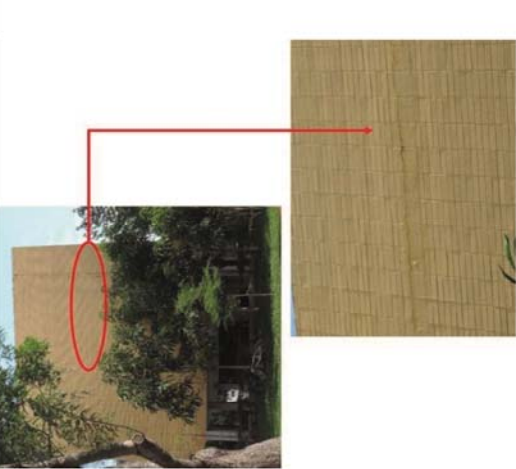
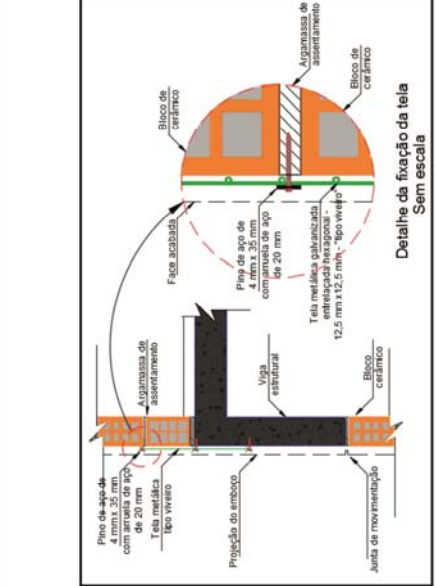


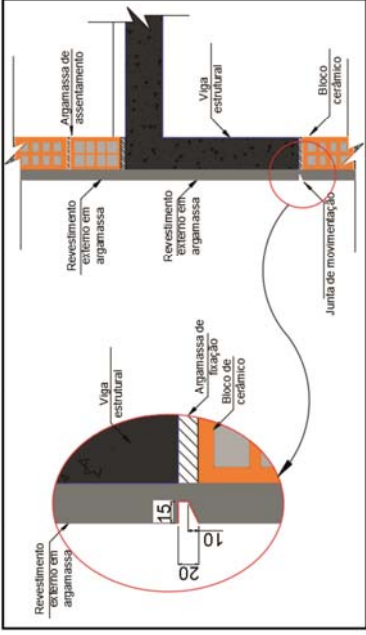

- [8] OLIVEIRA, L. A. **Metodologia para desenvolvimento de projeto de fachadas leves**. 2009. 287 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009.
- [9] SOUZA, M. F. Patologias ocasionadas pela umidade nas edificações, Monografia da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais- UFMG, 2008, Belo Horizonte, Minas Gerais.
- [10] PARISI JONOV, Cristiane Machado; NASCIMENTO, Nilo de Oliveira; PAULO E SILVA, Adriano de. Avaliação de danos às edificações causados por inundações e obtenção dos custos de recuperação. Ambiente construído, Porto Alegre, RS, BRASIL, v.13, n.1, p.75-94, janeiro a março de 2013.
- [11] RAMALHO, M.B. *et al.* avaliação das manifestações patológicas da umidade de edificações em cidades do vale do Jequitinhonha e Mucuri – Mg, In: COBENGE, Juiz de Fora- Minas Gerais, 2014.
- [12] MELO JR.; CARASEK, H. Relationship between the Deterioration of Multi Story Buildings Facades and the Driving Rain. Revista de la Construcción – Journal of Construction, v. 13, p. 64-73, 2014.

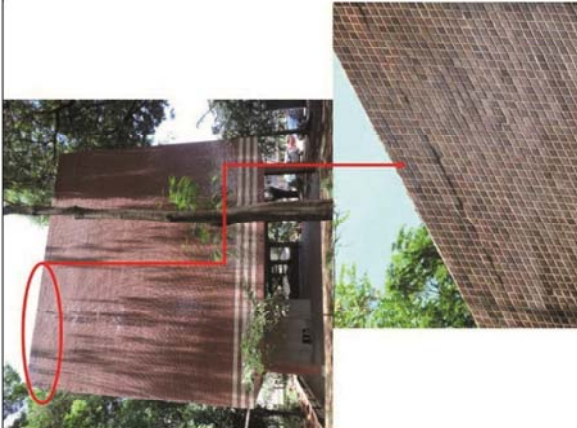
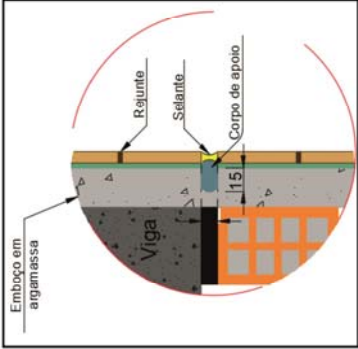

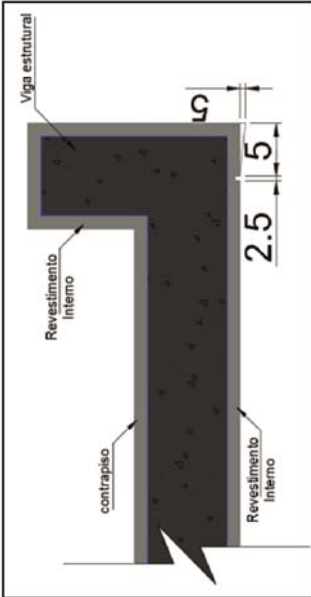
APÊNDICE 1 – ROTEIRO PARA LEVANTAMENTO DE DADOS NAS FACHADAS DOS EDIFÍCIOS


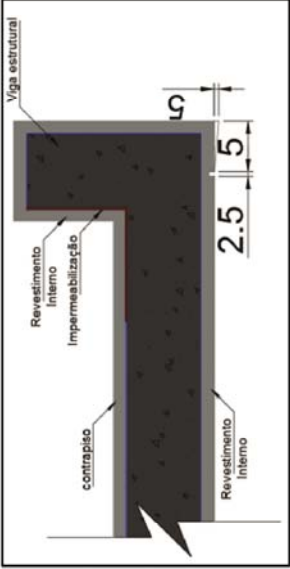
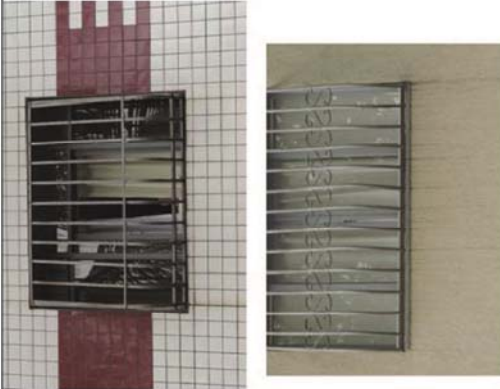
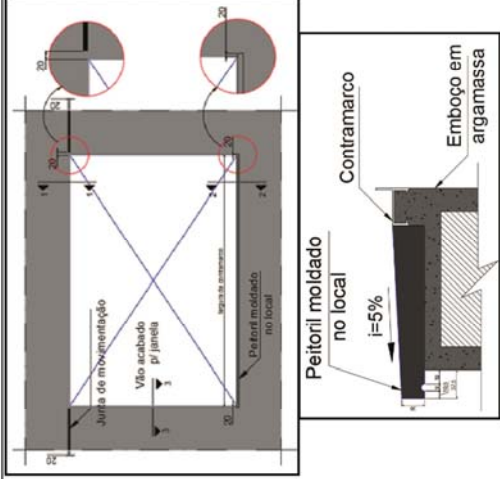
ROTEIRO DE LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS				*TIPO DE PINGADEIRA											
Nome do edifício	Idade do edifício:	Reclamações: () sim () não													
Nº DE PAVIMENTOS	Última reforma na fachada:														
Nº da fachada pelo total delas	tipo de inspeção () int. () ext. Pesq. campo () sol. () nublado, () chuva	Orientação da fachada:		<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Nº DAS FOTOS</td> </tr> <tr> <td>NORTE</td> <td>INÍCIO</td> </tr> <tr> <td>SUL</td> <td>FIM</td> </tr> <tr> <td>LESTE</td> <td></td> </tr> <tr> <td>OESTE</td> <td></td> </tr> </table>		Nº DAS FOTOS		NORTE	INÍCIO	SUL	FIM	LESTE		OESTE	
Nº DAS FOTOS															
NORTE	INÍCIO														
SUL	FIM														
LESTE															
OESTE															
tipo de esquadria	FACHADA NORTE	FACHADA SUL	FACHADA LESTE	FACHADA OESTE	Desenho da pingadeira: Observações:										
Alumínio															
Madeira															
Ferro															
Blindex															
Cobogó															
Revestimento															
Tinta acrílica															
Textura/Grafiato															
Cerâmica															
Pastilha															
JUNTA HORIZONTAL															
JUNTA VERTICAL															
PINGADEIRA *															
PATOLOGIA SOBRE PINTURA															
VESÍCULAS															
BOLHAS															
GRATERAS															
DESAGREGAMENTO															
DESTACAMENTO															
DIFERENÇA DE TONALIDADE															
EFLORESCÊNCIA															
FISSURAÇÃO															
MANCHA EMBAIXO DA JANELA															
MANCHA NA PLATIBANDA															
MANCHA NO TETO															
PATOLOGIA SOBRE CERÂMICA															
DESTACAMENTO															
DETERIORAÇÃO NA JUNTA															
DIFERENÇA DE TONALIDADE															
EFLORESCÊNCIA															
FISSURAÇÃO															
MANCHA EMBAIXO DA JANELA															
MANCHA NA PLATIBANDA															
QUEBRA DE PEÇA CERÂMICA															

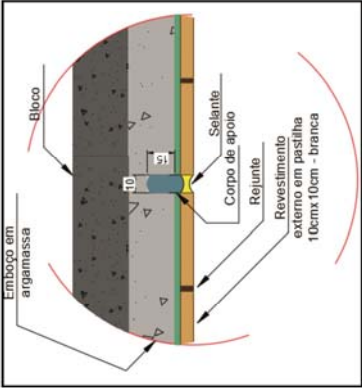
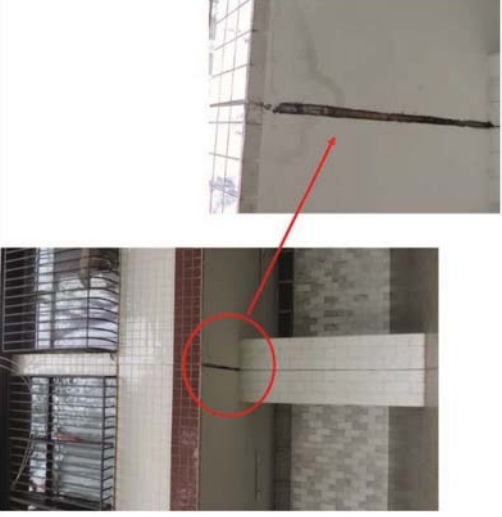
APÊNDICE 2 – RECOMENDAÇÕES DE MELHORIA PARA ACRÉSCIMO DE DURABILIDADE NAS FACHADAS

Patologia identificadas no estudo de caso	Evidência da patologia	Sugestão de melhoria	Detalhe de projeto
Manchas encontradas na platibanda		<p>Criar uma cimalha impermeabilizada no topo da platibanda com inclinação voltada para a cobertura, para conduzir a água da chuva para o interior da edificação e não para a fachada.</p>	
Fissuras no revestimento cerâmico e na pintura na região da interface entre alvenaria e estrutura.		<p>Nas fachadas que apresentaram fissuras lineares horizontais na região da interface alvenaria estrutura, caso o condomínio opte pela retirada total do revestimento cerâmico, sugere-se colocar tela metálica na interface da alvenaria com a parte superior da viga e executar uma junta de movimentação na interface inferior da viga.</p>	

<p>Detalhe de projeto</p>	
<p>Sugestão de melhoria</p>	<p>Caso a opção seja executar revestimento em argamassa com acabamento em pintura sugere-se a execução de uma junta horizontal no encontro entre alvenaria e viga (face inferior).</p>
<p>Evidência da patologia</p>	
<p>Patologia identificadas no estudo de caso</p>	<p>Fissuras na pintura na região da interface alvenaria/estutura.</p>

<p>Patologia identificadas no estudo de caso</p>	<p>Fissuras no revestimento cerâmico na região da interface alvenaria/ estutura.</p>		<p>Sugestão de melhoria</p> <p>Caso a opção seja executar o revestimento em argamassa com acabamento em pastilha recomenda-se a execução de uma junta horizontal no encontro entre alvenaria e viga (parte inferior), colocando um corpo de apoio (tarugo) com a função de limitar a profundidade do selante. O acabamento final da junta deverá ser feito com selante de poliuretano, que tem a função de impermeabilizar essa junta, evitando infiltrações.</p>	<p>Detalhe de projeto</p> 	<p>Manchas no teto do pilotis e/ou manchas no teto das sacadas</p>		<p>Recomenda-se criar um ressalto com inclinação para o interior do edifício, criando uma cavidade após o ressalto, com a função de conter a água e não sujar o teto.</p>	
--	--	---	---	---	--	--	---	--

<p>Patologia identificadas no estudo de caso</p>	<p>Fissuras na interface laje e peitoril de sacada.</p>	<p>Evidência da patologia</p> 	<p>Sugestão de melhoria</p>	<p>Para reduzir essa fissura na interface da laje que também causa problemas de umidade e deterioração do revestimento (corrosão da armadura, destacamento da pintura, etc.), sugere que os condomínios façam a impermeabilização da sacada.</p>	<p>Detalhe de projeto</p>		<p>Manchas embaixo da esquadria</p>		<p>Para as esquadrias que não possuem peitoril, sugere-se a instalação deste elemento para evitar manchas de escorrimento de água embaixo da esquadria.</p>	
--	---	---	-----------------------------	--	---------------------------	---	---	--	---	--

<p>Detalhe de projeto</p>	
<p>Sugestão de melhoria</p>	<p>Assim como nas juntas horizontais com revestimento cerâmico, nas juntas verticais, sugere-se colocar um corpo de apoio (tarugo) com a função de limitar a profundidade do selante. O acabamento final da junta deverá ser feito com selante de poliuretano, que tem a função de impermeabilizar essa junta.</p>
<p>Evidência da patologia</p>	
<p>Patologia identificadas no estudo de caso</p>	<p>Fissuras nas juntas verticais</p>



**RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTURA E
RESTAURO DAS INSTALAÇÕES DA ANTIGA OFICINA DA ESTAÇÃO
FERROVIÁRIA DE NATAL/RN DA ESTRADA DE FERRO CENTRAL DO RIO
GRANDE DO NORTE**

A. PEREIRA

Engenheiro Civil, Professor
Multitech Engenharia – Unifacex
RN; Brasil
acp@psengenharia.com.br

M. SILVA

Engenheiro Civil, Consultor
PS Engenharia Ltda.
RN; Brasil
acpereira2000@yahoo.es

A. PEREIRA

Engenheiro Civil, Professor
IFRN - Unifacex
RN; Brasil
alexandre.pereira@ifrn.edu.br

RESUMO

O trabalho possui por objetivo a apresentação dos procedimentos utilizados para a inspeção e diagnóstico de manifestações patológicas em estruturas de cobertura e instalações da oficina da antiga Estação Ferroviária de Natal/RN, obra integrante do Patrimônio Histórico Nacional, atividades realizadas para subsidiar serviços de recuperação da edificação histórica. Foram levantados os danos observados na edificação, caracterizada mediante ficha-técnica padrão utilizada pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN, tendo sido sugeridas obras de recuperação, reforço e consolidação da estrutura metálica de sustentação da cobertura do galpão da rotunda, procedimentos de restauro e proteção das superfícies externas do elemento. Destaca-se no trabalho que intervenções de reabilitação estrutural em edificações históricas, nenhuma ação deve ser realizada sem primeiramente averiguar os possíveis benefícios e danos ao patrimônio arquitetônico, evitando-se modificar a estrutura de maneira irreversível (ICOMOS, 2001) [4]. A intervenção na parte estrutural da edificação histórica foi realizada de maneira a preservar, ao máximo, as características originais, coerente com a proposição de Puccioni (1997) [5] e Brandi (1992; 2004) [6] [7], que orienta a dedicar o máximo de estudos de forma a intervir o mínimo com eficiência e segurança.

Palavras-chave: Inspeção; Diagnóstico Estrutural; Recuperação de Obras Patrimoniais; Restauro.

ABSTRACT

The paper presents the procedures used for inspection and diagnosis of pathological manifestations in roof structures and workshop facilities of the Old Train Station of Natal/RN, construction integrate of National Historic Site. Was observed standard technical specifications used by the Institute of Historical and Artistic Heritage - IPHAN, having been suggested recovery works, reinforcement and consolidation of the metal structure rotunda of the shed roof support, procedures restoration and protection of the external surfaces of the element. It highlights the structural rehabilitation works of historical buildings, no action should be taken without first ascertaining the possible benefits and damage to architectural heritage, avoiding modify irreversibly structure (ICOMOS, 2001) [4]. The intervention in the structural part of the historic building was carried out in order to preserve as much as possible the original features, consistent with the proposition Puccioni (1997) [5] and Brandi (1992, 2004) [6] [7], which guides dedicating maximum studies in order to intervene with the minimum efficiency and safety.

Keywords: inspection; Structural diagnosis; Asset Recovery Works; Restoration.

1. SOBRE A OBRA OBJETO DA RESTAURAÇÃO

1.1 Considerações Iniciais:

A obra objeto do trabalho de restauro corresponde a uma instalação ferroviária denominada de rotunda, que consiste em depósitos de locomotivas de forma circular ou semi-circular. A distribuição das locomotivas para cada baía é feita

através de um girador, movido na maioria das vezes manualmente. Estes giradores são trilhos que giram dentro de um círculo com um poço, cujos trilhos são apontados para a baía que receberá a máquina.

Interessante destacar que no Rio Grande do Norte, o início das estradas de ferro ocorreu com a implantação da *Imperial Brazilian Natal and Nova Cruz Company Limited* (também conhecida como *Great Western*) em 1889. A cidade de Natal possuiu três rotundas, uma das quais continua erguida, mas abandonada, e pertenceu à antiga Estrada de Ferro Sampaio Corrêa – ou Estrada de Ferro Central do Rio Grande do Norte – EFCRN, localizada no pátio Silva Jardim, no bairro da Ribeira (Natal/RN), conforme mostrado nas Figuras 1 e 2 apresentadas a seguir. Encontra-se atualmente em fase de recuperação e adequação em suas estruturas para funcionar como “Museu do Trem”, bem como propiciar ofertas formativas do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, instituição atualmente responsável pela edificação patrimonial.

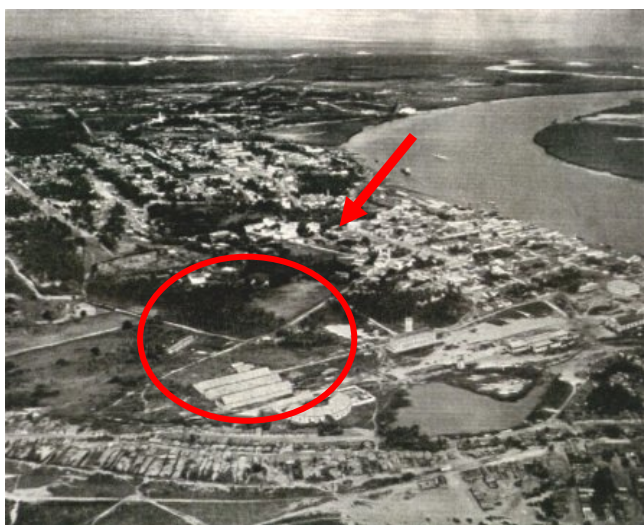
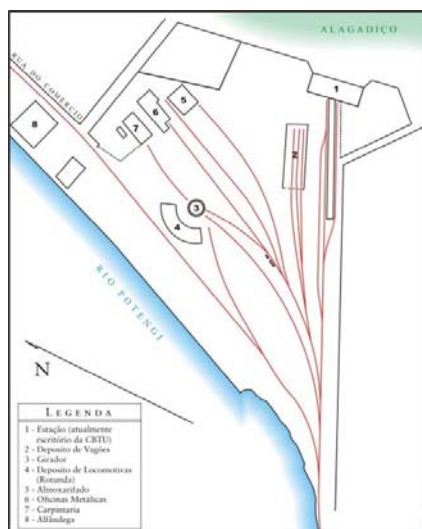


Figura 1: Vista aérea do pátio da Estrada de Ferro Central do Rio Grande do Norte, conhecida como Sampaio Corrêa na Esplanada Silva Jardim – década de 1930 (Fonte: Acervo RFFSA) [1].



Figura 2: Oficinas mecânicas e rotunda da Estrada de Ferro Central Sampaio Corrêa nos anos 1940 (Fonte: Acervo RFFSA).

1.2 Ficha Técnica da Obra¹:

O antigo prédio da rotunda é uma edificação de planta semi-circular, com alvenarias de tijolos maciços, cobertura com telhas cerâmicas tipo francesa, suportadas por estrutura de treliças metálicas e empenas arrematadas por platibandas triangulares recortadas. Trata-se de um espaço vazado, com acesso principal através de uma arcada e que apresenta generosas aberturas em arco pleno, fechadas por gradis de ferro. O piso é do tipo cimentado, com textura áspera,

¹ Fonte das Informações: Parecer Técnico N°. 161/2012 elaborado pelo IPHAN/RN [2].

preservando ainda os trilhos que serviam para transportar as locomotivas para as baias da rotunda. Anexo ao prédio da rotunda existe uma construção que abriga os banheiros, e em frente ao prédio da rotunda está situado o girador, uma espécie de poço com trilhos móveis responsáveis por direcionar as locomotivas para as baias. Na figura 3 apresentada abaixo estão registradas as características básicas da obra:


DENOMINAÇÃO: “ANTIGA ROTUNDA”			
LOCALIZAÇÃO/ USO			
USO	ORIGINAL		Rotunda do galpão de manutenção de locomotivas do parque ferroviário da Estrada de Ferro Central do Rio Grande do Norte – EFCRN
	ATUAL		Desativada (em obras de recuperação)
DATA DE CONSTRUÇÃO		Final p/ Início do século XX: 1889 -1901	
BREVE HISTÓRICO		A antiga rotunda, juntamente com os antigos prédios da Estação/Administração, Marcenaria e Almoarifado, compunham o Parque Ferroviário da Estrada de Ferro Central do Rio Grande do Norte – EFCRN, segunda ferrovia do estado construída no início do século XX, onde tanto a rotunda quanto os galpões eram utilizados na manutenção das locomotivas e dos equipamentos das ferrovias. Trata-se, portanto, de um dos primeiros e mais significativos exemplares da arquitetura ferroviária do Rio Grande do Norte e um dos poucos parques ferroviários completos ainda preservados do Brasil.	
GRAU DE PROTEÇÃO		Tombado a nível estadual – Patrimônio Histórico Estadual e a nível Federal como parte do Centro Histórico de Natal pelo IPHAN em dezembro de 2010.	
CARACTERÍSTICAS ARQUITETÔNICAS:			
O antigo prédio da rotunda é uma edificação de planta semi-circular, com alvenarias de tijolos maciços, cobertura com telhas cerâmicas tipo francesa, suportadas por estrutura de treliças metálicas e empenas arrematadas por platibandas triangulares recortadas. Trata-se de um espaço bastante vazado, com acesso principal através de uma arcada e que apresenta generosas aberturas em arco plenos, fechadas por gradis de ferro			
SOLUÇÃO DE INTERVENÇÃO ADOTADA:			
Recuperação, reforço e consolidação da estrutura metálica de sustentação da cobertura do galpão da rotunda, procedimentos de restauro e proteção das superfícies externas do elemento.			

Figura 3: Ficha técnica do prédio analisado.

2. LEVANTAMENTO DOS DANOS OBSERVADOS:

2.1 Análise Tipológica das Edificações Ferroviárias Antigas:

Prédios ferroviários são classificados de acordo com suas funções e estão incluídos basicamente nas seguintes categorias:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Armazéns e Oficinas²
- Prédios administrativos
- Cabines de sinalização
- Casas de turma e para funcionários
- Casas de máquinas e de força.

Cada categoria possui uma tipologia própria, de acordo com sua função. Dentro de uma mesma categoria o prédio pode ter soluções diversas, que variam de acordo com o material empregado na construção, com a solução estrutural e conexão formal adotadas. Estas variações estão também diretamente ligadas ao programa da edificação.

Com relação aos materiais comumente empregados nestas edificações, poderíamos citar alvenarias de tijolos ou pedras autoportantes para as vedações; aço e a madeira para as estruturas de sustentação; telhas francesas ou ardósia para as coberturas e a madeira para as esquadrias. Nos acabamentos, são encontrados ladrilhos hidráulicos e tábuas corridas para os pisos das estações e pedra ou, para os armazéns, azulejos decorados em algumas fachadas e interiores; pinturas decorativas de algumas salas e lambris de madeira nas agências e escritórios.

As oficinas possuem basicamente a norma utilizada nas construções industriais, variando apenas seus interiores, de acordo com o tipo de trabalho desenvolvido. São construções com pé-direito alto, cobertura em telhas francesas ou zinco e estrutura de madeira ou metálicas, sustentadas por colunas de ferro fundido, com frontões triangulares acompanhando a inclinação dos telhados. Com relação à forma, apenas as rotundas diferem desta solução. Rotunda é um tipo de oficina de reparação em forma circular ou semi circular, tendo ao centro um girador de locomotivas, que é utilizado para a colocação das peças a serem reparadas em seu interior. Os prédios administrativos são construções comuns em um ou mais pavimentos, compostas por salas de escritórios, gabinetes, copas e sanitários, com soluções arquitetônicas diversas, dependendo do estilo predominante da época em que foram construídos (PRESERVE – RFFSA, 2012) [1]. Quanto à análise tipológica da obra objeto do estudo, temos a Tabela 1 abaixo apresentando quadro-resumo relativo aos materiais empregados³ na edificação.

Tabela 1 – quadro resumo – análise tipológica materiais (Fonte: MULTITECH, 2012).

ITEM	DESCRIÇÃO DO ELEMENTO	MATERIAL EMPREGADO
01	Vedações	Alvenaria de tijolos maciços autoportante
02	Estrutura de Sustentação	Ferro (rotunda) e madeira (galpões)
03	Cobertura	Telha francesas, cimento amianto (alpendre)
04	Esquadrias	Madeira (ipê) e grades de ferro em arcos e algumas aberturas
05	Pisos	Cimentado / paralelepípedo
06	Fachadas	Pintura sobre revestimento de argamassa de cal : areia (reboco)
07	Pintura	Tinta PVA látex sobre revestimento de argamassa de cal : areia : saibro

2.3 Inspeção Técnica (Prospecções)

2.3.1 Argamassas

Foram realizadas inspeções em zonas escolhidas estrategicamente, nos locais onde já existiam desgastes superficiais e sinais visíveis de resíduos de diferenciação de argamassas existentes e, de modo a reduzir o impacto destrutivo da prospecção na edificação, foram realizados ensaios não destrutivos “*in loco*” para verificação e identificação das características das argamassas existentes sobre as alvenarias (Figura 4). Antes de definir as argamassas de revestimento, foi feita uma análise não destrutiva e prospecções nas argamassas existentes que indique quais são seus materiais de composição, permitindo esboçar, para um novo revestimento, um traço com características físico-químicas aproximadas. Quanto ao aspecto “resistência” a qualificação foi realizada mediante avaliação da integridade da superfície.

² Classificação do objeto em estudo.

³ Classificação dos materiais encontrados no objeto em estudo conforme texto “Ferrovias do Brasil” elaborado pela PRESERVE/RFFSA (2012).

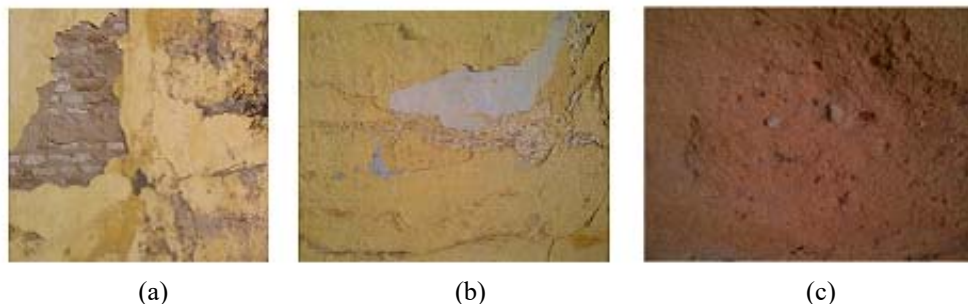


Figura 4: Detalhe da observação das características visuais da argamassa existente no trecho original (“a” e “b”) e em trechos vedados-aberturas existentes (“c”) (Acervo: Multitech, 2013).

Tabela 2 – Características das argamassas de revestimento.

ITEM	TRECHO ORIGINAL	TRECHOS VEDADOS POSTERIORMENTE
Coloração	Cinza	Avermelhada
Granulometria	Presença de partículas de grãos de areia de maiores diâmetro (areia não peneirada)	Presença de partículas de grãos de areia de maiores diâmetro (areia não peneirada)
Aspecto	Boa Resistência	Baixa Resistência
Composição	Argamassa a base de cal e areia	Argamassa a base de Saibro vermelho (barro) e areia

2.3.2 Prospecção em Fundações:

As figuras 6 e 7 mostram, respectivamente, o procedimento utilizado para a prospecção dos elementos de fundação com ocorrência na edificação e a configuração geométrica dos mesmos.



Figura 5: Detalhe da prospecção das fundações existente fachada posterior - rotunda (Acervo: Multitech, 2013)



Figura 6: Definição das aluras dos componentes constituintes das fundações da rotunda (Fonte: Multitech, 2013).

2.3.3 Prospecção em Tijoleira:

Apresenta-se nas figuras 8 e 9, respectivamente, o processo de tomada das medidas e as dimensões médias registradas para os tijolos constituintes das alvenarias da fachada externa posterior da rotunda, sendo possível observar diversas fraturas existentes na argamassa de assentamento da alvenaria. Quanto à tipologia da tijoleira, a composição dos tijolos maciço é barro/argila com coloração clara (tijolo branco), com dimensões de 6cm x 27cm x 12cm, apresentando aspecto que denota boa resistência para os tijolos.



Figura 7: Detalhe da observação das características visuais da argamassa e da tijoleira existente fachada externa/posterior – rotunda, fraturas existentes (acervo Multitech, 2013).

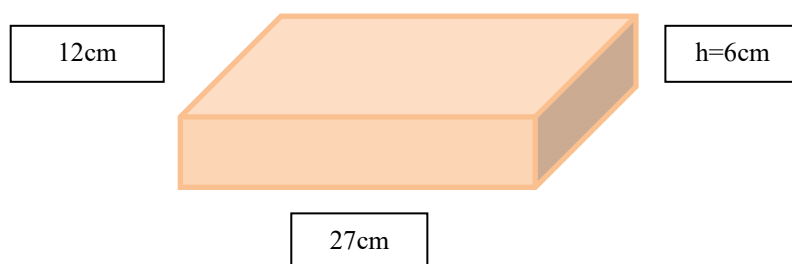


Figura 8: Detalhe das dimensões dos tijolos maciços encontrados (Fonte: Multitech, 2013).

2.3.4 Prospecção em Telhas:

Quanto ao ripa e dimensões das telhas existentes, foi verificada a existência de basicamente três tipos de telhas, uma de fabricação francesa (telhas originais) e as demais de fabricação nacional (cerâmica Santa Teresa e cerâmica São João), mostradas nas figuras 10 a 12, todas praticamente com as mesmas dimensões, distinguindo-se, apenas, em pequenos detalhes como os encaixes e coloração avermelhada e bege (marron claro). Na figura 9 abaixo consta o detalhe da disposição das telhas e estrutura de madeira, apresentando-se na figura 14 a cumeeira identificada na edificação.

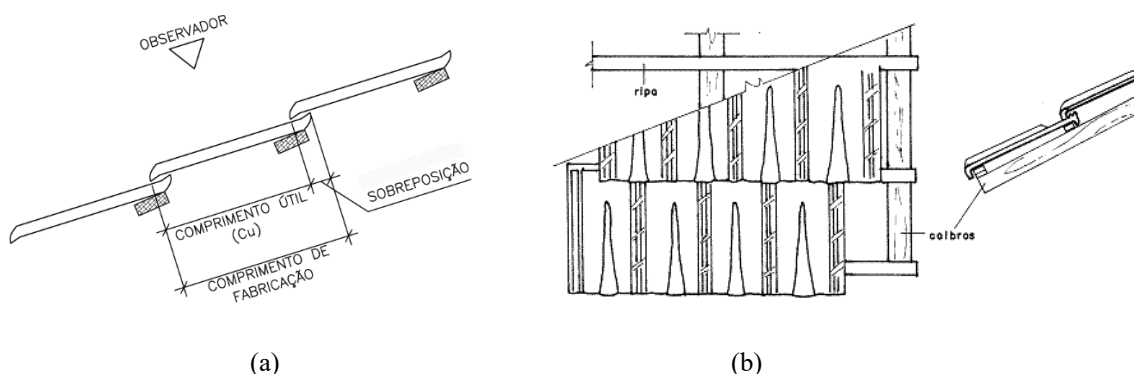


Figura 9: Detalhe da disposição das telhas (a) e estrutura/trama de madeira (b) (Google images, 2013).



Figura 10: Telha de fabricação nacional (Cerâmica Santa Teresa)



Figura 11: Telha de fabricação nacional (Cerâmica São João).



Figura 12: Telha original de fabricação Francesa⁴.

⁴ Inscrição: Sté Amé DES TUILERIES ET BRIQUETERIES DE LOBBES ET ETENSIONS SECTION D'ORP.



Figura 13: Detalhe de peças de cumeeira existente.

2.4 Levantamento Cadastral (Mapeamento de Danos):

O levantamento cadastral da edificação foi realizado em toda sua estrutura. Inicialmente por meio de inspeção visual cuidadosa, utilizando-se recursos fotográficos e apontamentos para seus registros. Nesta etapa, procurou-se observar as regiões com deteriorações aparentes, bem como aquelas que ensejassem dúvidas quanto a existência de algum tipo de anomalia. Registro especial foi dado as manifestações patológicas consideradas fundamentais, registradas mediante documentação fotográfica, conforme mostramos as figuras 14 a 18, tais como:

- Para estrutura metálica de sustentação:

Composição da estrutura de sustentação, estado de corrosão dos elementos individualmente e em seu conjunto, perda de seção, situação do engastamento dos elementos, fragilização dos elementos metálicos. Após a realização do levantamento cadastral prévio, foi verificado que de um modo geral a estrutura inspecionada apresenta manifestações patológicas semelhantes em todos os seus elementos, com algumas exceções, relacionados com os níveis de instalação do processo corrosivo, onde foi observado o nível de forma mais intensa no trecho descoberto, certamente em virtude da ausência da proteção deste trecho, com a falta das telhas e trama de madeira.

- Para fachada principal:

Pintura, reboco e revestimentos (enegrecimento, sujidades, fissuras, trincas e rachaduras, manchas, desgastes do revestimento e de elementos de vedação, infiltrações e presença de umidade, presença de microfloras (mofo, fungos e limo). Foram evidenciadas, também, as regiões sujeitas a determinadas peculiaridades como as regiões/áreas mais expostas submetidas aos efeitos deletérios dos agentes externos. O resultado do levantamento cadastral será apresentado através da elaboração de mapas de danos.



Figura 14: Vista interna da rotunda (Fonte: acervo MULTITECH, 2012).



Figura 15: Vista da fachada principal (Fonte: acervo MULTITECH, 2012).



Figura 16: Vista da fachada posterior (Fonte: acervo MULTITECH, 2012).



Figura 17: Vista geral: Trecho coberto (Acervo: Multitech, 2012).



Figura 18: Vista geral: Trecho descoberto (Acervo: Multitech, 2012).

3. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS:

3.1 Estrutura Metálica de Sustentação da Cobertura (Rotunda):

A cobertura encontra-se em péssimas condições de conservação, sendo observadas de acordo com o mapeamento de danos, como principais manifestações patológicas, as seguintes: Corrosão em diversos níveis (superficial e avançada), perda de seção, vazamento na alma, corrosão nas extremidades dos perfis, rompimento de tirantes, tal como mostram os detalhes de trechos da estrutura metálica com seccionamento da alma indicados na figura 19.



Figura 19: Detalhes de trechos com seccionamento da alma dos perfis por perda de seção do aço.

A sujidade agravada ao ciclo de molhagem e secagem, a queda da resistência da tijoleira e da argamassa de ligação. Quanto a ação dos agentes de degradações, alguns são ácidos ou produzem ácidos como a fuligem antiga, poluição e nevoa marinha (salitre), que decompõem a argamassa, basicamente constituídas de carbonato de cálcio. Vale ressaltar que tais degradações são passíveis de debelar ou tratáveis, embora permaneçam os sinais das intervenções de correção introduzidas

3.2 Desgaste da tijoleira (corrosão ou erosão de elementos):

Todos os agentes químicos como a chuva ácida, neblina salina (salitre), poluição, decomposição ou subprodutos de decomposição de algas, bactérias e fungos, líquens, etc., produzem desgaste de superfície e corrosão em argamassas e alvenarias de tijolos, conforme mostra a figura 20. Tais agressões, podem ser interrompidas, mas, muito raramente podem ser corrigidas, e seus danos quase sempre são permanentes. A consolidação final do objeto de restauro com ceras micro cristalinas ou resinas de bases acrílicas torna-se importante para atenuar os processos de degradação posteriores à intervenção restaurativa.



Figura 20: Registro da ocorrência de desgaste de rejuntamento.

Em relação à importância da consideração aos efeitos da umidade nos processos de degradação de obras, interessante citar a nota constante no manual de procedimentos de restauro (PROGRAMA MONUMENTA-IPHAN) [3]:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



“Estima-se que perto de noventa por cento das degradações em estruturas históricas advenham, direta ou indiretamente, da água nas mais diversas formas. O efeito da infiltração de água (umidade) nas estruturas murais dos monumentos pode muitas vezes ser de caráter irreversível ou levam, na maioria dos casos longo tempo para ser eliminada, até que sejam corrigidas as causas”.

3.3 Quadro Geral de Sintomas/Anomalias Estruturais:

Apresenta-se, na tabela 3 abaixo, quadro geral com a relação de anomalias estruturais identificadas na edificação:

Tabela 3 – Quadro Geral de Sintomas/Anomalias Estruturais.

REGIÃO	DESCRIÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ⁵
Estrutura Metálica de Sustentação da Coberta da Rotunda	<ul style="list-style-type: none">- Fissuras em arcos;- Perda de seção do aço (massa) e rompimento de tirantes;- Presença de Vegetação de grande porte (enraizamento);- Fechamento de vão com alvenaria;- Descaracterização do telhado (Claraboias);- Aberturas, fendas (perdas, lacunas)
Fachada Principal	<ul style="list-style-type: none">- Enegrhecimento/sujidades/microrganismos;- Vedação de aberturas com alvenaria de tijolos ;- Perda de material ;- Desagregação;- Presença de vegetação;- Desgaste da tijoleira (corrosão ou erosão de elementos por agentes químicos);- Degradação de superfícies e estruturas pela ação da água e do tempo;- Corrosão acentuada do portão de ferro;

4. PROCEDIMENTOS PARA RECUPERAÇÃO:

4.1 Considerações Iniciais:

Importante ressaltar que no caso de intervenções de reabilitação estrutural em edificações históricas, nenhuma ação deve ser realizada sem primeiramente averiguar os possíveis benefícios e danos ao patrimônio arquitetônico, exceto em casos onde medidas urgentes de salvaguarda são necessárias para evitar o colapso iminente da estrutura, porém estas medidas, devem, quando possível, evitar modificar a estrutura de maneira irreversível (ICOMOS, 2001) [4].

A intervenção na parte estrutural de edificações históricas foi realizada de maneira a preservar, ao máximo, as características originais, coerente com a proposição de Puccioni (1997) [5] e Brandi (1992; 2004) [6] [7], que orienta a dedicar o máximo de estudos de forma a intervir o mínimo com eficiência e segurança. A avaliação da segurança, o último passo do diagnóstico, onde a necessidade de medidas de reparo é determinada, conciliando-se a análise qualitativa com a quantitativa: observação direta, pesquisa histórica, análise estrutural e, se for o caso, experiências e ensaios, dirigindo-se a terapia deve às causas dos problemas e não aos sintomas, e estruturas deterioradas devem ser reparadas em vez de substituídas sempre que possível, originando, às vezes, a necessidade de se utilizar materiais e tecnologias mais avançadas, desde que respeitem a autenticidade e a integridade da construção antiga e ajudem a corrigir, de forma mais rápida e econômica, as anomalias e deficiências estruturais existentes (BORGES e SÁLES, 2007) [8] [9].

Contudo, a escolha entre técnicas “tradicionais” e “inovadoras” deve ser pensada considerando cada caso e a preferência deve ser dada àquelas que são menos invasivas e mais compatíveis com os valores patrimoniais, levando em conta requisitos de segurança e durabilidade. Sempre que possível, as medidas adotadas devem ser “reversíveis” e “perceptíveis” para que possam além da possibilidade da sua distinguibilidade, ser removidas e substituídas por outras

⁵As demais manifestações patológicas não incluídas no quadro apresentado, não são patologias que influenciam nos serviços integrantes da planilha orçamentária contratual da obra em execução, portanto, não sendo necessário à sua consideração.

mais adequadas quando um maior conhecimento for adquirido. Quando não forem completamente reversíveis, as intervenções não devem limitar intervenções futuras.

4.2 Variáveis Consideradas na Escolha dos Materiais e Técnicas:

No caso de intervenção de reabilitação estrutural em edificações patrimoniais, a estrutura histórica deve ser considerada como um todo; todos os materiais devem receber a mesma atenção, em princípio, devem ser mantidas, tanto quanto possível, as características originais do material existente.

Para o caso da utilização de outros materiais diferentes dos originais, algumas variáveis devem ser consideradas para sua aceitação conforme apresentado na figura 21, observando-se que algumas variáveis possuem interferências diretamente sobre a integridade da edificação, outras poderão interferir na autenticidade e algumas possuem interferência em ambas. Nestes casos a escolha deverá ser pautada nas análises das interferências conjuntamente, com base na relação material x técnica x elemento/ambiente.

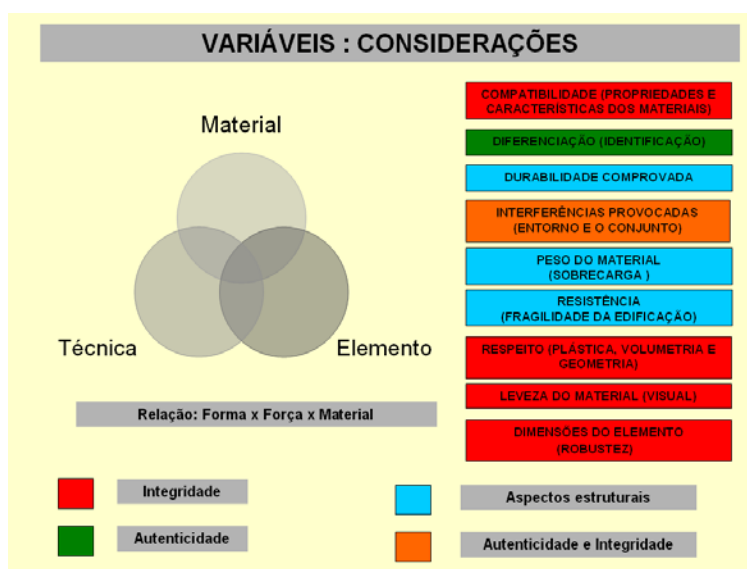


Figura 21: Variáveis a considerar na relação Elementos x Técnicas x Materiais analisando sob ponto de vista da Autenticidade e Integridade (Pereira, 2012) [9].



Figura 22: Processo de execução dos serviços de reparo dos pilares da rotunda.



Figura 23: Aspecto atual das colunas das oficinas da rotunda.



Figura 24: Fachada exterior e detalhe da cobertura do pátio interno da rotunda em fase adiantada de recuperação.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Fundamentado na análise dos resultados, ensaios realizados e nas observações registradas no curso do levantamento cadastral, ilustrado com documentação fotográfica, é possível afirmar, feitas as ressalvas elencadas a seguir, se tratar de uma estrutura em estado de conservação precário, mesmo levando em consideração sua idade de construção. Observou-se que, com relação a estrutura metálica da cobertura da rotunda, as manifestações patológicas de maior evidência e relevância estão concentradas no trecho descoberto, certamente pelo fato destas regiões estarem expostas continuamente aos efeitos diretos das intempéries. Nas demais regiões foram observadas semelhanças de algumas patologias verificadas, porém em proporções bem menores. Com relação a fachada principal, as manifestações patológicas foram registradas de forma generalizada, sem apresentar notadamente regiões com maior intensidade de ocorrências. A má conservação e o total abandono a que foi submetida a estrutura concorreu, sobremaneira, para a aceleração da desagregação dos materiais, como tijolos, revestimento e rejuntamento. A falta da camada de revestimento externo, provocaram fortes infiltrações o surgimento de uma camada de acúmulo de sujidades, fuligem e detritos. Apesar do estado crítico em que se encontra alguns locais do prédio, apresentando várias anomalias, a situação não é preocupante por não haver comprometimento da estrutura em seu conjunto.

Considera-se como natural o estado de conservação da estrutura, devido ao seu tempo de construção, há aproximadamente 80 anos e, principalmente, à falta de manutenção preventiva a que foi submetida. A intervenção em estruturas antigas, deve levar em consideração duas situações distintas: a primeira situação ocorre quando as condições dos elementos que compõem a estrutura ainda encontram-se passíveis de restauração, ou seja, aceitam procedimentos de enxertos e reforços, com vistas a possibilidade de sua reconstituição. Neste caso, a consolidação dos elementos constituintes poderia ser procedida mediante reforços, normalmente com a utilização de ligações com perfis de aço (L, T ou U), e a fixação de chapas metálicas (barras chatas) à estrutura existente por meio de soldagem ou colagem.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



A segunda situação refere-se ao caso em que a estrutura é considerada irrecuperável, devido ao seu adiantado estado de comprometimento, corrosão acentuada de forma generalizada, provocando a fragilização isolada de algumas peças ou, às vezes, de sua totalidade, concorrendo para o risco iminente de ruína, se tornando necessária a substituição integral de todos os componentes da estrutura de sustentação e telhado. No caso de uma estrutura ainda original, seria recomendável realizar antes dos procedimentos de desmontagem, a catalogação de peças que se encontrarem ainda íntegras, para um possível reaproveitamento na composição da nova cobertura, porém não é o caso em que se encontra a estrutura analisada.

Na primeira situação com relação ao respeito da INTEGRIDADE e AUTENTICIDADE, e fazendo uma análise comparativa com as recomendações contidas nas cartas de restauro, percebe-se que para a reconstituição de peças, é dito:

“Os elementos destinados a substituir as partes faltantes devem integrar-se harmoniosamente ao conjunto, distinguindo-se, todavia, das partes originais a fim de que a restauração não falsifique o documento de arte e de história (...)” (Carta de Veneza, 1964).

Desta forma, além da distinção recomendada, o respeito à INTEGRIDADE e AUTENTICIDADE é reforçado pela adoção de outro material, atendendo também as recomendações descritas no artigo sétimo da Carta de Veneza, que recomenda para o caso de admissão de elementos o que segue: “aditamentos de partes acessórias de função sustentante e reintegrações de pequenas partes verificadas historicamente, executadas, se for o caso, com clara determinação do contorno das reintegrações, ou com adoção de material diferenciado, embora harmônico, facilmente distinguível ao olhar, particularmente nos pontos de enlace com as partes antigas e, além disso, com marcas e datas onde for possível”.

Percebe-se, então, que a opção de intervenção, considerando a reconstituição parcial e a inserção de elementos de reforço, deixará naturalmente sinais de distinção entre o trecho remanescente e o consolidado, devido às diferentes características dos dois materiais, o original e o empregado nas inserções e reforços. A escolha da técnica de reforço a ser adotada para uma obra de reabilitação estrutural, em particular quando se trata de uma edificação integrante do patrimônio histórico construído, deverá levar em consideração algumas questões que necessariamente não teriam relevante importância quando aplicadas em obras convencionais. Por esta razão a reabilitação das estruturas dos edifícios históricos pode ser considerada como uma tarefa com características de restauro. O método de reforço a ser adotado, deverá atender não somente sua finalidade primordial de conferir garantia à estabilidade estrutural da edificação, mas, da mesma forma e importância, dever-se-á considerar o pleno atendimento às normas e recomendações, nacionais e internacionais, pertinentes às questões referentes à preservação do patrimônio histórico construído (ICOMOS, 1979) [11].

Atualmente, existem diversas possibilidades de técnicas de reabilitação estrutural, porém a falta de critérios na sua escolha ou à adoção de forma genérica de metodologias conservadoras já consagradas, poderá levar a uma escolha mal sucedida, concorrendo para o inevitável comprometimento da autenticidade e integridade do bem patrimonial. A combinação de conhecimento científico, cultural e de experiência é indispensável para uma abordagem correta do estudo de todo o patrimônio arquitetônico. Não existindo esse reconhecimento, essas diretrizes podem levar a uma falsa suposição de que qualquer problema poderá ser resolvido somente com a aplicação de um desses fatores. Somente quando a técnica e a discussão teórica são combinadas, os resultados podem ser obtidos de modo a alcançar uma melhor solução para as atividades de conservação, restauração e reabilitação em edifícios históricos, devendo-se sempre manter a idéia de que o propósito, tanto da pesquisa como da intervenção, é o de salvaguardar o valor cultural e histórico da edificação em seu conjunto. A combinação entre os preceitos desenvolvidos no campo disciplinar da preservação de bens culturais com a engenharia estrutural é parte do suporte científico para obter um resultado plenamente satisfatório.

A ação do restauro é uma tarefa multidisciplinar que envolve diversas especialidades, estando em primeiro plano o projeto arquitetônico de restauração, contudo, existem situações onde é necessária e fundamental a participação de profissionais da engenharia estrutural. Essas contribuições são de extrema importância para o desenvolvimento das atividades do arquiteto responsável técnico do projeto arquitetônico de intervenção restaurativa. Nestes casos, estes profissionais de engenharia deverão possuir a consciência de que quando se tratam de intervenções de reabilitação estrutural em edificações patrimoniais, com o apelo histórico e artístico, devendo-se levar em consideração a sensibilidade nas suas soluções para que não se coloque em risco os valores patrimoniais do bem, no que se refere à autenticidade e integridade da edificação.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] RFFSA. Ferrovias do Brasil. Programa PRESERVE, 2012.
- [2] IPHAN - Parecer Técnico Nº. 161/2012 - IPHAN/RN, 2012.
- [3] IPHAN. Programa Monumenta – Recuperação de Prédios Históricos, 2009.
- [4] ICOMOS - Comitê Científico Internacional para Análise e Restauração de Estruturas do Patrimônio Arquitetônico. Recomendações para Análise, Conservação e Restauração Estrutural do Patrimônio Arquitetônico. Paris, 2001.
- [5] Puccioni, S. Restauração Estrutural, uma Metodologia de Diagnóstico. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). FAU-UFRJ. 1997.
- [6] Brandi, C. *Teoría de La Restauración*. Madrid: Alianza Forma, 1992. 149p.
- [7] Brandi, C. Teoria da Restauração (trad.). São Paulo: Ateliê Editorial, 2004.
- [8] Borges, M. L. Recuperação Estrutural de Edificações Históricas Utilizando Perfis Formados a Frio. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2001.
- [9] Borges, M. L. & SÁLES, José Jairo. Recuperação Estrutural de Edificações Históricas Utilizando Perfis Formados a Frio. Caderno de Engenharia de Estruturas, São Carlos. V.9, n.39, p.45-62, 2007.
- [10] Pereira, A. C. A Contribuição de Técnicas Modernas de Reabilitação Estrutural para Autenticidade e Integridade de Edificações Patrimoniais. Dissertação de Mestrado: UFRN, Natal/RN, 2012.
- [11] Carta de Veneza. Carta Internacional Sobre a Conservação e a Restauração dos Monumentos e Sítios - ICOMOS, Veneza. Itália, 1964.
- [12] Carta de Burra. Carta Internacional Sobre a Conservação e a Restauração dos Monumentos e Sítios - ICOMOS. Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, Comitê Australiano, 1979.



**RECUPERAÇÃO DE FACHADAS DE EDIFÍCIOS NO MUNICÍPIO DE
CAMPO MOURÃO- PR**

T. T. A. OLIVEIRA

Aluno de mestrado em Engenharia de Estruturas
Universidade Estadual de Maringá
Paraná; Brasil
e-mail: tiago_tao@hotmail.com

V. T. A. OLIVEIRA

Aluno do Curso de Engenharia Civil
Universidade Cesumar
Paraná; Brasil
e-mail: victorminerios1@hotmail.com

D. L. A. OLIVEIRA

Profa Dra.do Curso de Engenharia Ambiental
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campus Campo Mourão
Paraná; Brasil
e-mail: darlene@onda.com.br

A. L. R. OLIVEIRA

Prof. MSc. do Curso de Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campus Campo Mourão
Paraná; Brasil
e-mail: alroengenharia@gmail.com.

RESUMO

Foram vistoriados dois edifícios no município de Campo Mourão- PR. e registraram-se com fotografias as patologias construtivas. Observou-se nas inspeções realizadas: umidade ascendente, trincas e fissuras nas alvenarias e revestimentos, descolamento do revestimento das fachadas e pisos, eflorescências, empolamento de tintas e bolor. Avaliaram-se as condições de fixação do revestimento cerâmico externo, por meio de exame de percussão e ensaios foram realizados como preconizados na NBR 13755/1996- Procedimento de resistência á tração (ensaio de arrancamento). Todo o revestimento cerâmico dos edifícios avaliados em Campo Mourão foi retirado e as fachadas foram recuperadas e alteradas com aplicação de textura projetada. O memorial descritivo dos serviços de reforma das fachadas constou de:- i) demolição de todo o revestimento de pastilha e emboço, ii) tratamento das fissuras e rachaduras existentes, iii) recuperação do emboço, regularização com argamassa tipo AC II desempenada, iv) criação do sulco no emboço, v) execução de membrana impermeabilizadora , v) preenchimento da junta de trabalho com material selante. Nos dois casos analisados, ficou evidente a falta de formação dos profissionais envolvidos, faltando-lhes conhecimento aprofundado das patologias recorrentes e do entendimento de que o revestimento cerâmico constitui um sistema. Pode-se concluir que as manifestações patológicas poderiam ser evitadas se todas as fases do processo (projeto, especificação, procedimentos de aplicação, manutenção) fossem corretamente observadas, à luz da normalização existente. Palavras-chave: patologias, recuperação de fachadas, revestimento cerâmico.

ABSTRACT

Two buildings in the city of Campo Mourão-PR were inspected and registered with photographs the construction pathologies. It was noted in the inspections: moisture, cracks and fissures up in masonry and cladding, detachment of the lining of facades and floors, efflorescence, blistering paint and mold. We evaluated the conditions for fixing the external ceramic tiles, through examination of percussive and trials were carried out as recommended in NBR 13755/1996 - resistance to traction procedure (cracking). All the ceramic coating of buildings evaluated in Campo Mourão was removed and the facades were recovered and changed with projected texture. The descriptive memorial services for reform of the facades consisted of:-i) demolition of the entire tablet coating and plaster, ii) treatment of fissures and cracks existing, iii) recovery of plaster, mortar regularization with planished II AC type, iv) groove creation in plaster, v) Execution of waterproofing membrane, v) fill the joint with sealing material. In both cases analyzed, it became evident the lack of training of the professionals involved, missing them in-depth knowledge of the recurrent pathologies and the understanding that the ceramic coating is a system. It can be concluded that the pathological manifestations could be avoided if all stages of the process (design, specification, application procedures and maintenance) were correctly observed, in the light of existing standards. Keywords: pathologies, recovery of facades, ceramic coating.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

As fachadas dos edifícios além de possuir alto valor estético, devem atender as questões de durabilidade, estanqueidade e proteção à edificação. O problema mais temido pelas construtoras são as patologias resultantes nas fachadas, as eflorescências, infiltrações para o interior dos apartamentos, fissuras, falhas de vedação e o destacamento de placas cerâmicas. A grande incidência desses problemas mostra que o segmento da construção civil precisa se preocupar cada vez mais com o sistema de revestimento de uma edificação compatibilizando mão de obra, sistemas construtivos e a tradição, de maneira condizente à Engenharia.

A ocorrência patológica nunca é atribuída a uma única causa, geralmente é resultante da combinação de vários fatores, e pode ser sucedida por uma sobreposição de efeitos que se acumulam até que se manifeste um dano maior. A ocorrência das patologias nas fachadas das edificações é o prenúncio de problemas, também, em seus interiores. Deste modo, os problemas que ocorrem do lado de fora não devem ser vistos apenas como “agressões estéticas” à “vitrine” das obras, mas sim como avisos de que outras patologias ou acidentes ocorrerão mais cedo ou mais tarde. O processo de conceber e detalhar fachadas normalmente não recebe a devida atenção dos empreendedores, construtores e projetistas. Além disso, os projetos de arquitetura, estrutura, alvenaria e esquadrias muitas vezes são desenvolvidos sem a definição do produto final que será aplicado na fachada. Segundo a NBR 5674, ABNT (1999) [1] as edificações diferem-se de outro produto porque são construídas para atender seus usuários durante anos, devendo apresentar condições adequadas ao uso durante seu tempo de serviço. A NBR 15575-1, ABNT (2013) [2] aborda que a vida útil de projeto para sistemas de vedação vertical externa deve estar entre 40 a 60 anos, desde que se realizem ações de manutenção. Do contrário, o revestimento pode ser seriamente comprometido, resultando em patologias por uso inadequado e não por falha de construção.

O estudo proposto tem o objetivo de verificar as condições em que se encontravam as fachadas de dois edifícios, com a utilização de revestimento cerâmico na região noroeste do estado do Paraná, especificamente em Campo Mourão. Com isso foi diagnosticado as patologias e proposto e executado um conjunto de intervenções técnicas visando à recuperação das fachadas.

2. MATERIAL E MÉTODOS

Os trabalhos foram iniciados com inspeção visual, por meio de descidas com balancins individuais tipo “cadeirinha”, com o intuito de identificar e de registrar os sintomas patológicos existentes desde a cobertura até o pavimento térreo, de forma a abranger toda a área das fachadas, e com registro fotográfico, o que permitiu uma avaliação do estado de conservação geral de cada um dos edifícios. Com o intuito de avaliar as condições de fixação do revestimento cerâmico externo, foi realizado exame de percussão, percutindo com auxílio de uma ferramenta não contundente as cerâmicas das fachadas dos edifícios. Os pontos que apresentaram som cavo foram identificados em croquis e calculados a área.

Visando verificar a qualidade do sistema de revestimento cerâmico externo foram realizados 24 ensaios de verificação de resistência à tração nas fachadas dos edifícios em áreas que não se apresentavam som cavo. Os ensaios foram realizados como preconizados na NBR 13755/1996- Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante- Procedimento (ensaio de arranchamento) [3]. Para tanto, foram coladas placa metálicas sobre o revestimento, utilizando adesivo epóxi, sendo executado o ensaio de aderência por tração, utilizando dispositivo hidráulico com acionamento manual. Foi feita a leitura em manômetro e a verificação do local de ruptura. De acordo com as aferições do aparelho, calculou-se a força de arranchamento, a qual, dividida pela área de revestimento descolada, forneceu a resistência à tração. O ensaio consiste na determinação da resistência de aderência em seis corpos-de-prova no mínimo.

Paralelamente aos trabalhos de “campo”, foram analisados documentos existentes e o histórico de cada edifício, como projetos, memoriais descritivos, sistemas construtivos, idade do imóvel, intervenções anteriores, critérios e periodicidade de manutenções, para que pudesse ser reunida a maior quantidade possível de informações sobre as edificações.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O objeto do presente trabalho técnico foram 2 edifícios residenciais compostos de 17 pavimentos sendo a garagem no subsolo, a recepção e o salão de festas no térreo e 15 pavimentos sendo um apartamento por andar. O Edifício A possui lojas no térreo onde ocorrem recuos nas quatro faces do edifício, na projeção dos pavimentos de apartamentos. Em julho de 1987 foi aprovado o projeto arquitetônico do edifício A e o do edifício B em 1989. As obras foram concluídas e o certificado de habitação foi expedido pela Prefeitura de Campo Mourão em maio de 1990 e agosto de 1992 para o edifício A e B, respectivamente. Em 1997 e 1998 as placas cerâmicas do revestimento das fachadas dos prédios A e B, respectivamente começaram a desprender-se do substrato, expondo a riscos as pessoas residentes nos edifícios. Para

além do perigo associado à queda, o destacamento dos materiais de revestimento cria condições favoráveis à entrada de quantidades de água no suporte o que vai acelerar ainda mais o processo de degradação e provocar infiltrações para o interior do edifício. Vale lembrar que em obras dentro do prazo de garantia de cinco anos, a construtora deve ser comunicada para que proceda à assistência técnica, sob pena da perda da garantia.

Quando da execução das fachadas não foram previstas juntas de movimentação (horizontais e verticais) e dessolidarização nos edifícios avaliados. O Edifício A realizou intervenção nas fachadas em 2000. Foram executadas posteriormente juntas de movimentação horizontal quando do surgimento dos descolamentos com a utilização de Mástique à base de Poliuretano.



Figura 1- Vista frontal do edifício A (a) e B (b) em agosto de 2008.

O revestimento cerâmico utilizado nos edifícios foi do tipo pastilha em placas de 11 X 11 cm (Figura 1). A vistoria foi realizada em 2005, no edifício A e pode-se observar 21% de área lesionada através do ensaio à percussão em um total de 3862,00 m² de área de revestimento de fachada. O edifício B por sua vez foi vistoriado em 2008 e foram constatados 15% de área lesionada da área de revestimento total de 4231,00 m² (Figura 2a). A Fachada frontal e de fundo dos edifícios A e B foram aquelas que apresentaram maior incidência de cerâmicas com som cavo, característico de perda de aderência (Figura 2b).

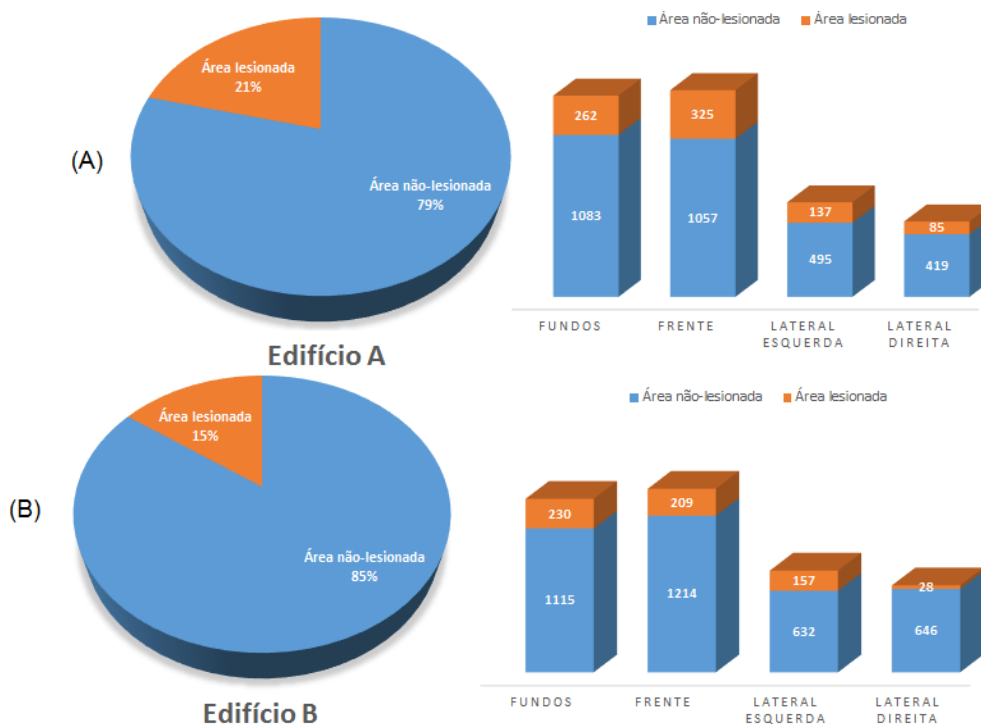


Figura 2- Resultado do teste de percussão mostrando regiões que apresentaram problemas de aderência.

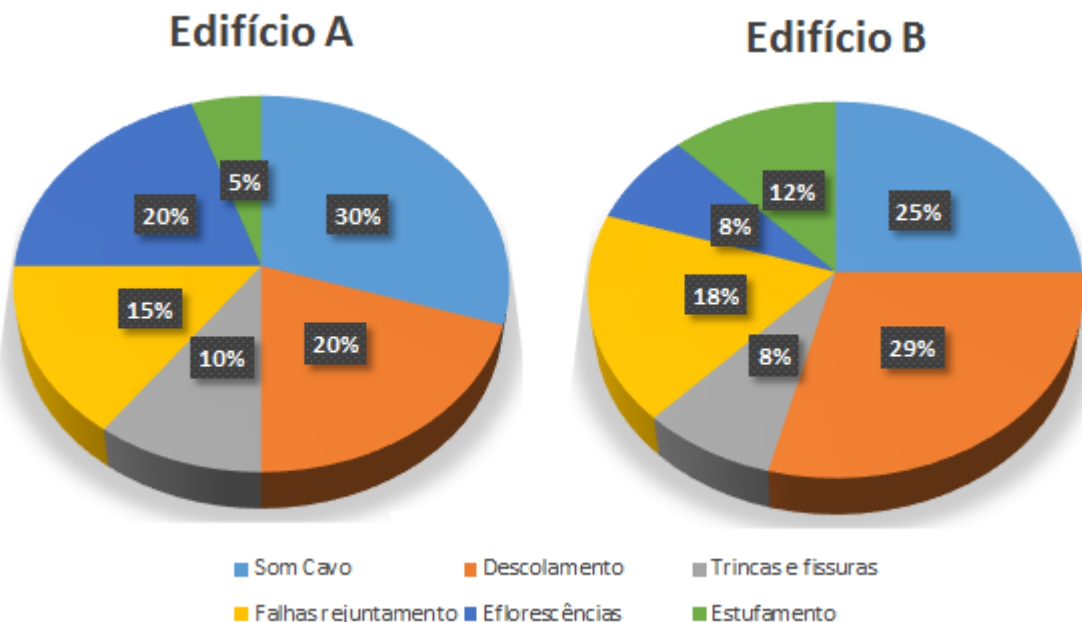


Figura 3- Patologias apresentadas nos edifícios A em 2005 e B em 2008.

O edifício A apresentava em 2005 severas patologias na fachada frontal do térreo e primeiro piso. A mureta que circundava o terraço do primeiro pavimento apresentava trincas e fissuras (Figura 4) de dilatação térmica em todas as arestas. Tais trincas (rupturas no corpo da placa cerâmica provocadas por esforços mecânicos, com aberturas superiores a 1 mm) e fissuras (inferiores a 1 mm) além de comprometer o revestimento cerâmico da fachada ocasionaram um desaprumo na mureta tornando-a instável e perigosa aos pedestres, a qual precisou ser refeita em todo o seu contorno com urgência. Nesta reconstrução foi necessário cintamento e pilaretes de canto a fim de amarrar a alvenaria. Foi concluído que não eram trincas estruturais, mas decorrentes da própria movimentação da edificação. Foi constatada em todos os apartamentos no interior do Edifício A, não selagem nos contornos das janelas e nos sistemas de ar condicionado permitindo a infiltração de água de chuva o que favoreceu a aceleração do processo de degradação do revestimento.

Os resultados dos ensaios de resistência de aderência à tração mostram que dos vinte e quatro executados no edifício A todos apresentaram valores inferiores a 0,30 MPa, ou seja 100%, abaixo do valor estabelecido pela NBR 13755/96 [3] e o Edifício B apresentou 79% abaixo do valor preconizado por essa Norma (Tabela 1). O baixo desempenho da argamassa de assentamento foi ocasionado por vários motivos, dentre os quais se destacam a falta de capacitação da mão de obra que levaram a abertura de grandes panos; não observância do tempo em aberto e adição em excesso de água de amassamento por parte dos assentadores de cerâmica. A ausência de juntas de movimentação e dessolidarização longitudinal e/ou transversal e deficiência no assentamento das cerâmicas foram considerados fatores críticos no descolamento das cerâmicas. Isto significa que a elaboração do projeto de fachada e a capacitação dos assentadores são ações necessárias para evitar que este tipo de problema volte a acontecer. A introdução de juntas planejadas ajuda a minimizar as patologias existentes.

A maior parte das patologias nas fachadas (Figura 3), que se mostrou no sistema de rejuntamentos, pode ter levado a ocorrência das demais patologias, como as manchas, som cavo e o descolamento das cerâmicas, isto porque, no rejuntamento para fachadas cerâmicas, a flexibilidade é a principal exigência de desempenho, pois as placas cerâmicas tendem a se movimentar segundo as variações de temperatura e umidade do ambiente e caberá ao rejunte possibilitar que essas placas trabalhem individualmente, acomodando qualquer deformação imposta à camada externa do conjunto aderido. Outra função importante do rejuntamento é conferir estanqueidade ao sistema, vedando as juntas entre as placas contra a água da chuva. Assim, com o desgaste natural do rejuntamento, atrelado a falhas ou até mesmo a completa falta de manutenção, as infiltrações de água ocorreram possibilitando o futuro descolamento do revestimento cerâmico e até mesmo a degradação do emboço.

Estimou-se que cerca de 35% do revestimento do Edifício A em todas as fachadas apresentavam problemas. O fato evidente é que as patologias existentes nas quatro fachadas desse prédio eram de elevada gravidade para os revestimentos cerâmicos culminando para uma reforma geral não havendo qualquer possibilidade para a realização de reparos pontuais e teriam que ser, portanto recuperados.

O edifício B se encontrava com 20% das fachadas comprometidas com problemas semelhantes aos do Edifício A (Figura 5). Foi feito contato em 2008 entre os proprietários dos apartamentos do Edifício B com vários responsáveis pelas vendas das placas aplicadas no revestimento cerâmico e foi informado que peças cerâmicas não estavam mais sendo fabricadas no tamanho 11 x 11 cm. Foi decidida em reunião de moradores, por decisão unânime a remoção total do revestimento cerâmico. A troca do revestimento cerâmico por argamassa decorativa (tipo textura projetada) foi opção do condomínio, cujos moradores não queriam correr o risco, novamente, de instalar um revestimento que gerasse problemas futuros.

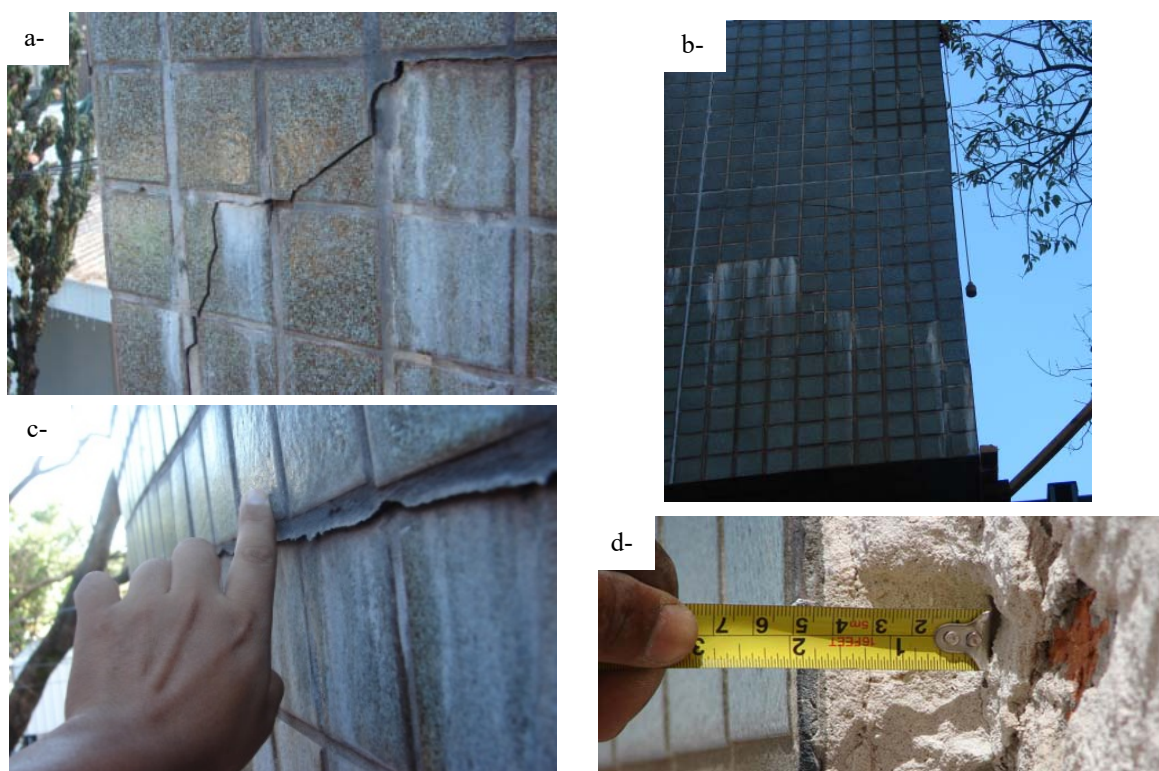


Figura 4- Patologias apresentadas no edifício A em 2005: A)Trincas e eflorescências; B) Desaprumo, bolor e deterioração das juntas de assentamento; C) descolamento e D) espessura da argamassa de assentamento.



Figura 5- Patologias apresentadas no edifício B em 2008.

Tabela 1- Resultados do ensaio resistência de aderência á tração

Edifício A												
Rep 1	0,03	0,16	0,26	0,20	0,21	0,21	0,05	0,15	0,22	0,21	0,14	0,21
Rep 2	0,05	0,1	0,22	0,18	0,19	0,05	0,10	0,17	0,2	0,25	0,15	0,05
Rep 3	0,02	0,10	0,21	0,12	0,09	0,06	0,07	0,2	0,28	0,22	0,21	0,12
Rep 4	0,03	0,12	0,13	0,14	0,16	0,07	0,08	0,22	0,22	0,2	0,22	0,12
Rep 5	0,03	0,13	0,18	0,12	0,14	0,24	0,09	0,18	0,21	0,23	0,07	0,12
Rep 6	0,04	0,22	0,12	0,15	0,25	0,15	0,21	0,2	0,12	0,15	0,12	0,08
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	B1	B2	B3	B4	B5
Med.	0,03	0,15	0,19	0,15	0,17	0,13	0,10	0,19	0,21	0,21	0,15	0,12
Andar	14°	13°	11°	10°	8°	5°	2°	15°	12°	9°	6°	3°
R.P.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.
Status	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
Edifício B												
Rep 1	0,06	0,05	0,36	0,38	0,46	0,18	0,18	0,07	0,2	0,17	0,09	0,11
Rep 2	0,08	0,02	0,35	0,38	0,37	0,22	0,21	0,09	0,36	0,17	0,1	0,14
Rep 3	0,28	0,17	0,3	0,43	0,34	0,18	0,27	0,08	0,32	0,36	0,12	0,16
Rep 4	0,16	0,36	0,09	0,17	0,21	0,11	0,18	0,09	0,13	0,14	0,21	0,02
Rep 5	0,3	0,14	0,38	0,36	0,28	0,17	0,26	0,13	0,13	0,24	0,12	0,12
Rep 6	0,29	0,09	0,27	0,4	0,31	0,18	0,18	0,07	0,23	0,13	0,12	0,02
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	D1	D2	D3	D4	D5
Med.	0,20	0,14	0,29	0,35	0,33	0,17	0,21	0,09	0,23	0,20	0,13	0,10
Andar	15°	14°	12°	11°	9°	6°	3°	13°	10°	7°	4°	1°
R.P.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.
Status	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
Edifício B												
Rep 1	0,02	0,18	0,51	0,20	0,19	0,12	0,02	0,12	0,38	0,20	0,14	0,17
Rep 2	0,02	0,08	0,17	0,19	0,21	0,03	0,10	0,15	0,27	0,24	0,12	0,04
Rep 3	0,01	0,10	0,36	0,13	0,08	0,04	0,06	0,26	0,52	0,29	0,26	0,21
Rep 4	0,02	0,09	0,27	0,15	0,19	0,03	0,15	0,48	0,21	0,42	0,29	0,16
Rep 5	0,03	0,19	0,38	0,12	0,20	0,39	0,07	0,07	0,49	0,31	0,05	0,05
Rep 6	0,02	0,21	0,41	0,20	0,26	0,49	0,15	0,27	0,40	0,35	0,25	0,04
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	B1	B2	B3	B4	B5
Med.	0,02	0,14	0,35	0,16	0,19	0,18	0,09	0,22	0,38	0,30	0,19	0,11
Andar	14°	13°	11°	10°	8°	5°	2°	15°	12°	9°	6°	3°
R.P.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.
Status	N.C.	N.C.	Co	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	Co.	N.C.	N.C.	N.C.
Edifício B												
Rep 1	0,06	0,05	0,36	0,38	0,46	0,18	0,18	0,07	0,20	0,17	0,09	0,11
Rep 2	0,08	0,02	0,35	0,38	0,37	0,22	0,21	0,09	0,36	0,17	0,10	0,14
Rep 3	0,28	0,17	0,30	0,43	0,34	0,18	0,27	0,08	0,32	0,36	0,12	0,16
Rep 4	0,16	0,36	0,09	0,17	0,21	0,11	0,18	0,09	0,13	0,14	0,21	0,02
Rep 5	0,30	0,14	0,38	0,36	0,28	0,17	0,26	0,13	0,13	0,24	0,12	0,12
Rep 6	0,29	0,09	0,27	0,40	0,31	0,18	0,18	0,07	0,23	0,13	0,12	0,02
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	D1	D2	D3	D4	D5
Med.	0,19	0,14	0,29	0,35	0,33	0,17	0,21	0,09	0,23	0,20	0,13	0,09
Andar	15°	14°	12°	11°	9°	6°	3°	13°	10°	7°	4°	1°
R.P.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.	E.
Status	N.C.	N.C.	Co	Co	Co	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.

Nota: A= Fachada frontal, B= Fachada lateral direita, C= Fachada dos fundos e D= Fachada lateral esquerda; Med= valor médio de 6 repetições da resistência de aderência em Mpa , R.P.= Ruptura predominante, E= Emboço. Co= Conforme ,N.C.= Não Conforme.

A recuperação das fachada (Figura 6 e 7) foi desenvolvida pela Construtora TEC- CONS a qual elaborou memorial descritivo dos serviços de reforma das fachadas que resumidamente pode ser assim apresentado:- i) demolição de todo o revestimento de pastilha e emboço, ii) tratamento das fissuras e rachaduras existentes, iii) recuperação do emboço, regularização com argamassa tipo AC II desempenada, iv) criação do sulco no emboço, v) execução da membrana impermeabilizadora, v) preenchimento da junta de trabalho com material selante.



Figura 6- Remoção de pastilhas e reboco existentes na fachada, com refazimento do reboco e detalhe da junta de movimentação.

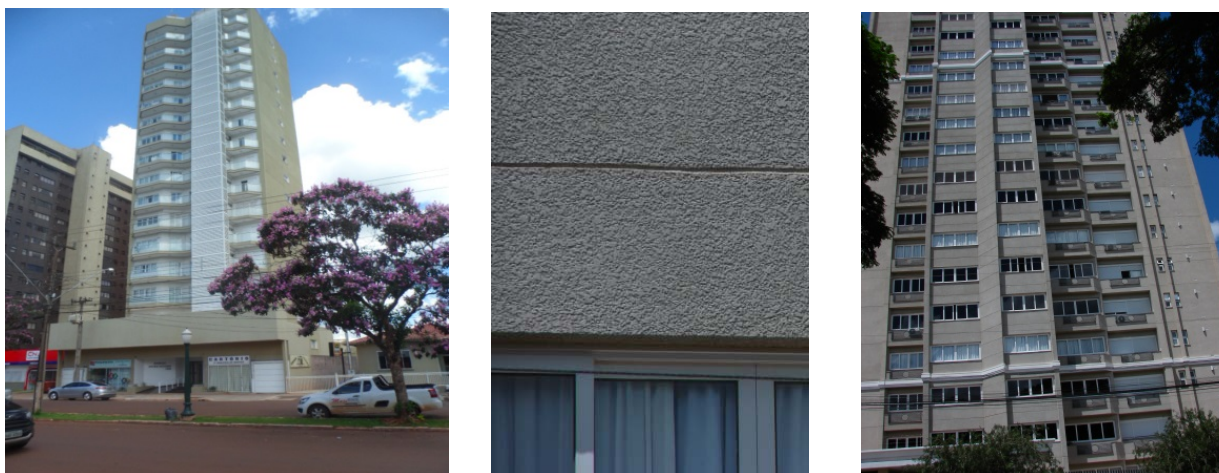


Figura 7-Edifícios A e B após a recuperação e detalhe do tratamento de superfície com textura projetada e as juntas de movimentação.

A execução das juntas que aliviarão as tensões de origem higroscópica ou de origem térmica atendeu as exigências da norma técnica em vigor, NBR 13755:1996 [3], a qual recomenda a execução de juntas horizontais de movimentação espaçadas no máximo a cada 3 m ou a cada pé direito, na região de encunhamento da alvenaria, de juntas verticais de movimentação espaçadas no máximo a cada 6 m e juntas de dessolidarização nos cantos verticais, nas mudanças de direção do plano do revestimento, no encontro da área revestida com pisos e forros, colunas, vigas, ou com outros tipos de revestimentos, bem como onde houver mudança de materiais que compõem a estrutura-suporte de concreto para alvenaria. As juntas foram preenchidas com material selante para evitar infiltrações nas camadas inferiores sob a textura que levam a deterioração e a perda de desempenho dos materiais.

4. CONCLUSÕES

Nos dois casos analisados, ficou evidente a falta de formação dos profissionais envolvidos, faltando-lhes conhecimento aprofundado das patologias recorrentes e do entendimento de que o revestimento cerâmico constitui um sistema. Foi possível identificar que a falta de normalização para as placas cerâmicas, argamassas e sistemas de revestimento, publicadas apenas a partir de 1996, teve uma grande contribuição nos problemas observados.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5674.1999. Manutenção de edificações -Procedimento 1999. 6p.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15575-1. 2013 Edificações habitacionais — Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais, 2013. 70 p.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas –NBR 13755:1996 – Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante - Procedimento. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora ABNT, 12/1996. 11p.



REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM PRFC

L. S.TAPAJÓS

Mestrando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará, Brasil
luamim.tapajos@itec.ufpa.br

D.C.S.CARVALHO

Graduanda em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará, Brasil
daniela.carvalho@itec.ufpa.br

F.P.MAUÉS

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará, Brasil
frederico.maués@itec.ufpa.br

M.H.OLIVEIRA

Professor, Engenharia Civil e Ambiental
Universidade de Brasília
Distrito Federal, Brasil
marcoshonorato@unb.br

A.B.MDEIROS

Professor, Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará, Brasil
medeiros@ufpa.br

M.P.FERREIRA

Professor, Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal do Pará
Pará, Brasil
mpina@ufpa.br

RESUMO

Polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) são largamente utilizados no mundo inteiro para o reforço de estruturas de concreto armado, por possuírem baixo peso próprio, elevada resistência à tração e pela praticidade e velocidade de execução. No Brasil, a demanda por este tipo de serviços de reforço tende a aumentar à medida que as construções existentes começam a ultrapassar sua vida útil e que o crescimento dos centros urbanos leva a mudanças nos usos das edificações. No entanto, seu uso no país ainda é restrito, uma vez que não existe hoje uma normalização nacional específica que oriente o projeto e a execução deste tipo de reforço. Este artigo tem como objetivo apresentar conceitos relevantes para o projeto de reforços à flexão de vigas com PRFC, tendo como base o ACI 440-2R (2015). Um banco de dados com resultados de ensaios em 82 vigas foi utilizado para avaliar as recomendações da norma americana, de forma a identificar a viabilidade de seu uso em projetos brasileiros.

Palavras-chave: Reforço, Concreto Armado, PRFC.

ABSTRACT

Carbon fiber reinforced polymer (CFRP) are widely used on the world to strengthening reinforced concrete structures, because they have low dead weight, high tensile strength and the convenience and speed of execution. In Brazil, the demand for strengthening services tends to increase as the existing buildings begin to exceed their useful life and the growth of urban centers leads to changes in the buildings uses. However, its use in the country is still limited, since there is not today a specific national standards to guide the design and implementation of this type of reinforcement. This article aims to present relevant concepts for reinforcements project bending beams with CFRP, based on the ACI 440-2R (2015). A database with test results in 82 beams was used to evaluate the recommendations of the American standard, to identify the viability of this use in Brazilian designs.

Keywords: Strengthening, Reinforced Concrete, CFRP.

1. INTRODUÇÃO

Existem diversos motivos que levam uma estrutura a ser reabilitada ou reforçada, como deterioração devido à idade superior alcançada para a qual a mesma foi projetada, mudança de solicitação, danos causados por ações ambientais e erros no projeto ou execução da edificação, segundo Toutanji *et al* [1]. Este tema tem uma grande relevância à nível internacional, uma vez que nos Estados Unidos são investidos cerca de 20 bilhões de dólares ao ano (Strategic Development Council [2] enquanto que o Reino Unido investiu cerca de 40 bilhões de dólares somente em 1995 (Beeby e Etman [3]).

Dentre as diversas técnicas existentes para o reforço de estruturas de concreto armado, destaca-se o sistema que emprega polímeros reforçados com fibras (PRF's) por apresentarem baixo peso, alta resistência à tração e à corrosão. A

utilização desse material como reforço é aplicada para diversos elementos estruturais, como pontes, lajes, pilares e, no caso deste estudo, vigas. Os tipos de fibras mais empregados para o reforço são as de vidro, aramida e de carbono, sendo este último material mais atrativo, uma vez que a sua capacidade resistente após 50 anos equivale a 90 % da inicial, enquanto que a de aramida apresenta 50% e a de vidro 30%, segundo Yamaguchi et al [4].

Além dos fatores citados, diversos estudos publicados em todo o mundo relatam o acréscimo de resistência à flexão de vigas devido ao uso dos polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como comentam Teng *et al* [5]. Esse acréscimo se dá pela parcela contribuinte da fibra, que torna a análise de uma viga reforçada por esta técnica diferente das convencionais de concreto armado, justificando para isso a realização de estudos acerca deste tema.

Apesar das grandes vantagens apresentadas por esse sistema de reforço, o seu uso ainda é limitado no Brasil, devido a limitações como fabricação, distribuição, divulgação, poucas pesquisas nacionais neste tema, falta da cultura de manutenção, reparo e reforço de estruturas no país, assim como o preço do serviço e a mão de obra qualificada. Isto reflete diretamente no fato de não existirem recomendações normativas nacionais que permitam a utilização do PRFC como reforço à flexão de vigas de concreto armado.

Diante deste quadro, este estudo tem o objetivo de coletar ensaios experimentais em vigas reforçadas flexão com PRFC, com o intuito de analisar esse banco de dados por meio do ACI 440-2R [6], que trata do dimensionamento de reforço por meio desta técnica. Além de apresentar a metodologia adotada pela norma americana para projeto, este artigo ainda avalia o desempenho das recomendações americanas por meio de comparação dos resultados teóricos com os experimentais coletados, objetivando verificar a viabilidade de uso de suas recomendações.

2. VIGAS REFORÇADAS COM PRFC

2.1 Tipos de reforços

Tem-se disponíveis na literatura duas principais técnicas de reforço com PRFC. A primeira técnica de reforço é realizada pela colagem do PRFC externamente ao elemento estrutural, podendo ser utilizados a manta ou laminado de PRFC, como mostrado na Figura 1a. A segunda técnica consiste em instalar o PRFC internamente em aberturas executadas no elemento estrutural, como mostrado na Figura 1b, para esta técnica geralmente se utiliza a barra de PRFC. Dentre essas técnicas a primeira é a mais empregada pela praticidade, pois é uma técnica não destrutiva, sendo, do ponto de vista estrutural, semelhantes os comportamentos das duas técnicas segundo Bilotta *et al* [7].

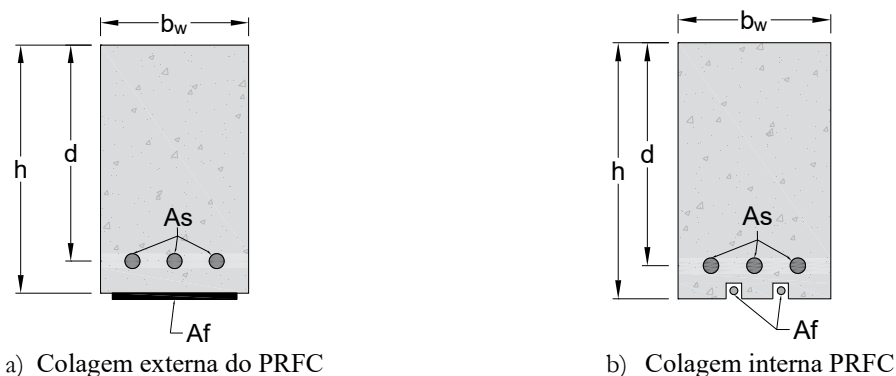


Figura 1: Técnica de reforço com PRFC

Dentre os reforços com colagem externa, as lâminas se diferenciam das mantas pelo fato de que as primeiras possuem um tratamento prévio, desta forma está preparada para a aplicação direta mediante a aplicação de uma resina de fixação, enquanto que a manta necessita de preparação in loco e o corte deve ser feito nas dimensões e orientações adequadas, necessitando, desta forma, maior atenção e técnica mais apurada do que o primeiro. Este estudo tratará somente do caso de reforços com aderência externa, uma vez que existem mais resultados de ensaios experimentais disponíveis na literatura e por ser a técnica mais empregada quando se utiliza fibras de carbono como reforço.

2.2 Modos de Ruptura

No reforço de vigas com PRFC deve-se atentar aos tipos frágeis de ruptura, pois com esses modos de ruptura, as estimativas de resistência do reforço podem ser contra a segurança, uma vez que o reforço pode não atingir toda a sua eficiência, constituindo essa a principal diferença entre o comportamento de uma viga convencional de concreto armado

e uma reforçada com fibra de carbono. Rupturas frágeis como o descolamento da fibra com a interface do concreto ou da própria fibra e destacamento do cobrimento de concreto são tipos de rupturas que devem ser evitadas, como ilustrado na Figura 2.

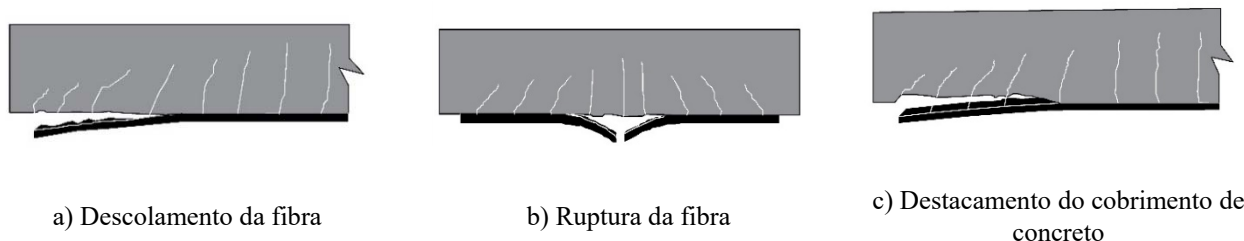


Figura 2: Tipos de rupturas frágeis em vigas reforçadas com PRFC

A ruptura na Figura 2a é típica de falha de ancoragem da fibra e leva a estimativas inseguras da capacidade resistente da viga, uma vez que a capacidade de reforço não tem sua máxima eficiência atingida. Para evitar este tipo de ruptura recorre-se à utilização de resinas de alto desempenho para obter uma boa aderência na interface entre a fibra e o concreto, ou ainda a utilização de dispositivos de ancoragem disponíveis na literatura, como o testado por Alam e Jumaat, [8], apresentado na Figura 3.

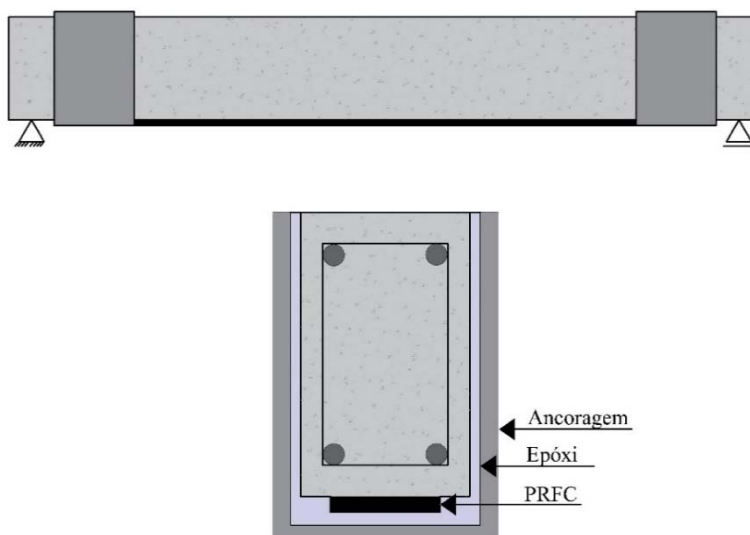


Figura 3: Dispositivo de ancoragem do PRFC (Adaptado de Alam e Jumaat [8])

Quando a fibra de carbono rompe em uma viga reforçada à flexão, como apresentado na Figura 2.b, é notável que a máxima capacidade resistente desse reforço foi atingida, porém este tipo de ruptura deve ser evitado, uma vez que se trata de uma ruptura frágil.

A Figura 2c apresenta o modo de ruptura frágil mais verificado nas vigas reforçadas à flexão com PRFC, este tipo de ruptura ocorre devido ao acúmulo de tensões nesta região, com considerável influência das fissuras formadas pela distribuição das tensões de cisalhamento. Para evitar este tipo de ruptura, recorre-se aos dispositivos de ancoragem semelhantes aos utilizados para evitar o descolamento da fibra.

2.3 Comportamento de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com PRFC

O comportamento à flexão de vigas reforçadas com PRFC pode ser comparado ao comportamento de uma viga simples de concreto armado, a diferença consiste na parcela de contribuição da fibra de carbono que irá reposicionar a altura da linha neutra, de acordo com a deformação imposta sobre a fibra combinada com a deformação da armadura existente na viga, esta comparação pode ser verificada na Figura 4.

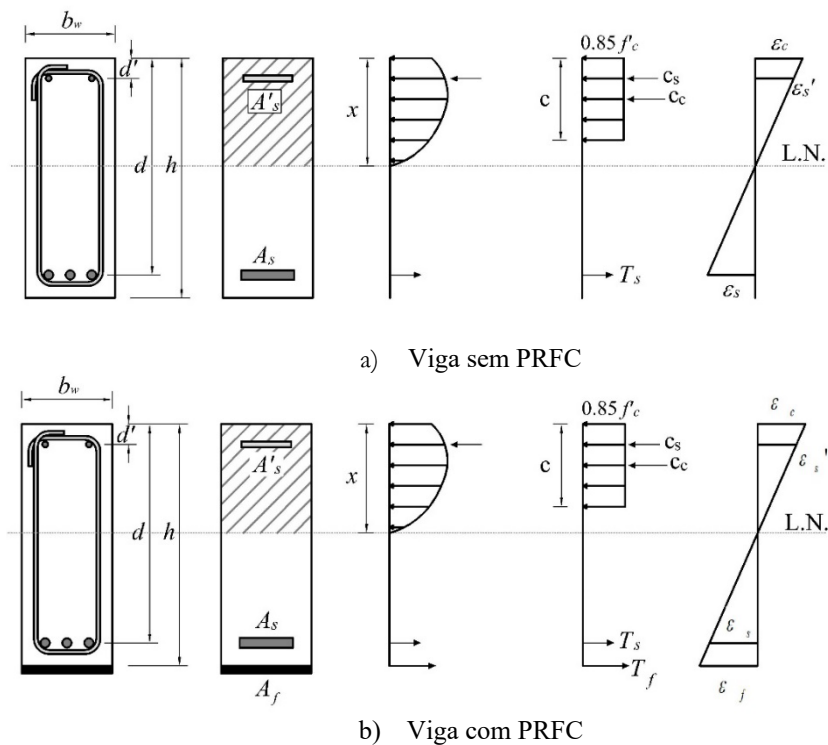


Figura 4: Comportamento à flexão de vigas

O PRFC apresenta um comportamento linear elástico até a ruptura, suas propriedades mecânicas dependem do tipo de fibra empregada e do processo de fabricação, no entanto, o tipo mais comum a ser adotado é o que apresenta módulo de elasticidade próximo ao do aço, em torno de 200 GPa, e resistência à tração, em média, cinco vezes superior à do aço.

O ACI 440-2R [6] apresenta recomendações para o dimensionamento de reforço utilizando PRFC de modo a evitar os modos de ruptura prematuros apresentados anteriormente, baseadas nos estudos realizados por Teng *et al* [9, 10], onde os autores verificaram que a eficiência do reforço está diretamente ligada ao número de camadas de fibras de carbono utilizadas nas vigas, porém que em vigas com cinco camadas ou mais houveram rupturas prematuras. A Equação 1 apresenta o limite de deformação específica da fibra empregada no reforço de acordo com a norma americana, sendo esta a mesma equação proposta pelos autores citados.

$$\sigma_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} < 0.9 \cdot \sigma_{fu} \quad (1)$$

Onde:

ϵ_{fd} é o valor limite de deformação da fibra a ser adotado no dimensionamento e verificação do reforço para evitar rupturas prematuras da fibra,

f'_c é a resistência característica à compressão do concreto,

n é o número de camadas de fibras,

E_f é o módulo de elasticidade,

t_f é a espessura da fibra de carbono,

ϵ_{fu} é a deformação última observada na fibra no momento da ruptura.

A partir da Equação 1 verifica-se que quanto maior é o número de camadas de reforço, menor será a eficiência do reforço, uma vez que a transmissão dos esforços resistidos pela fibra torna-se menos eficientes nas zonas de aderência entre as camadas.

O início do processo de verificação da resistência de uma viga reforçada à flexão com PRFC se dá pela estimativa da altura da linha neutra, assim é possível estimar as deformações das parcelas envolvidas no mecanismo da peça, por meio de semelhança de triângulos, baseada na Figura 4b. A Equação 2 determina a deformação da fibra de carbono.

$$\sigma_{fs} = \sigma_{cu} \left(\frac{h - x}{x} \right) - \sigma_{bt} \leq \sigma_{fd} \quad (2)$$

Onde:

ε_{fe} é a deformação efetiva da fibra de carbono,

ε_{cu} é a deformação última do concreto,

h é a altura da viga,

x é a altura linha neutra,

ε_{bi} é a deformação encontrada no cobrimento da armadura de tração na viga antes do reforço.

No caso de ensaios experimentais em laboratórios, poucos apresentam um carregamento preliminar para se aproximar mais da realidade, na maioria dos ensaios experimentais encontrados na literatura ε_{bi} será igual a 0. Assim é possível calcular a tensão na fibra a partir da Equação 3.

$$f_{fe} = E_{fe} \varepsilon_{fe} \quad (3)$$

Onde:

f_{fe} é a tensão efetiva da fibra.

O processo de determinação das deformações e tensões das armaduras positivas e negativas da peça é análogo ao apresentado para a fibra de carbono e podem ser calculados pelas equações 4, 5, 6 e 7.

$$\sigma_s' = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{x - d'}{x} \right) \quad (4)$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{fe} \cdot \left(\frac{d - x}{h - x} \right) \quad (5)$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \leq f_{ys}' \quad (6)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{ys} \quad (7)$$

Onde:

ε_s' é a deformação da armadura superior da viga,

d' é a altura da armadura superior da viga,

ε_s é a deformação da armadura inferior da viga,

d é a altura útil da viga,

h é a altura da viga,

f_s' é a tensão da armadura superior da viga,

E_s é o módulo de elasticidade do aço,

f_{ys}' é a tensão de escoamento do aço da armadura superior,

f_s é a tensão da armadura inferior,

f_{ys} é a tensão de escoamento da armadura inferior.

De posse desses valores é possível verificar se a altura da linha neutra adotada corresponde ao elemento analisado, uma vez que as forças de tração e compressão devem se equilibrar, assim a linha neutra pode ser calculada pela Equação 8.

$$x = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe} - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_w} \quad (8)$$

Onde:

A_s é a área de aço da armadura inferior da viga,

A_f é a área de fibra da viga,

A_s' é a área de aço da armadura superior da viga,

β_1 é um coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, como ilustra a Figura 4,

b_w é a largura da viga.

O coeficiente β_1 depende da resistência característica à compressão do concreto, sendo 0,85 para concretos com f_c menor que 28 MPa e havendo um decréscimo linear de 0,05 para cada 7 MPa a mais do que os 28 MPa estabelecidos, sendo que o valor mínimo para esse coeficiente é de 0,65 ACI 318-M [11].

O ACI 440-2R [6] recomenda o método de tentativas e erros para verificar se a altura da linha neutra está correta ou não, desta forma é possível estabelecer uma correlação entre o valor da mesma com o somatório das forças de reação

das componentes da viga (armaduras positiva e negativa, fibra de carbono e o bloco de compressão do concreto), por meio de um processo iterativo. Corrigindo a altura da linha neutra e obtendo o seu valor verdadeiro, determina-se o momento resistente da viga reforçada com PRFC a partir da Equação 9.

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot N}{2} \right) + 0,85 \cdot A_f \cdot f_{fs} \cdot \left(h - \frac{\beta_1 \cdot N}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot N}{2} - d' \right) \quad (9)$$

Onde:

M_R é o momento resistente da viga.

3. BANCO DE DADOS

Reuniu-se um banco de dados com 82 resultados experimentais de 12 autores diferentes de vigas reforçadas à flexão com PRFC ensaiadas pelo método de Stuttgart (Figura 5), onde as características das vigas estão expostas de forma resumida nas Tabelas 1 e 2.

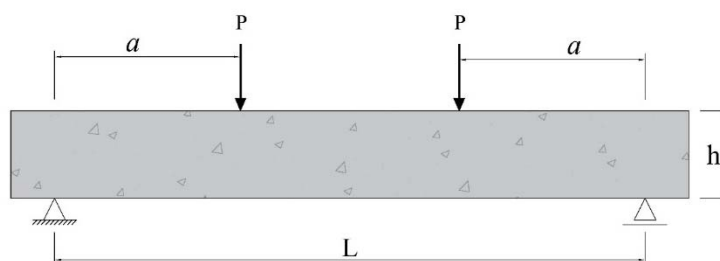


Figura 5: Ensaio de Stuttgart

Tabela 1: Características das vigas do banco de dados

Autor	Nº de vigas	b_w	h	d	d'	a	A_s	A_s'	f_{ys}	f_c
		(mm)					(mm ²)	(N/mm ²)		
(1)	12	150	300	272	24	833	245	62	706	32
(2)	8	120	250	219	31	783	157	56	565	33
(3)	4	150	300	267	30	933	307	100	500	39
(4)	9	150	200	164	33	600	226-628	157	350-406	24
(5)	9	203	356-406	318-368	28-34	1065-1220	395	142	440	35-37
(6)	5	200	300	262	38	1300	402	402	527	64-70
(7)	2	150	250	213	36	800	256-398	157	435	18
(8)	7	108	158	127	30	560	142	56	427	49
(9)	6	120	170	141-145	29	300	39-99	66	627-788	44
(10)	14	75	150	120	29	550	62	62	640	45
(11)	4	120	250	224	25	750	226-402	157	335	23
(12)	2	140	300	266	34	1800	402	402	435	30

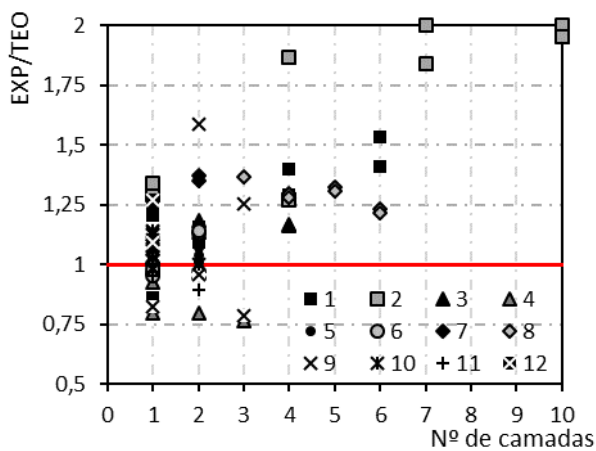
Obs: (1) Beber *et al* [12]; (2) Beber [13]; (3) David *et al* [14]; (4) Esfahani *et al* [15]; (5) Breña *et al* [16]; (6) Rusinowski *et al* [17]; (7) Shin e Lee [18]; (8) Toutanji *et al* [19]; (9) Barros *et al* [20]; (10) Gamino [21]; (11) Zhang *et al* [22]; (12) Spadea *et al* [23]

Tabela 2: Variáveis do reforço das vigas

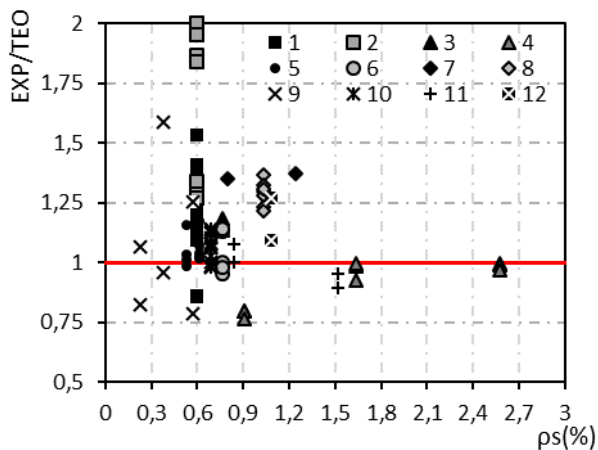
Autor	Nº de Vigas	Camadas	A_f	E_f	ϵ_{fu}
			(mm)	(Gpa)	(%)
(1)	12	1-6	10-140	240	0,012-0,14
(2)	8	1-10	1,3-13,2	230	0,015
(3)	4	2-4	120	150	0,015
(4)	9	1-3	26,4-79,2	237	0,012
(5)	9	1-2	16,5-104	62-230	0,012-0,016
(6)	5	1-2	140-168	155-300	0,009-0,015
(7)	2	2	5,72	240	0,0125
(8)	7	3-6	50,5-101	110	0,006
(9)	6	1-3	13,4-40,3	158,8-240	0,015-0,017
(10)	14	1-2	8,25-16,5	230-235	0,015
(11)	4	1-2	13,3-26,6	235	0,01427
(12)	2	1	96	152	0,0151

4. RESULTADOS

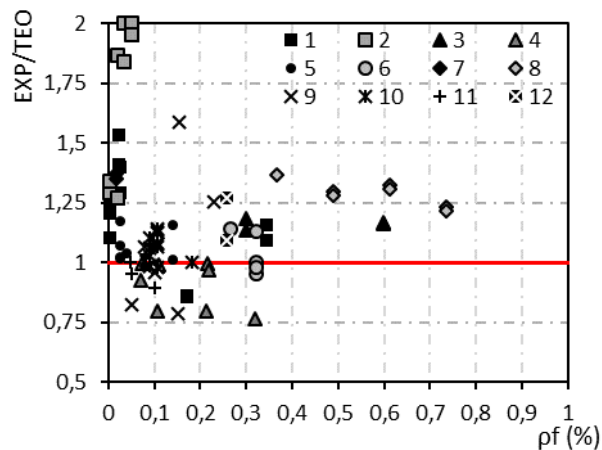
De forma a investigar o comportamento das vigas reforçadas à flexão com fibra de PRFC, comparou-se os resultados teóricos e experimentais de acordo com determinadas variáveis, como o número de camadas de reforço (ver Figura 6a), influência da taxa de armadura geométrica da viga (ver Figura 6b) e influência da taxa de fibras nas vigas (ver Figura 6c), este último parâmetro é determinado de forma análoga à taxa de armadura, com a área de fibras no lugar da área de aço.



a) Influência do número de camadas



b) Influência da taxa de armadura



c) Influência da taxa de fibra

Figura 6: Parâmetros que influenciam na resistência à flexão de vigas reforçadas com PRFC

De acordo com a Figura 6a, observa-se que para todas as vigas reforçadas com mais de três camadas de PRFC, os resultados foram considerados conservadores. Isso ocorre devido à formulação apresentada por Teng *et al* [9,10], que minora o limite de deformação da fibra para vigas com muitas camadas de reforço, sem levar em consideração a aderência e ancoragem das mesmas. Percebeu-se, por exemplo, que os dois espécimes ensaiados por Beber [13] que possuíam 10 camadas de reforço apresentaram um aumento na capacidade resistente de 200% em média, isto mostra que, apesar do grande número de camadas, houve uma transferência eficaz de esforços entre as camadas.

A partir da Figura 6b é possível dizer que o ACI 440-2R [6] tende a ser menos conservador com as vigas que possuem maiores taxas de armadura de flexão. Ainda é possível que as recomendações americanas apresentaram resultados contra à segurança, porém próximos dos experimentais, para as vigas com taxa de armadura maior que 1,5%.

A Figura 6c mostra que para taxas de fibra maiores que 0,35 % as estimativas americanas foram consideradas conservadoras, assim como para todas as vigas ensaiadas com taxa de fibra menor que 0,05% não houve nenhum valor contra a segurança. Porém vale ressaltar que o ACI 440-2R [6] não leva em consideração à taxa de fibra para as suas recomendações de dimensionamento.

A Figura 7 apresenta a distribuição dos resultados da relação entre a resistência experimental e teórica das vigas divididas em faixas, de forma a verificar o desempenho da norma americana, de acordo com a concentração de resultados em uma certa faixa.

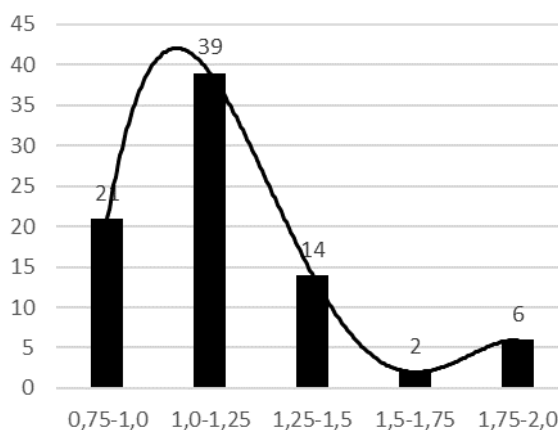


Figura 7 – Distribuição dos resultados

Escolheu-se faixas variando no valor de 0,25 cada, com o intuito de ter a primeira faixa valores contra à segurança, porém dentro do valor do coeficiente de segurança do ACI 440-R [6]. A partir da Figura 7, percebe-se que do total de 82 vigas ensaiadas, 21 apresentaram resultados contra à segurança, porém todas elas se encontravam dentro do coeficiente de segurança recomendado pelo documento americano. Verificou-se, também, que a maior concentração de resultados se encontra na segunda faixa, que inclui resultados a favor de segurança, sendo o maior valor 25% acima do valor ótimo, que é 1. As demais três faixas apresentam um distúrbio no comportamento normal, por conta das vigas ensaiadas por Beber [13] que possuíam muitas camadas de reforço e foram subestimadas pela norma americana.

Outra análise pertinente a ser apresentada é o aumento da capacidade resistente oferecida pelo reforço obtido nos ensaios experimentais (resistência experimental) e o obtido pelos métodos teóricos de estimativa de resistência (resistência teórica) conforme apresentado nas Figuras 8a e 8b respectivamente, onde apresentam o menor, médio e maior acréscimos. Os aumentos de resistência experimental foram aqueles informados pelos autores, ou seja, a comparação entre a resistência das vigas de referências e as reforçadas com PRFC, já o aumento de resistência teórica é aquele medido entre a resistência última experimental das vigas de referência e a estimada pelo ACI 440-2R [6] para as vigas reforçadas.

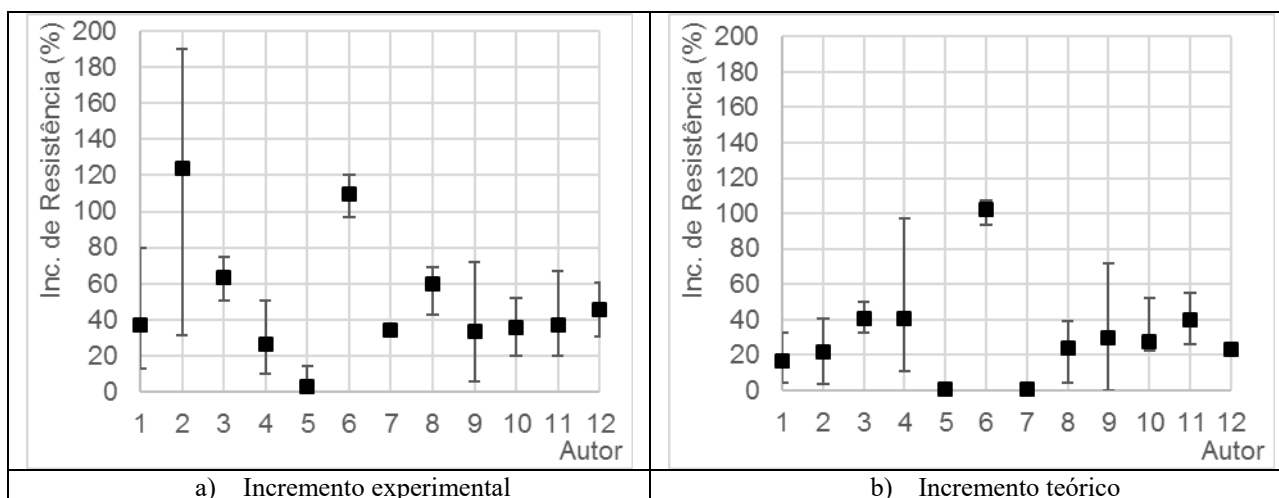


Figura 8: Incremento de resistência experimental x teórico

Os incrementos de resistência teóricos observados foram menores que os experimentais para os ensaios da maioria dos autores. Breña *et al* [16] obteve resultados onde não houve incremento de resistência em alguns modelos ensaiados, assim como teoricamente também não houve esse incremento pelo ACI 440-2R [6], enquanto que Shin e Lee [18] verificaram um incremento de resistência, porém não constatado pelas recomendações americanas. Beber [13] observou experimentalmente uma vasta variação de incrementos de resistência, porém de acordo com o código americano não houve tanta variação de resistência.

Ainda em relação à Figura 8, verificou-se que o incremento teórico das vigas ensaiadas por Esfahani *et al* [15] foi superior ao experimental, isso se dá pelo fato de que as vigas B2, B3 e B4 não atingiram sua capacidade máxima, uma vez que a primeira rompeu por descolamento da fibra, enquanto que as outras por destacamento do cobrimento de concreto. As vigas de Barros *et al* [20] são as em que o incremento de resistência teórica mais se aproxima do incremento experimental. De maneira resumida, a Tabela 4 apresenta uma análise estatística da relação entre os resultados experimentais e teóricos das vigas reforçadas analisadas.

Tabela 4: Resumo da relação entre resultados experimentais e teóricos

Vigas analisadas	82
Média dos resultados	1,16
Desvio padrão (%)	28
Coefficiente de variação (%)	23,7
Resultados contra à segurança (%)	25,6

5. CONCLUSÃO

Foi montado um banco de dados com resultados de 82 vigas reforçadas com mantas de fibra de carbono disponíveis na literatura, possibilitando realizar um estudo quantitativo e qualitativo acerca desta técnica, onde envolviam diversas variáveis que são levadas em conta no dimensionamento de reforço à flexão de vigas com PRFC.

Quanto à segurança, o ACI 440-2R [6] preza por evitar os modos de ruptura frágeis, como pode ser verificado nos resultados encontrados com vigas reforçadas com muitas camadas de PRFC, sendo este o principal motivo que leva vigas a rupturas frágeis, ressaltando a inviabilidade de reforços com muitas camadas e que, por isso, essa opção é pouco utilizada.

Apesar da equação proposta por Teng *et al* [9,10] minorar a capacidade resistente de vigas com muitas camadas de reforço, ela não leva em conta a qualidade da ancoragem da fibra de carbono à viga, o que levou a subestimar a resistência das vigas ensaiadas por Beber [13] que possuíam 10 camadas de fibra de carbono, como verificado nos pontos encontrados nos gráficos de dispersão, bem como na curva apresentada na Figura 7, que apresenta mudança de comportamento nas últimas faixas devido a estas peças. Vale ressaltar também que a falha na aderência leva à considerações contra à segurança, como verificado em algumas vigas de Esfahani *et al* [15], que concentram a maior



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



parte dos resultados contra à segurança verificados pelo ACI 440-2R [6], sendo que de todos os casos em que houveram resultados contra à segurança, o coeficiente de segurança da norma americana seria capaz de cobrir esta diferença..

De maneira geral, é possível concluir que a recomendações americanas são conservadoras, porém podem ser bem aplicadas ao projeto de reforço à flexão de vigas, uma vez que se trabalha com diversas incertezas em um reforço estrutural. A segurança das recomendações se justifica na pequena quantidade de resultados contra à segurança apresentados, sendo que estes se aproximam dos valores experimentais aos quais foram comparados, ratificando a viabilidade da utilização do ACI 440-2R [6].

6. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao pelo apoio a esta e a outras pesquisas à: Universidade Federal do Pará (UFPA); ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE); ao Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA); ao Campus de Tucuruí; à Eletronorte; e às Agências de fomento CNPq, CAPES e FAPESPA.

7. REFERÊNCIAS

- [1] TOUTANJI *et al.* “Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix”, *Engineering Structures*, V. 28, 2006, pp 557-566.
- [2] Strategic Development Council. A Vision for the Concrete Repair, Protection and Strengthening Industry. Vision 2020, Baltimore, 2006.
- [3] BEEBY, A.W.; ETMAN, E. *Repair of reinforced concrete beams with corroded reinforcement using CFRP plates*. International Conference Structural Faults and Repair, London, 1999.
- [4] YAMAGUCHI *et al.* *Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers*. Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, pp 179-186, 2001.
- [5] TENG *et al.* *FRP-strengthened RC structures*. Chichester, West Sussex, UK: John Wiley and Sons, 2002.
- [6] ACI Committee 440-2R. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, Detroit, 2015.
- [7] BILOTTA *et al.* “Efficiency of CFRP NSM strips and EBR plates for flexural strengthening of RC beams and loading pattern influence”, *Composite Structures*, V. 124, 2015, pp 163-175.
- [8] ALAM, M. A.; JUMAAT, M. Z. “Eliminating Premature End Peeling of Flexurally Strengthened Reinforced Concrete Beams”, *Journal of Applied Sciences*, V. 9, 2009, pp 1106-1113.
- [9] TENG *et al.* “Intermediate Crack Induced Debonding in RC Beams and Slabs”, *Construction and Building Materials*, V. 17, 2001, pp 447-462.
- [10] TENG *et al.* *Recent Research on Intermediate Crack Induced Debonding in FRP Strengthened Beams*. Proceedings of 4th International Conference on Advanced Composite Materials for Bridges and Structures, Calgary, 2004.
- [11] ACI Committee 318-M, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2014.
- [12] BEBER *et al.* *Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com compósitos de fibra de carbono*. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2003.
- [13] BEBER, A.J. *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- [14] DAVID *et al.* “Experimental analysis of flexural behavior of externally bonded CFRP reinforced concrete structures”, *RILEM Materials and Structures*, V. 38, 2003, pp 238-241.
- [15] ESFAHANI *et al.* “Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets”, *Engineering Structures*, V. 29, 2007, 2428-2444.
- [16] BREÑA *et al.* “Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composite”, *ACI Structural Journal*, V. 100, 2003, pp 36-46.
- [17] RUSINOWSKI *et al.* *Peeling Failure at the Cut-Off End of CFRP Strengthened RC Beams*. Proceedings of the 9th International Symposium of the Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, Sydney, 2009.
- [18] SHIN, Y.; LEE, C. “Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates at Different Levels of Sustaining Load”, *ACI Structural Journal*, V. 100, 2003, pp 231-239.
- [19] TOUTANJI *et al.* Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix. *Engineering Structures*, V. 28, 2006, pp 557-566.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [20] GAMINO, A.L. Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFPR. Tese de doutorado. Escola politécnica da universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [21] BARROS *et al.* “Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams”, *Cement and Concrete Composites*, V. 29, 2007, pp 203-217.
- [22] ZHANG *et al.* “Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates”, *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, V. 7, 2006, pp. 436-444.
- [23] SPADEA *et al.* “Optimizing the performance characteristics of beams strengthened with bonded CFRP laminates”, *RILEM Materials and Structures*, V. 33, pp 119-126.



**REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO EM DIFERENTES LARGURAS:
DESEMPENHO A FLEXÃO DE CONCRETO COM ALTO TEOR DE FIBRAS DE AÇO**

J. L. ALVES JUNIOR

Téc. Edificações, Graduando Eng. Civil CEFET/RJ
Prefeitura dos Campi - UERJ
Rio de Janeiro; Brasil
jorgeluilvalvesjr@globo.com

A. F. CODÁ DOS SANTOS

Engenheiro Civil, M. Sc., Doutorando UFF
Professor Departamento de Eng. Civil - CEFET/RJ
Rio de Janeiro; Brasil
coda.engenharia@uol.com.br

RESUMO

O envelhecimento das estruturas em concreto armado sem a devida manutenção, seu mal-uso, ou mesmo falhas no projeto e execução, geram diversas manifestações patológicas que podem reduzir a capacidade portante. Desde os anos 1970, a utilização de fibras diversas (como fibras de aço, polietileno ou vidro) na massa de concreto para redução de certos comportamentos indesejados, tais como a fissuração, ou como compósitos, para aplicação em concreto endurecido, é pesquisada e sua utilização cada vez mais disseminada. Já as fibras de carbono, nas diversas apresentações existentes no mercado (quer como tecido ou laminados), são amplamente utilizadas como reforço estrutural, pois apresentam como vantagem, em comparação aos métodos tradicionais utilizados em reforço estrutural (chapas metálicas ou aumento da seção da peça com inclusão de barras de aço complementares), maior flexibilidade e conformação às peças estruturais, menor peso, altas resistências iniciais e, especialmente, aumento mínimo de seção da peça a reforçar. Sua principal desvantagem é o preço elevado do material e baixa resistência do polímero ao fogo. Nesse trabalho, buscou-se estudar a resistência à tração na flexão de corpos de prova de concreto na forma prismática com incorporação de elevados percentuais de fibra de aço em sua massa ($92,7 \text{ kg/m}^3$) e posterior aplicação de tecido de fibra de carbono com diversas larguras em relação à base desses prismas, bem como uma análise do ganho de resistência em relação ao custo do tecido de fibra de carbono.

Foram realizados ensaios de tração na flexão com três pontos nesses corpos de prova prismáticos. Os mesmos foram reforçados com tecido de fibra de carbono no trecho tracionado. Realizaram-se também ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos. Obtiveram-se resultados que comprovam o aumento de resistência à tração na flexão dos corpos de prova prismáticos quando relacionados à largura de fibra aplicada, notando-se que a largura de polímero reforçado com fibras de carbono cujo desempenho econômico foi considerado mais adequado, quando comparado ao ganho de resistência, foi aquele que cobriu 60% da base desses corpos de prova prismáticos. Além desses, observou-se também uma perda na resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos.

Palavras-Chave: fibras, carbono, aço, reforço.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures aging without the correct maintenance, its misuse, flaw at design or execution, creates several pathologies that can reduce the structures support capacity. Since 1970's, the use of diverse fibers (such as steel, polyethylene or glass fibers) in the concrete mix to reduce unwanted behaviors, such as cracking, or as composites to be use on hardened concrete are researched and their use more disseminate. In the other hand, Carbon Fibers on their diverse forms (plates or fabric), are widely spread as structural reinforcement, because they present as advantage, compared to the traditional reinforcement methods, higher flexibility and easier application on structural elements, lighter, high initial resistance and minimum increase of section size. The main disadvantage is the high cost of carbon fibers. This paper intent to stud the behavior of prismatic concrete pieces reinforced with high content of steel fibers and, after, carbon fiber fabric. Tests to measure its flexural strength were made with three points and axial compression on cylindrical test specimens. The results obtained show the increase of flexural strength resistance with different sizes of carbon fiber fabric. The compressive resistance from the cylindrical specimens presented a decrease. A comparison of resistance gains and cost of the solution was, also analyzed.

Keywords: fibers, carbon, steel, reinforcement.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é uma das soluções estruturais mais adotadas no mundo. Tal deve-se a excelente interação entre ambos elementos, aço e concreto, a durabilidade dessas construções, baixo custo e facilidade de execução. Diversos estudos apontam que após a água, o cimento Portland é o material mais consumido no planeta.

Contudo, estruturas de concreto armado não possuem vida útil ilimitada, tampouco estão imunes à ação de elementos deletérios ou mal-uso. A falta de programas de manutenção que visem combater ou prevenir o ataque de agentes nocivos aos componentes do concreto armado, usos não previstos das estruturas, acidentes, falhas de projeto ou execução demandam a utilização de técnicas de reparo ou reforço dessas estruturas.

Fissuras, por exemplo, são imensamente nocivas às estruturas de concreto armado, pois tornam-se canal de fácil entrada para gases e águas nocivas que geram corrosão nas armaduras. Tal processo corrosivo agravará a fissuração, pois o aço carbono, ao ser oxidado, aumenta significativamente de volume, expelindo parte do cobrimento do concreto, gerando um ciclo que culmina com a total corrosão das barras de aço e a consequente perda de sua função estrutural [1].

Um dos fatores fundamentais para atingir-se e, até mesmo, superar a vida útil estimada (pela NBR 15575:2013, a vida útil mínima das edificações será de cinquenta anos) de uma estrutura é a manutenção preventiva. Esse sistema de manutenção deve ser elaborado de modo a garantir um bom desempenho, através de manutenções preventivas periódicas, com o acompanhamento e cumprimento do planejamento, previsto no programa de manutenção preventiva [2].

Dessa forma, surge o conceito de Vida Útil Estrutural. Essa Vida Útil Estrutural está associada às condições de segurança e de utilização da estrutura, nomeadamente garantindo que não ocorram situações de colapso, deformações excessivas, entre outros. Assim, a Vida Útil Estrutural depende essencialmente da evolução das ações, dos materiais e manutenções preventivas e corretivas ao longo da vida da construção [3].

Construções duráveis, portanto, são aquelas nas quais desde a concepção do projeto, sua construção e uso foram ponderados fatores como agressividade ambiental, uso a que se destinam, vida útil, entre outros conceitos.

1.1 Recuperação e reforço estrutural

Quando os cuidados necessários à manutenção da vida útil do concreto armado não são dispensados em qualquer uma das fases (projeto, construção ou utilização), na ocorrência de acidentes ou má utilização, ocorre o surgimento de manifestações patológicas .

Essas patologias demandam algum tipo de intervenção para que se resguarde a segurança da construção e dos usuários. Dessa forma, após o devido diagnóstico, será necessária uma recuperação estrutural, na qual será reestabelecida a capacidade portante do elemento estrutural, ou um reforço estrutural, no qual se fará um incremento da capacidade portante do elemento estrutural, seu comportamento em operação ou estabilidade.

1.2 Pesquisa e utilização de fibras diversas

Nos anos de 1970, deu-se início às pesquisas para utilização de fibras diversas incorporadas ao concreto fresco. A utilização dessas fibras tem por meta incorporar melhorias em certas características indesejadas do concreto, como fissuração e retração.

O desenvolvimento do concreto reforçado com fibras de aço começou por volta do início dos anos 1960 e as fibras poliméricas começaram a ter um uso comercial em finais dos anos 1970. O uso de fibras de vidro teve um grande crescimento nos anos 1980 e as fibras de carbono atraíram grande interesse de aplicação no início da década de 1990 [4].



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1.3 Conceito e tipos de fibras

Classificam-se como fibras os materiais, independentemente de forma, origem ou características, descontínuos cujo comprimento exceda em muitas vezes a maior dimensão de sua seção transversal [5].

Essas fibras podem ser produzidas com bases naturais ou sintéticas. Dentre aquelas utilizadas para reforço do concreto, há diversas pesquisas utilizando fibras de diferentes origens.

Nas pesquisas envolvendo fibras naturais citam-se como exemplo fibras de bambu e sisal, entre outras, muitas vezes com materiais reaproveitados ou rejeitos de outras indústrias que não a construção civil. Já entre as sintéticas há uma diversidade ainda maior como, por exemplo, fibras de poliéster, polipropileno, nylon, entre outras. Algumas dessas são utilizadas não para reforço da matriz de concreto endurecido, mas para melhoria na trabalhabilidade do concreto no estado fresco [4].

1.4 Fibras de carbono

Fibras de carbono são materiais altamente promissores, baseado na força das ligações carbono-carbono e na leveza do átomo de carbono [6].

A última geração de fibras de carbono é baseada no piche como matéria prima. O piche é uma matéria prima muito barata quando comparado ao Rayon e a PAN (matérias primas de primeira e segunda geração das fibras de carbono). Fibras de carbono com alta resistência e módulo são obtidas a partir do piche que tenha sido primeiramente convertido em cristal líquido [6].

De acordo com Machado [7], as fibras de carbono resultam do processo de carbonização de fibras de polímeros, como o poliacrilonitril, sendo suas características mecânicas diretamente dependentes da estrutura molecular obtida. Dependendo do tipo de tratamento da fibra básica que inclui carbonização, grafitização e oxidação, é possível fabricar fibras de carbono com diversas configurações de resistência e algumas delas podem chegar a ser várias vezes mais resistentes que o aço. A produção dessas fibras exige exposição ao ar das fibras base, seguida de processamento a altas temperaturas (da ordem de 1000°C a 1500°C para as fibras de carbono). Essa característica confere à fibra resistência à tração da ordem de 3500 MPa com uma deformação específica de 1,5%.

A matriz dos compósitos reforçados com fibras é responsável pela união das fibras que compõem o compósito, atuando como o meio pelo qual as solicitações externas são transmitidas e distribuídas para as fibras. Apenas uma parcela muito pequena desta solicitação é absorvida pela matriz. As resinas sintéticas estão entre os materiais mais empregados na recuperação e no reforço de estruturas. Essas resinas são formadas por monômeros, que ao reagirem com catalisadores formam polímeros de cadeias de grande extensão. As características desses polímeros variam de acordo com o monômero e o catalisador utilizados, e com as proporções desses para a formação dos polímeros [7].

Assim, os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) possuem inúmeras vantagens quando comparados aos reforços tradicionais, conforme o Quadro 1. Contudo, possuem, como qualquer material, algumas desvantagens. Dessas, destaca-se o alto custo dos compósitos de fibra de carbono (laminados, mantas ou tecidos).

Quadro 1 – Vantagens e Desvantagens PRFC [8]

Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC)	
Vantagens:	Desvantagens:
<ul style="list-style-type: none">Resistência à corrosão	<ul style="list-style-type: none">Sensibilidade à radiação ultravioleta
<ul style="list-style-type: none">Alta resistência à tração (sete vezes superior ao aço)	<ul style="list-style-type: none">Sensibilidade do adesivo às altas temperaturas
<ul style="list-style-type: none">Baixo peso específico	<ul style="list-style-type: none">Indução à ruína frágil pela redução da ductilidade da peça
<ul style="list-style-type: none">Flexibilidade	<ul style="list-style-type: none">Elevado custo do PRFC
<ul style="list-style-type: none">Produção em qualquer comprimento	
<ul style="list-style-type: none">Manutenção da seção original da peça	
<ul style="list-style-type: none">Liberação rápida com cura do adesivo em até quarenta e oito horas	

No trabalho de Sánchez Filho *et al.* [9], os autores apresentam um estudo de caso de recuperação estrutural em uma laje de teto e vigamento de uma garagem na cidade do Rio de Janeiro. Foi escolhida como técnica de recuperação e reforço dos elementos estruturais a utilização de PRFC, pois qualquer outra técnica diminuiria sobremaneira o pé direito do referido pavimento, o que impossibilitaria que se continuasse a utilizar o pavimento como garagem, já que a altura livre nesse pavimento já era bastante reduzida.

Figura 1: Reforço com PRFC em vigas e lajes de teto de garagem no Rio de Janeiro [9]



1.5 Fibras de aço

O concreto caracteriza-se por ser um material de matriz cimentícia. Nele, ocorrem processos de fissuração. Esses processos causam vários problemas que abrangem desde questões estruturais até patológicas do material [10].

Em nível mesoscópico o concreto possui duas fases que podem ser distinguidas facilmente, a dos agregados graúdos que são distribuídos em meio contínuo formado por uma pasta de argamassa. Em nível microscópico o concreto, já não apresenta somente duas fases, e sim três. A terceira fase recebe o nome de zona de transição. Essa região representa uma área interfacial entre as partículas de agregado graúdo e a pasta. Sendo uma camada delgada tipicamente de 10 a 50 μm de espessura ao redor do agregado graúdo, a zona de transição é geralmente a mais fraca entre todos os componentes do concreto e, conseqüentemente, exerce uma influência muito maior sobre o comportamento mecânico dele. Além disso, cada uma das fases é de natureza multifásica das quais cada partícula de agregado pode conter vários minerais, e também microfissuras e vazios [10], como se observa na Figura 2.

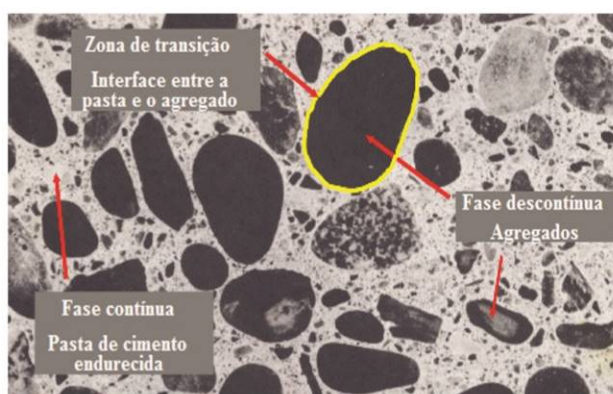


Figura 2: Microestrutura do concreto [10].

Portanto, a utilização de fibras de aço incorporadas à matriz cimentícia funciona como ponte para transmissão das tensões que ocorrem no interior da matriz cimentícia. Dessa forma, essas fibras de aço podem ajudar a controlar o processo de fissuração, além de conferirem ao concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) uma resistência residual

pós fissuração. Os teores comercialmente utilizados variam de 20 a 40 quilos de fibras de aço por metro cúbico de concreto, variando por tipos de fibra, fabricantes e resistências pós-fissuração desejadas.

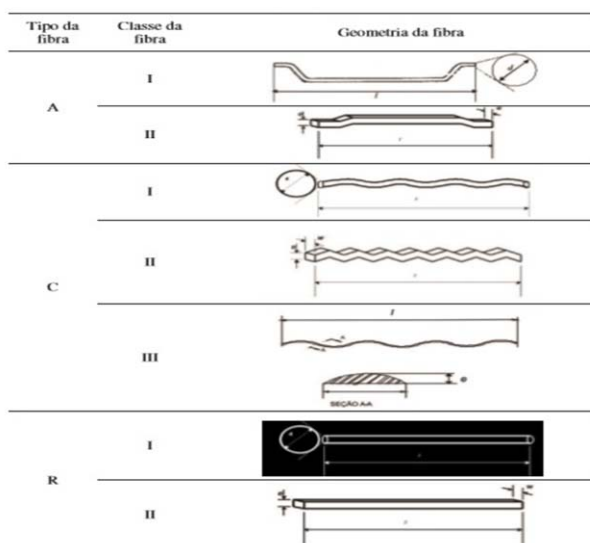


Figura 3: Tipos de Fibras [11].

A normatização das fibras de aço no Brasil foi criada no ano de 2007 através da NBR 15530:2007 [11], “Fibras de aço para concreto – Especificação”. Nela foram estabelecidas os tipos de fibras de aço, suas características e ensaios específicos. Os diferentes tipos de fibra e sua nomenclatura encontram-se na Figura 3.

Ferrari [7] observa que, na prática de engenharia, observa-se que as estruturas a serem reforçadas não costumam apresentar condições técnicas adequadas para aplicação das técnicas de reforço, o que demanda recuperação estrutural prévia, como exemplificado na Figura 4.

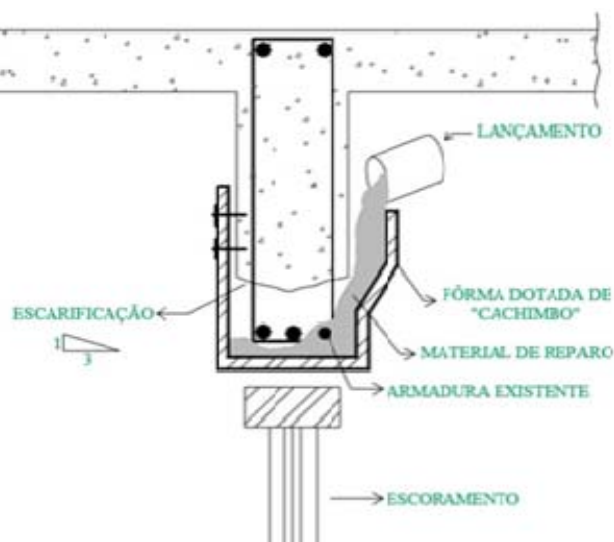


Figura 4: Aplicação de material de reparo em vigas (adaptado de Helene, 1992) [7].

2. MOTIVAÇÃO DO TRABALHO

Considerando que o desprendimento prematuro é uma das principais limitações da técnica de reforço externo com PRFC e que esse desprendimento pode ser gerado pelo surgimento de grandes fissuras no banzo tracionado da viga, incorporou-se um alto teor de fibras de aço ao concreto fresco.

Com esse procedimento, buscava-se criar um CRFA que pudesse funcionar como substrato de transição em vigas de concreto armado, nas quais fosse recuperado o banzo tracionado, como exemplificado na Figura 3, supondo-se que o

substrato de transição pudesse controlar a fissuração do concreto de maneira a melhor explorar as propriedades resistentes do reforço de PRFC e da viga reforçada como um todo [7].

2.1 Escolha dos materiais

2.1.1 Fibras de Aço

Observando a orientação do trabalho de Figueiredo [12], esse autor afirma que, pela análise dos fatores de eficiência, quanto mais direcionadas as fibras estiverem em relação ao sentido da tensão principal de tração, melhor será o desempenho do compósito. Assim, o autor recomenda a utilização de fibras com comprimento igual ou superior ao dobro da dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto.

Portanto, utilizou-se uma fibra de aço com 60 mm de comprimento, do tipo AI, diâmetro de 0,75mm e fator de forma (λ) igual a 80. Dessa forma, na escolha das dimensões máximas do agregado graúdo utilizado, considerou-se a compatibilidade dimensional com a fibra de aço a ser utilizada. Um exemplar da fibra utilizada está exemplificado na Figura 5.

Esse tipo de fibra provém de arames de aço com baixo teor de carbono trefilados a frio, com ancoragem nas extremidades e limite de resistência à tração do aço de 1000 MPa.

As fibras de aço foram testadas quanto ao dobramento, dimensões e defeitos, estando a caixa com 20 kg em condições de uso, conforme previsto na NBR 15530:2007 [11].

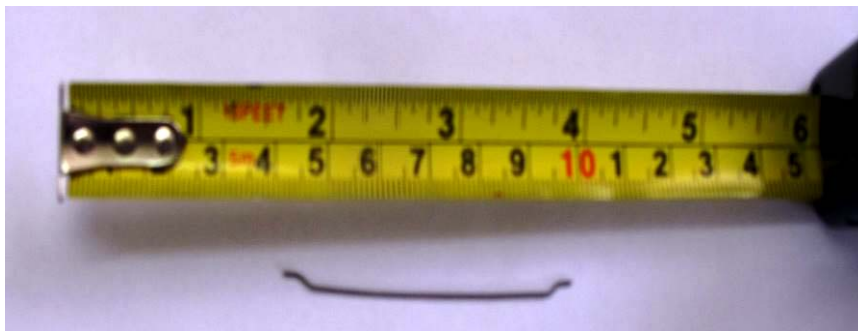


Figura 5: Exemplar da fibra de aço utilizada.

2.1.2 Cimento e Agregados

Utilizou-se na confecção dos corpos de prova cimento do tipo CP III – RS – 40 MPa. Esse cimento resulta da mistura de clínquer de cimento Portland comum com escória de alto-forno e apresenta resistência à sulfatos (teor de escória granulada de alto-forno entre 60 e 70%).

Esse cimento possui como vantagem um desprendimento mais lento de calor de hidratação o que resulta em menor fissuração. Contudo, apresenta como desvantagem um endurecimento mais lento e maior tempo de cura.

Para a confecção dos corpos de prova, utilizou-se como agregados graúdos rochas graníticas britadas. Assim, a dimensão máxima característica do agregado graúdo foi de 19 mm. O agregado miúdo utilizado foi a areia encontrada comumente na cidade do Rio de Janeiro. Para evitar que o pó de pedra interferisse na trabalhabilidade do concreto, o agregado graúdo de menor dimensão máxima foi lavado e deixado ao tempo para diminuição da umidade resultante da lavagem durante 48 horas. A areia lavada foi peneirada previamente.

2.1.3 Plastificantes

Não foi utilizado qualquer tipo de plastificante. Essa escolha resultou em grande dificuldade na mistura, moldagem do concreto nas formas dos corpos de prova e adensamento. Os corpos de prova resultantes, portanto, apresentaram grande porosidade e alguns ninhos de concretagem.

Essa abordagem foi escolhida, no intuito de verificar se haveria alguma interferência significativa no sistema de reforço estrutural. Note-se que tal procedimento, qual seja, a não utilização de aditivos plastificantes, em concreto com fator água/cimento tão baixo não é recomendado, pois diminui, no caso específico do uso de fibras de aço incorporadas ao concreto, sua aderência, bem como aumenta-se o risco de surgimentos de ninho de concretagem. Esse último fator, produz uma diminuição na resistência da estrutura de concreto armado, bem como sua durabilidade. Portanto, esse procedimento foi adotado à título de experimentação.

2.1.4 Manta de Fibra de Carbono

Utilizou-se manta de fibras de carbono unidirecional, com as características descritas no Quadro 3:

Quadro 3: Características da manta de fibra de carbono

Gramatura (g/m ²)	300,0
Espessura (mm)	0,116
Resistência máxima à tração (MPa)	4900,0
Módulo de Elasticidade (GPa)	230,0
Alongamento na ruptura (%)	2,1

2.1.5 Resina

Utilizou-se adesivo epóxi de baixa viscosidade com elevada aderência e sem retração, bi componente, à base de resina epóxi e poliamidas. As características da resina encontram-se descritas no Quadro 2:

Quadro 2: Características da resina

Densidade (kg/l)	1,1
Resistência à Tração (MPa)	25,0
Resistência à Flexão (MPa)	50,0
Módulo de Elasticidade (Gpa)	10,6
Pot Life (minutos)	20,0
Tempo de mistura mecânica (minutos)	1,0
Tempo de mistura manual (minutos)	3,0

2.2 Traço do Concreto

Para o cálculo do traço do concreto utilizou-se método prescrito pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), desenvolvido por Petrucci e aperfeiçoado por Priskzulnik, Kirilos, Terzian, Tango e Helene, para um concreto com resistência à compressão aos vinte e oito dias (f_{c28}) de 40 MPa. O traço em massa utilizado encontra-se descrito na tabela 1 abaixo:

Tabela 1: Traço do Concreto

Cimento	Areia	Brita 0	Brita 1	Fator A/C
1,0 kg	1,1 kg	1,1 kg	1,1 kg	0,43 kg

A água utilizada na preparação do concreto foi aquela fornecida pela concessionária da cidade do Rio de Janeiro que, de acordo com dados da concessionária, com pH neutro.

3. ROTEIRO EXPERIMENTAL

Após a escolha dos materiais, passou-se à montagem do experimento. Os corpos de prova cilíndricos foram moldados com diâmetro de 15,0cm e altura de 30,0 cm. Utilizaram-se moldes em PVC nos quais aplicou-se desmoldante à base de óleo mineral na diluição de 1:10 em água, mesma diluição recomendada pelo fabricante para formas de madeira plastificada.

Moldaram-se um total de dezenove corpos de prova cilíndricos com o concreto reforçado com fibras de aço. Não foram moldados corpos de prova sem a utilização de fibras de aço, já que a resistência à compressão do material de recuperação da viga será afetado pela incorporação das fibras de aço.

Os corpos de prova prismáticos foram moldados em formas de madeira compensada e plastificada, totalmente estanques nas dimensões de 10 x 10 x 30 cm. Foram utilizados dezoito moldes prismáticos. Nos moldes aplicou-se o mesmo desmoldante na diluição de 1:10 em água. Não houve dificuldade na desforma dos corpos de prova.

O volume total de concreto foi de 0,165m³, suficiente para a moldagem dos corpos de prova e considerando-se algum desperdício, na ordem de 10% do volume total de concreto. Utilizou-se um teor de fibras de aço de 92,7 kg/m³, considerado o volume total de concreto (incluindo o desperdício). Note-se que os teores recomendados pelos fabricantes de fibras de aço variam entre 20 e 40 kg/m³, portanto, o teor utilizado pode ser considerado alto para os padrões recomendados pelos fabricantes e utilizados corriqueiramente.

Para verificação da umidade do agregado miúdo, de tal forma que a quantidade de água a ser adicionado ao concreto fosse corrigida (considerando-se a umidade do agregado miúdo), utilizou-se aparelho demonstrado na Figura 6.

Os materiais foram então pesados e separados nas quantidades apresentadas na Tabela 2. É importante lembrar que o agregado graúdo de menor dimensão (10mm) utilizado foi anteriormente lavado para que os finos resultantes do processo de britagem não interferissem na trabalhabilidade do concreto, haja vista o aumento que poderia ocorrer na área de molhagem.



Figura 6: Speedy Test para verificação da umidade da areia

Tabela 2: Quantidades de materiais utilizados no concreto

Cimento CPIII-40- RS (kg)	Areia		Brita 0 (kg)	Brita 1 (kg)	Água corrigida (kg)	Fibra de aço	
	Umidade média (%)	Peso corrigido (kg)				Peso (kg)	Teor de Fibras (kg/m ³)
80,9	1,8	90,5	88,9	88,9	33,2	*15,3	92,7

*4% em massa

Foram adicionados à betoneira os agregados, cimento e fibras de aço. A quantidade total de fibras foi adicionada paulatinamente para facilitar a dispersão. Após, adicionou-se toda a água. A mistura, pelo baixo Fator Água/Cimento, resultou em baixa trabalhabilidade. Após a adição da água, betonou-se a mistura por 10 minutos.

Para medição da plasticidade, utilizou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump Test*). Todo o material de ensaio foi previamente umedecido e a placa de base apoiada sobre piso previamente nivelado. O abatimento do concreto com fibras medido foi de apenas 2,0 cm.

A título de verificação, preparou-se pequena quantidade de concreto sem fibras e com mesmo traço utilizado. Após realização de ensaio de abatimento de tronco de cone, verificou-se que o concreto sem fibras apresentou um abatimento de 2,5 cm, demonstrando melhor trabalhabilidade.

Dessa forma, como já descrito por diversos autores, o abatimento do tronco de cone não representa uma boa medida da trabalhabilidade do concreto adicionado de fibras. Arif [13] sugere o ensaio de VeBe, considerado mais apropriado para avaliar a trabalhabilidade do CRFA. O ensaio de VeBe é o tempo necessário para uma determinada massa de concreto se consolidar por vibração em um molde de fôrma cilíndrica sob uma massa adicional. Esse teste é sensível à mobilidade e fluidez de concreto reforçado com fibras e é particularmente útil para mistura que parece ser rígida e dura quando avaliada pelo tronco de cone.



Figuras 7 e 8: Ensaio de abatimento de tronco de cone

Para o adensamento dos corpos de prova utilizou-se compactação manual. Observe-se que esse adensamento teve de ser bastante vigoroso com 25 golpes do por camada de 5 cm.

Aguardou-se 4 horas para o endurecimento dos corpos de prova. Após essas quatro horas, os corpos de prova foram desformados e cobertos com mantas de tecido de algodão úmidas durante 12 horas. Esses tecidos foram umedecidos a cada 6 horas para manutenção da saturação do concreto em cura.

Após 16 horas da moldagem, os corpos de prova foram totalmente imersos em água durante 15 dias. Após esses primeiros 16 dias, os corpos de prova foram mantidos em temperatura entre 24 e 26° C em local fechado.

Após 62 dias, os corpos de prova prismáticos foram preparados para aplicação do polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC). Os ensaios de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos e tração na flexão dos corpos de prova prismáticos ocorreram trinta dias após essa aplicação, num total de 92 dias após a moldagem do concreto.

Essa preparação consistiu na preparação da superfície de trabalho, medição e corte da manta de fibra de carbono e marcação do terço médio dos corpos de prova, conforme registrado nas Figuras 9 e 10.

A manta de fibra de carbono utilizada foi cortada em tiras de 4 x 30 cm, 5 x 30 cm e 6 x 30 cm. Os dezoito corpos de prova prismáticos foram divididos da seguinte forma: 6 prismas sem reforço com PRFC (série T0), 3 prismas com reforço de PRFC nas dimensões de 4 x 30cm (série T04), 3 prismas com reforço de PRFC nas dimensões de 5 x 30cm (série T05), 3 prismas com reforço de PRFC nas dimensões de 6 x 30cm (T06) e 3 prismas com reforço de PRFC de 10 x 30cm (T10) compostos por duas tiras de 5 x 30 cm, haja vista a largura máxima de fibra disponível ser de 6 cm, conforme observado na Tabela 3.

Tabela 3: Séries dos corpos de prova prismáticos

Série	Dimensões dos polímeros reforçados com fibras de carbono (cm)
T0	Sem reforço
T04	4 x 30
T05	5 x 30
T06	6 x 30
T10	10 x 30

O procedimento utilizado para composição do reforço com PRFC de 10 x 30 cm de largura gerou uma emenda no eixo longitudinal dos prismas, ou seja, na direção paralela à maior dimensão do prisma, o que não influenciou os resultados obtidos, baseado nas recomendações do ACI 440.2R-08.

A superfície onde foi aplicada a manta de fibra de carbono foi desbastada até a exposição dos agregados graúdos 48 horas antes da aplicação e limpa para retirada de qualquer material pulverulento que pudesse diminuir a aderência da resina à matriz de concreto. Essa preparação é necessária e visa retirar a camada de pasta de cimento formada durante a moldagem dos corpos de prova, o que torna melhor a aderência do PRFC ao concreto, evitando o destacamento prematuro do reforço.

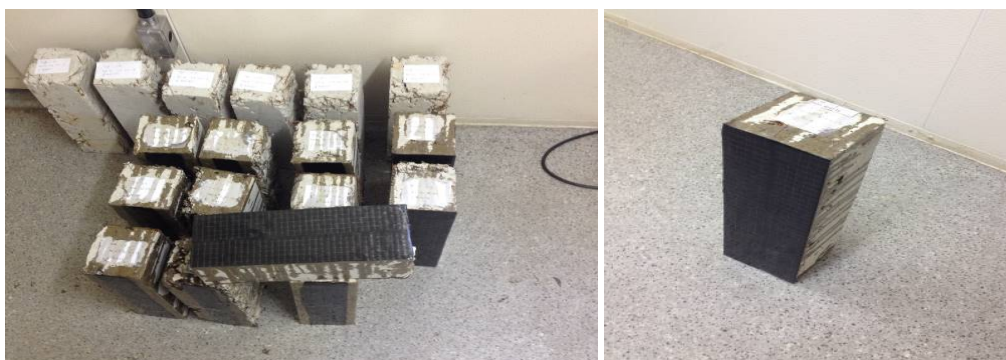
Todo o material utilizado foi protegido de materiais oleosos, úmidos ou pulverulentos. Essa medida visou impedir a contaminação do material de trabalho com qualquer outro material que pudesse diminuir a aderência entre os elementos do reforço.

A resina epóxi utilizada era bicomponente e, para sua homogeneização, utilizou-se mistura manual durante três minutos, conforme especificado pelo fabricante. A metodologia de impregnação das fibras de carbono foi por via úmida, ou seja, a manta de fibra de carbono foi submersa na resina e aplicada sobre os corpos de prova prismáticos.



Figuras 9 e 10 : Materiais utilizados para preparação da manta de fibra de carbono (Figura 9) e manta de fibras de carbono após preparação (Figura 10)

As tiras de manta de fibra de carbono impregnadas com a resina foram aplicadas sobre os prismas. Para garantir a total aderência das fibras ao concreto, utilizou-se rolo plástico para expulsão de bolhas de ar e garantir a menor distância possível entre as fibras e o concreto, evitando-se também a formação de camada muito espessa de resina entre as fibras de carbono e o concreto. Dessa maneira, a resistência à tração das fibras de carbono foi mais bem aproveitada. Aguardou-se um período de 24 horas para aplicação de nova camada de resina epóxi. Os corpos de prova prismáticos já reforçados podem ser observados na Figura 11 e 12.



Figuras 11 e 12: Corpos de prova prismáticos reforçados com PRFC

Os corpos de prova, prismáticos e cilíndricos, foram enviados ao laboratório de ensaios responsável pelos testes de carga e rompido após 30 dias da aplicação de PRFC nos corpos de provas prismáticos. Dessa forma, toda a capacidade resistente do polímero foi solicitada.

4. RESULTADOS

4.1 Ensaios de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos

Os corpos de prova cilíndricos foram ensaiados à compressão axial e apresentaram os resultados apresentados na Tabela 4. Note-se que os resultados de quatro corpos de prova cilíndricos foram descartados, pois, após preparação para o ensaio (decapagem), seu diâmetro ficou abaixo da dimensão mínima prevista em norma.

A resistência média a compressão foi de 33,2 MPa, ou seja, abaixo do traço teórico inicial de 40,0 MPa. Dessa forma, a utilização de altos teores de fibras de aço pode afetar negativamente a resistência à compressão do concreto reforçado com fibras de aço, conforme já observado em alguns trabalhos.

Pelos critérios da NBR 12655:2015, o $f_{ck,est}$ desse concreto é de 23,5 MPa. Dessa forma, pode-se estimar a resistência à tração desse concreto em 2,35 MPa, ou seja, 1/10 da resistência à compressão.

Tabela 4: Resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos

Corpo de Prova	Resistência (MPa)	Exemplar	Resistência Exemplar (MPa)	Observações
C8	22,8	f1	23,5	
CA7	23,5			
C2	29,3	f2	30,6	
C1	30,6			
C7	30,8	f3	31,7	
C4	31,7			
CA1	32,0	f4	33,9	
CA3	33,9			
C5	34,7	f5	35,2	
CA6	35,2			
Padrão	36,7	f6	38,4	
C6	38,4			
C9	38,7	f7	38,9	Desprezado conforme NBR 12655:2015
CA5	38,9			
CA9	40,1	Desprezado		
Média (MPa) =			33,2	
Desvio Padrão (MPa) =			5,28	Classe B, conforme NBR 12655:2015
Psi 6=			0,89	Conforme tabela 8 NBR 12655:2015

4.2 Ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos

Utilizando-se prensa universal, realizaram-se ensaios de tração na flexão com três pontos nos corpos de prova prismáticos reforçados com PRFC. O resultado dos ensaios encontra-se detalhado nas Tabela 5.

A partir desses ensaios, foi possível observar, como já esperado, um aumento da resistência à tração na flexão dos prismas reforçados com PRFC quanto maior fosse a largura de PRFC aplicado ao banzo tracionado quando comparada a largura da base do prisma. Ou seja, quanto mais larga a manta de fibra de carbono aplicada, maior a resistência à tração na flexão. Esses resultados podem ser observados na Figura 13.

Tabela 5: Resultados dos Ensaio de Tração à Flexão dos corpos de prova prismáticos

Corpo de prova	T0	T04	T05	T06	T10
	Fct (MPa)	Fct (MPa)	Fct (MPa)	Fct (MPa)	Fct (MPa)
1	10,08	14,47	15,35	24,55	24,33
2	15,35	13,24	25,43	25,56	17,76
3	10,00	21,92	14,03	22,58	13,24
4	10,52	-	-	-	-
5	10,61	-	-	-	-
6	10,87	-	-	-	-
Média=	11,24	16,54	18,27	24,23	18,44
Desvio-Padrão=	1,86	3,84	5,09	1,24	4,55

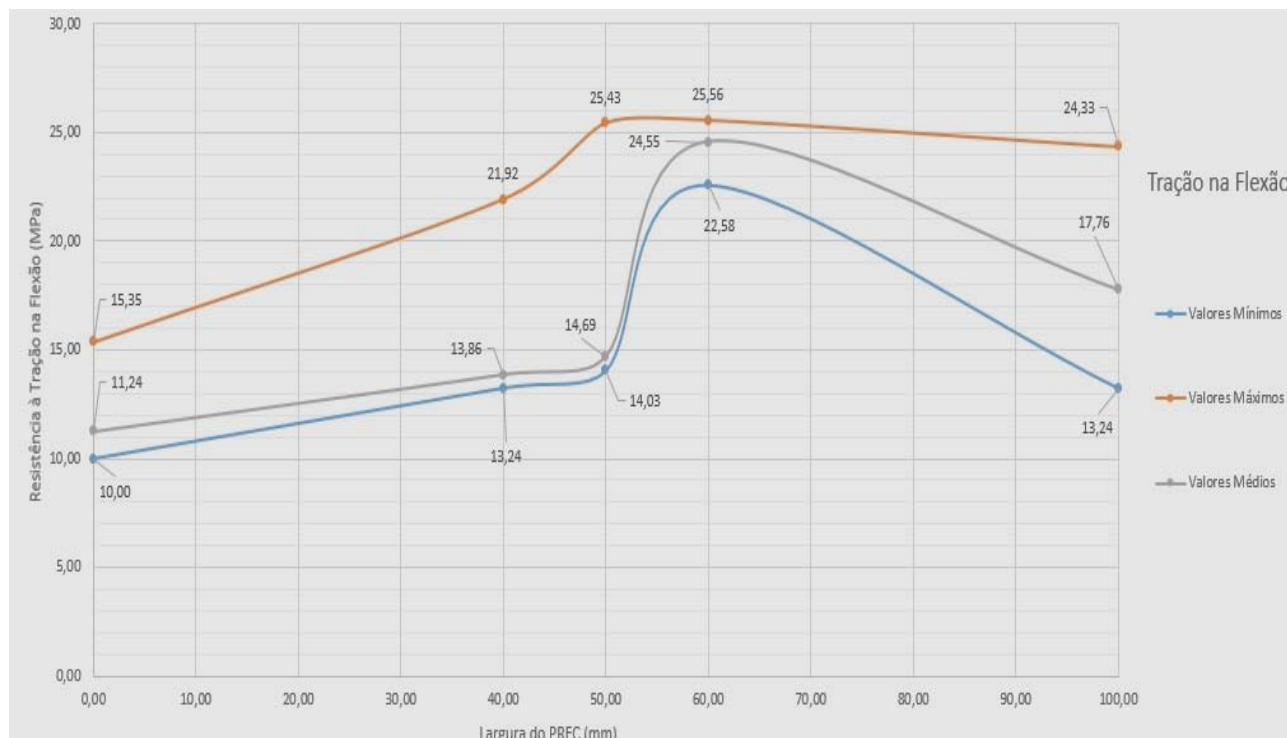


Figura 13: Curvas de aumento da resistência em função da largura de PRFC

5. COMPARAÇÃO DOS CUSTOS DA SOLUÇÃO UTILIZADA E INCREMENTO NA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Após a análise dos resultados, observou-se que o aumento das larguras da manta de fibra de carbono não promoveu um acréscimo linear da resistência à tração na flexão.

Assim, observando-se que o maior custo nos reforços com fibras de carbono encontra-se exatamente na quantidade de fibra utilizada, passou-se à observação da relação entre incremento de resistência e custo da solução proposta. Utilizando-se as resistências mínimas, analisou-se o acréscimo de resistência desenvolvido através da comparação dos resultados da série de prismas reforçados com fibras de aço sem nenhuma aplicação de fibra de carbono e cada série de prismas reforçados com diferentes larguras de PRFC.

Dessa forma, chamou-se de incremento de resistência a relação entre a resistência mínima de uma série Tn e a série de referência T0, sem reforço de PRFC.

Após, passou-se a analisar o custo por metro quadrado de cada solução com o chamado incremento de resistência. Para cada solução, comparando-se unicamente a quantidade de manta de fibra de carbono utilizada (justifica-se pelo alto custo da fibra e também porque o acréscimo nas quantidades de outros materiais é proporcional à quantidade de fibra de carbono utilizada) obteve-se a quantidade de fibra a ser utilizada por metro e, conseqüentemente, a área por metro. Esse procedimento está demonstrado na Tabela 6.

Tabela 6: Comparação resistências mínimas e custos da solução

Solução	Mínimos (MPa)	Área de Fibra de Carbono (m ² /m)	Incremento de Resistência (Tn/T0)	Custo da Solução (R\$/m ²)
T0	10,00	0,000	1,0	0,00
T04	13,24	0,040	1,3	10,62
T05	14,03	0,050	1,4	13,27
T06	22,58	0,060	2,3	15,92
T10	13,24	0,100	1,3	26,54

Dessa forma, obteve-se a relação incremento custo demonstrada na Figura 15. Com esse gráfico observou-se que utilizando-se um reforço em 60% da largura do prisma, obteve-se a melhor relação custo/resistência.

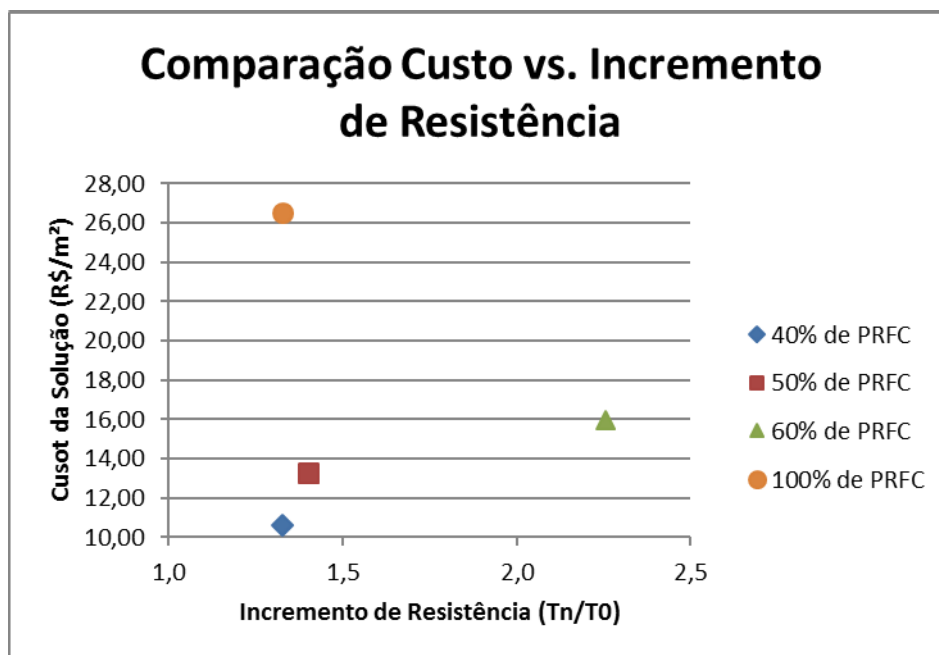


Figura 15: Custos em comparação ao incremento de resistência

6. CONCLUSÕES

Nesse trabalho foi possível observar a importância da utilização de fibras em conjunto com o concreto, suas vantagens e desvantagens. Notou-se também que há necessidade de maior incentivo à pesquisa e normatização do uso das diversas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



fibras para que as mesmas possam ser agregadas à rotina das construções do país, dentro das características adequadas a cada uma delas.

A grande dependência dos PRFC quanto ao preparo adequado dos materiais, domínio das técnicas e treinamento da mão de obra demanda que a academia dissemine o conhecimento, especialmente, propondo normas para utilização e dimensionamento dos PRFC, fabricação de materiais e verificação da qualidade do material aplicado.

Especificamente quanto ao resultado dos ensaios, observou-se que a utilização de concreto reforçado com fibras de aço para recuperação e reforço de banzo tracionado de vigas é perfeitamente viável dado os custos da fibra de aço que são muito pequenos quando comparados ao incremento de resistência que podem proporcionar ao PRFC pela redução da fissuras (diminuindo o risco de destacamento prematuro do reforço), bem como o surgimento de comportamento dúctil no conjunto matriz de concreto + PRFC, que atua a favor da segurança.

Os resultados dos ensaios mostraram que, em termos de custos e incremento de resistência, a solução mais econômica é a utilização de PRFC em 60% da base dos prismas. Os resultados dos ensaios mostraram que, em termos de custos e incremento de resistência, a solução mais econômica é a utilização de PRFC em 60% da base dos prismas. Contudo, esse resultado precisa ser confirmado através de mais ensaios, especialmente moldando-se mais corpos de prova prismáticos e vigas em dimensões reais.

Além dos itens citados acima, realizar séries diversas de corpos de prova e vigas, utilizando-se percentuais diversos de plastificantes, para verificar a influência desses na resistência das fibras de aço, bem como utilizar sistemas de polímeros de fibras de carbono fornecidos por diferentes fabricantes.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Santos, A. F. C. dos, Junior, J. L. A., Nascimento, L. H. A. do, “Estado geral dos postes cilíndricos em concreto armado na cidade do Rio de Janeiro”, MT 06, *IV CIRMARE*, Rio de Janeiro, 2015.
- [2] Tutikian, B., Pacheco, M., “Inspeção, diagnóstico e prognóstico na construção civil – Boletim Técnico nº 1”. *CONPAT 2013*, ALCONPAT, México, 2013, pág. 4.
- [3] Branco, F *et al.* – “Vida Útil na Construção Civil – Boletim Técnico nº 4”. *CONPAT 2013*, ALCONPAT, México, 2013, pág. 5.
- [4] Li, V.C., 2002, apud Sousa, M. L. Q. P. de, “Comportamento à flexão de vigas de betão reforçado com fibras de aço”, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014, pág. 4.
- [5] Sousa, M. L. Q. P. de, “Comportamento à flexão de vigas de betão reforçado com fibras de aço”, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014, pág. 4.
- [6] Taylor apud Beber, A. J., “Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono”, Tese, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto alegre, julho de 2003, págs. 20 a 40.
- [7] Machado, M. G., “Estudo experimental da ductilidade de vigas em concreto armado reforçadas à flexão utilizando compósitos com tecido de fibras de carbono”, Dissertação, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, julho de 2004., págs. 18 a 65.
- [8] Ferrari, V. J., “Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero com fibras de carbono (prfc) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho”, Tese, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2007, págs. 24 a 153.
- [9] Sánchez Filho, E. S., Santos, A. F. C. dos, Santos, M. F. S. F. dos, “Patologias e reforço em lajes e vigas de concreto armado com compósitos de fibra de carbono”, MT 07, *IV CIRMARE*, Rio de Janeiro, 2015.
- [10] Pereira Junior, W. M., “Análise numérica de estruturas de concreto com fibras utilizando mecânica do dano”, Dissertação, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014, págs. 21 a 103.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), “NBR 15530:2007 – Fibras de aço para concreto – Especificação”, Rio de Janeiro, 2007.
- [12] Figueiredo, A. D. de, “Concreto com fibras de aço”, *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP*, Departamento de Engenharia de Construção Civil, EPUSP, USP, São Paulo, 2000, págs. 2 a 20.
- [13] Arif, M. A., “Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço”. Dissertação, Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2014, págs. 50 a 135.



**REFORÇO DE ESTRUTURA DE
CONCRETO COM COMPÓSITOS CFRP – ESTUDO DE CASO**

B. F. R. CUNHA JÚNIOR

Engenheiro Civil
Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Goiás; Brasil
farneyjr@hotmail.com

L. F. BAHIA

Graduanda de engenharia civil
Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Goiás; Brasil
leticiafariab@hotmail.com

S. F. H. ANGRITHARAKIS

Graduanda de engenharia civil
Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Goiás; Brasil
stefanie_an@outlook.com

RESUMO

O reforço em estruturas de concreto armado é um assunto que está sendo tratado com muita relevância, porém, ainda há poucos estudos que abordem a temática de forma sistematizada. Entre os métodos existentes de reforço, o uso de polímero reforçado com fibra de carbono (CFRP) está em crescente aceitação devido as suas propriedades mecânicas, leveza e fácil aplicabilidade. No presente trabalho foi simulada uma edificação de quatro pavimentos, projetada para fins residenciais com cargas compatíveis que foi utilizada de forma indevida como uma biblioteca, sem consulta prévia ao projetista. Além disso, também foi simulado um erro de controle tecnológico que acarretou em pilares com resistência característica à compressão inferior aos solicitados em projeto. Realizou-se o dimensionamento da estrutura para fins residenciais e, posteriormente, utilizou a mesma estrutura, porém com sobrecargas referentes à nova utilização da edificação. Foram analisados os esforços e deslocamentos do edifício devido à nova sobrecarga não prevista na concepção do projeto. Após as devidas análises da estrutura com o suporte do software Eberick® na versão 9, verificou-se a necessidade de reforço desta para que a mesma resista aos esforços da nova utilização. Posteriormente, os cálculos dos reforços que, para efeitos deste estudo, foram realizados apenas em um pilar (P8) e uma viga (V7) apontaram para o reforço com duas lâminas de CFRP na viga estudada e com cinco lâminas do mesmo material no pilar analisado. Conclui-se que para que a estrutura trabalhe com segurança e eficiência é necessário que consulte-se um profissional para a devida análise, escolha do melhor método de reforço e execução segundo as recomendações.

Palavras-chave: Concreto; reforço estrutural; fibra de carbono; polímero; CFRP.

ABSTRACT

Strengthening of reinforced concrete structures is a subject that is being treated with high importance; however, there are few studies that address the issue in a systematic way. Among existing methods of reinforcement the use of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) is increasing acceptance due to their mechanical properties, lightweight and easy applicability. This paper presents a simulation of a four-story building designed initially for residential purposes with compatible loads that was incorrectly used as a library, without prior consultation with the project designer. In addition, it was also simulated a technological control error that resulted in columns with lower compressive strength than requested in the design. It was performed the dimensioning of the structure for residential purpose. In as second moment was imposed to the same structure the librerary higher surcharge. The efforts and building shifts were analyzed due to the overloads that were not expected in the structural design. After appropriate structure analysis with the support of the brazilian software Eberick® version 9, there was the need for this reinforcement for the structure to resist the efforts of new use. Subsequently, calculations of reinforcements for the purposes of this study were conducted only on one column (P8) and one beam (V7) pointed to the reinforcement with two CFRP sheets in the studied beam and with five blades of the same material in the analyzed column. In conclusion, in order for the structure to work safely and efficiently it is necessary to consult a professional for proper analysis, selection of the best reinforcement method and execution according to the recommendations.

Keywords: Concrete; reinforced structures; carbon fiber; polymer; CFRP.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é o material mais utilizado na construção civil e o mais empregado em estruturas no Brasil. Por muitos anos a preocupação com essas estruturas era apenas com a estabilidade, pois acreditava-se que o concreto era um material perene em virtude do longo tempo que os problemas levavam para se manifestar.

Porém, com o crescente uso da estrutura de concreto armado acompanhado de estruturas cada vez mais esbeltas e vencendo maiores vãos livres, notou-se a importância do reforço da edificação. Nos dias atuais este assunto tem ganhado tanto espaço quanto a estabilidade estrutural, mas ainda percebe-se a necessidade de estudos que abordem este tema principalmente nos cursos de graduação em engenharia civil. O presente trabalho foi definido devido a essa carência no preparo e formação de profissionais da área de engenharia civil.

Ocasionalmente as estruturas de concreto armado necessitam de reforço para reconstituir sua segurança e prorrogar sua durabilidade. Isso acontece no momento em que a edificação atinge sua vida útil; devido à deterioração resultante do envelhecimento natural; mudança do uso da estrutura; alteração na geometria; acidentes como choques ou incêndios; erros de projeto ou execução ou devido à ação de agentes agressivos.

Há diversas técnicas para o reforço de edificações em estruturas de concreto. Entre os métodos disponíveis o mais comum é a utilização de chapas metálicas ou do próprio concreto armado para o reforço. Outros métodos que têm tido considerado desenvolvimento e aumento na sua utilização é o reforço de concreto armado utilizando-se FRP (Fiber Reinforced Polymer), ou polímero reforçado com fibra. Entre os tipos de fibras existentes, as mais usuais são com compósito de fibra de aramida, compósitos de fibra de vidro e compósitos de fibra de carbono, sendo este último o foco deste trabalho.

O reforço utilizando CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), ou polímeros reforçados com fibra de carbono, e sua notável aceitação deve-se ao seu baixo peso próprio, sua alta resistência, alto módulo de elasticidade, ótima resistência à corrosão, baixo fator de relaxação e a facilidade de execução do reforço.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O desenvolvimento deste trabalho foi baseado nas recomendações e orientações de Machado e Machado [1] que aborda a temática de forma abrangente, o que possibilitou um bom embasamento para o artigo.

Todas as recomendações utilizadas no projeto estrutural são baseadas no atendimento ao estado limite último. O tema abordado leva a níveis aceitáveis contra a ocorrência de estado limite de utilização tanto como controle de deformação excessiva e fissuração.

O sistema CFRP é um reforço externo, sendo assim, ele é aderido tanto nas faces superior, inferior e laterais das peças. Para análise das tensões e deformações no aço, concreto e na fibra, admite-se válidas as seguintes hipóteses:

- Cálculos de acordo com a seção e quantidade de aço da estrutura pré-existente;
- Hipótese de Bernoulli;
- Despreza-se a resistência de tração do concreto;
- A deformação do concreto não pode ultrapassar 3,5‰ (segundo os critérios da NBR 6118:2014 [2], para concreto do grupo I - f_{ck} [50 MPa), e 3,0‰ (segundo as recomendações do ACI 440.2R-08 [3]);
- A aderência do composto CFRP e o substrato devem ser perfeita;
- A deformação será linear até a ruptura no sistema composto CFRP;
- Despreza-se o peso próprio da fibra

2.1 Principais propriedades mecânicas

Devem ser consideradas as seguintes recomendações da fibra de carbono:

$$f_{fu}^* = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (1)$$

$$E_f = C_E \cdot E_{fu} \quad (2)$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\epsilon_{fu}} \quad (3)$$

Em que:

- f_{fu} : Tensão de tração máxima de projeto de fibra de carbono;
- C_E : Coeficiente de exposição ambiental;
- f_{fu}^* : Tensão de tração máxima da fibra de carbono (fornecida pelo o fabricante);



- ϵ_{fu}^{TM} : Deformação máxima de projeto da fibra de carbono;
- ϵ_{fu}^{TM*} : Deformação máxima da fibra de carbono (fornecida pelo fabricante)

2.2 Resistência final da peça reforçada

É primordial que os esforços solicitantes não excedam a capacidade resistente, conforme representado pela fórmula abaixo:

$$\phi M_n / M_u \quad (4)$$

Em que:

ϕ : Fator de redução da resistência.

M_n : Resistência de cálculo a flexão.

M_u : Momento fletor de cálculo atuante na seção.

2.3 Modos de ruptura de um elemento de concreto reforçado com CFRP

Há algumas maneiras de ocorrer a ruptura de um elemento de concreto reforçado com compósito de fibra de carbono. Abaixo estão descritos alguns desses modos:

- 1) Ruptura por escoamento do aço antes do esmagamento do concreto.
- 2) Ruptura por escoamento do aço antes da ruptura do sistema CFRP.
- 3) Ruptura por esmagamento do concreto antes da ruptura por escoamento do aço.
- 4) Ruptura do sistema compósito CFRP antes da ruptura por escoamento do aço.

O bloco de tensões de ruptura de compressão pode ser calculado de forma aproximada através da razão parabólica entre tensão e a deformação do concreto por meio das expressões seguintes:

$$\beta_1 = \frac{(4\epsilon'_c - \epsilon_c)}{6\epsilon'_c - 2\epsilon_c} \quad (5)$$

$$\alpha_1 = \frac{(3\epsilon'_c \cdot \epsilon_c - \epsilon_c^2)}{3\beta_1 \cdot \epsilon_c^2} \quad (6)$$

$$\epsilon'_c = 1,71 \frac{f'_c}{E_c} \quad (7)$$

Em que:

ϵ'_c : máxima deformação do concreto não confinado, podendo ser considerado valores próximos a 0,002.

ϵ_c : Nível de deformação do concreto.

E_c : módulo de elasticidade do concreto.

$$R_c = \sqrt{f'_c} \quad (8)$$

$$f'_c = f_{ck}$$

A deformação máxima permitida no CFRP para impedir a ruptura por deslocamento devido ao fissuramento não poderá exceder ao indicado na seguinte equação:

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_t \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \epsilon_{fu} \quad (9)$$

Sendo que:

n: número de camada;

E_t : módulo de elasticidade do CFRP;

T_f : Espessura da lâmina;

ϵ_{fd}^{TM} : Deformação de deslocamento de sistema FRP, aderido externamente (mm/mm);

Como o ϵ_{fd}^{TM} é menor que ϵ_{fu}^{TM} , será adotado o valor de ϵ_{fd}^{TM} . O valor de ϵ_{fu}^{TM} é igual a 0,017mm/mm enquanto ϵ_{fd}^{TM} é apenas 0,0052mm/mm.

2.4 Dimensionamento do reforço com CFRP

A deformação máxima permissível na fibra de carbono será fornecida pela seguinte equação:

$$\varepsilon = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) \leq \varepsilon_{fu} \quad (10)$$

Em que:

ε_b : Deformação na fibra considerada no reforço para o carregamento máximo.

ε_{bi} : Deformação pré-existente por ocasião da instalação do CFRP.

Em resumo, pode-se dizer que os seguintes passos compõem o procedimento de dimensionamento:

- Arbitrar a profundidade da linha neutra(c) em conformidade com o modo de ruptura;
- Calcular as deformações dos diversos materiais admitindo-se a linearidade da variação das mesmas;
- Conhecidas as deformações, calculam-se as tensões atuantes nos diversos materiais;
- A partir do conhecimento das forças faz-se as verificações do equilíbrio das mesmas. Se o momento resistente no sistema reforçado for maior que o momento solicitante máximo de cálculo o processo está completo.

Abaixo estão expostas as fórmulas utilizadas para encontrar a posição da linha neutra e o braço de alavanca.

- 1) Posição da linha neutra:

$$c = d \cdot \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2k}}{0,8} \right) \quad (11)$$

- 2) Braço de alavanca para concretos do grupo I:

$$z = d - \left(\frac{0,8c}{2} \right) \quad (12)$$

2.5 Reforço de elementos sujeito à flexo-compressão com CFRP

Os sistemas que utilizam CFRP podem ser utilizados para aumentar a resistência à compressão do concreto através do confinamento produzido por uma jaqueta – fibra de carbono que encobre o concreto – de CFRP.

A resistência à compressão de uma peça de concreto com peso específico normal, não delgada e confinada por uma jaqueta CFRP, deve ser calculada utilizando a resistência do concreto confinado.

Para concreto não pretendido com estribos convencionais usamos a equação:

$$\phi P_n = 0,80\phi \left[0,85 \cdot f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \right] \quad (13)$$

Para calcular os valores necessários ao cálculo das seções confinadas, são utilizadas as seguintes expressões:

- Para o intervalo $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$:

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \cdot \varepsilon_c^2 \quad (14)$$

- Para o intervalo $\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu}$:

$$f_c = f'_c + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad (15)$$

Sendo que:

f'_c : Resistência a compressão do concreto;

E_2 : Inclinação da porção linear do modelo tensão deformação para concreto confinado com FRP (MPa).

Em que:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad (16)$$



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Em que:

f_{cc} : Resistência a compressão do concreto confinado;

ϵ_{ccu}^{TM} : Deformação axial de compressão última do concreto confinado correspondente a 0,85 f_{cc} em um membro levemente confinado.

A máxima resistência á compressão no concreto confinado (f_{cc}) e a máxima pressão de confinamento (f_i) serão calculadas com a utilização das seguintes equações:

$$f_{cc} = f_c = \psi \cdot 3,3 \cdot k_a \cdot f_i \quad (17)$$

Considerando $\chi = 0,95$ tem-se que:

$$f_{cc} = f_c = 3,135 \cdot k_a \cdot f_i \quad (18)$$

$$f_i = \frac{2E_f \cdot n \cdot t_f \cdot \epsilon_{fe}}{D} \quad (19)$$

Em que:

f_i : Pressão máxima de confinamento devido a FRP.

K_a : Fator de eficiência do reforço de FRP na determinação do f_{cc} .

O fator de eficiência k^{TM} considera a falha prematura do sistema CFRP. Esse valor foi encontrado experimentalmente variando entre 0,58 e 0,61. Assim sendo, será adotado o valor:

$$k_a = 0,55 \quad (20)$$

A deformação máxima por compressão que pode ser mobilizada nas seções confinadas por CFRP é a fornecida pela expressão (21), sendo que a limitação do resultado encontrado na expressão deve ser de 0,01.

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c \left(1,50 + 12k_b \cdot \left(\frac{f_i}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c} \right)^{0,45} \right) \quad (21)$$

Em que:

K_b : Fator de eficiência do reforço de FRP na determinação do ϵ_{ccu} .

2.6 Seções transversais não circulares

A norma americana ACI 440.2R-08 [3] não recomenda que seja executado o confinamento de peças que descumpram as seguintes recomendações:

- Relação:

$$\left(\frac{h}{b} \right) > 2 \quad (22)$$

- Dimensão dos lados (h ou b) que excedam 900 mm, a não ser que a efetividade do confinamento seja demonstrado através de teste, conforme Machado e Machado [1].

No caso das seções não circulares, D é igual ao comprimento da diagonal da seção transversal retangular, conforme a equação abaixo:

$$D = \sqrt{h^2 + b^2} \quad (23)$$

A forma das parábolas e a área resultante efetivamente confinada está em função das dimensões “h” e “b” da coluna, do raio de curvatura dos encontros dos lados (r_c), assim como da relação geométrica da armadura longitudinal da pela (ρ_g), conforme demonstrado pela equação 24.

$$\left(\frac{A_e}{A_c}\right) = \frac{\left[1 - \left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g} \quad (24)$$

$$\left(\frac{A_e}{A_c}\right) = \frac{\left[1 - \left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{1 - \rho_g}$$

3. METODOLOGIA

Neste trabalho analisou-se uma estrutura de concreto armado inicialmente projetada para fins residenciais, mas que teve sua utilização alterada para uma biblioteca. Ao impor sobrecargas mais elevadas à estrutura, foi analisada sua resposta em termos de esforços, deformações e deslocamentos e propôs-se soluções de reforço estrutural de vigas e pilares ilustrando esta situação. Para a análise utilizou-se uma planta de fôrma de um projeto estrutural fictício. A edificação fictícia contém quatro pavimentos com piso a piso de três metros cada um. O dimensionamento foi realizado no Eberick® na versão 9, programa de análise e detalhamento de estruturas de concreto armado.

Com o suporte do software para projeto estrutural, realizou-se o dimensionamento da estrutura para fins residenciais e, posteriormente, utilizou a mesma estrutura, porém com sobrecargas referentes à nova utilização da edificação. Foram analisados os esforços e deslocamentos do edifício devido à nova sobrecarga não prevista na concepção do projeto. Através destes dados constatou-se a necessidade de reforço em várias vigas e pilares.

O programa foi alimentado através das informações das características físicas e geométricas admitidas para a estrutura conforme representação da planta de fôrma da estrutura demonstrada na figura A09 do apêndice. A tabela 01 apresenta as características físicas da estrutura, a tabela 02 mostra as características dos materiais e na tabela 03 contém as especificações das lajes, conforme exposto abaixo. Posteriormente, foram analisados os dados obtidos através do software e comparados com os valores, esforços e deslocamentos admissíveis e presumiu-se que o melhor método a adotar foi o reforço com compósito CFRP.

Tabela 1 – Características físicas da estrutura

Tipo de Concreto	Classe de Agressividade Ambiental	Relação água cimento	Cobrimento nominal (mm)	Modulo de elasticidade Ecs
CONCRETO ARMADO	CAAI	0,60	30	21,735

Tabela 2 – Características dos materiais

Elemento	fck (kgf/cm ²)	Ecs (kgf/cm ²)
Vigas	250	241500
Lajes	250	241500

Tabela 3 – Especificação das lajes

Nome	Tipo	Dados				Sobrecarga (kgf/m ²)		
		Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m ²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	10	0	300	250	100	150	-
L2	Maciça	10	0	300	250	100	150	Sim
L3	Maciça	10	0	300	250	100	150	-
L4	Maciça	10	0	300	250	100	150	-
L5	Maciça	10	0	300	250	100	150	Sim
L6	Maciça	10	0	300	250	100	150	-
L7	Maciça	10	0	300	250	100	150	-

Para efeitos deste estudo elegeu-se apenas um pilar e uma viga entre os que necessitam de reforços. Não houve um critério específico para a escolha dos elementos analisados, apenas verificou-se qual viga e pilar foram corretamente dimensionados sob atuação da sobrecarga de projeto e que no segundo momento não suportaram as sobrecargas impostas pela nova utilização. Nesse contexto foram selecionados a viga V7 (12x50 cm) e o pilar P8 (15x55 cm). Os cálculos de reforços dos elementos foram realizados para os pavimentos mais solicitados e replicados para os pavimentos necessitados de reforço.

Além da sobrecarga imposta na estrutura devido à alteração da utilização, também foi simulado um erro de controle tecnológico dos pilares. Na simulação foi representada a constatação de que os projetos que solicitavam pilares com resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 40 MPa apresentavam apenas 25 MPa, conforme comprovação dos ensaios. Devido a essas ocorrências foi imposto um aumento da resistência em 28% e houve necessidade da execução do reforço com fibra de carbono nos pavimentos TIPO 1, TIPO 2, TIPO 3, TIPO 4 e COBERTURA. A figura 01 apresenta o detalhamento do pilar P8 conforme executado.

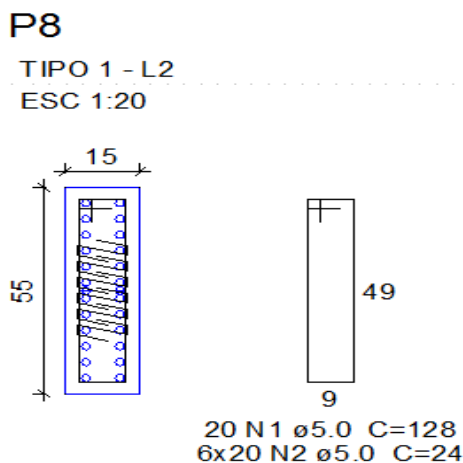


Figura 01: Detalhamento pilar P8

A viga V7 foi outro dos elementos que também não suportou a sobrecarga que a biblioteca impôs à estrutura. A viga, que apresentava momento fletor ilustrado na figura 02, passou a apresentar momentos iguais aos apresentados na figura 03. Para este caso foi considerado apenas flexão simples. Devido a isso foram realizados os cálculos para reforçá-la nos pavimentos TIPO 1, TIPO 2 e TIPO 3 com Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (CFRP).

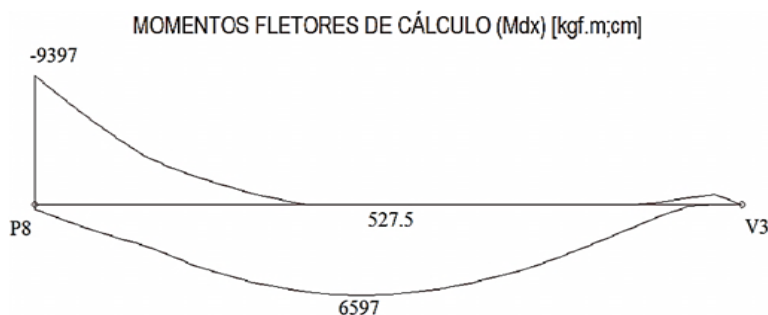


Figura 02: Momentos Fletores de Cálculo antes da sobrecarga

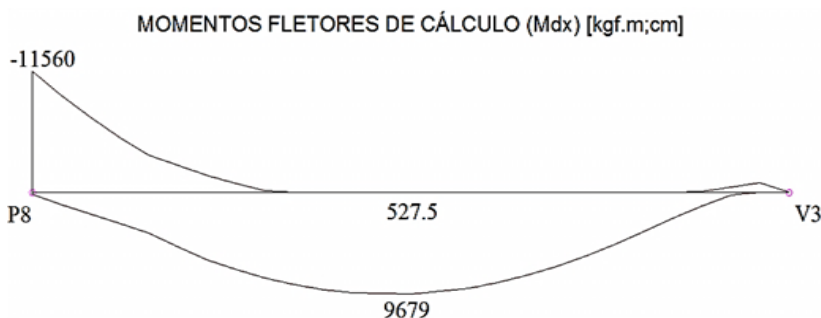


Figura 03: Momentos Fletores de Cálculo após a sobrecarga

Na figura 04 está o detalhamento referente à viga V7.

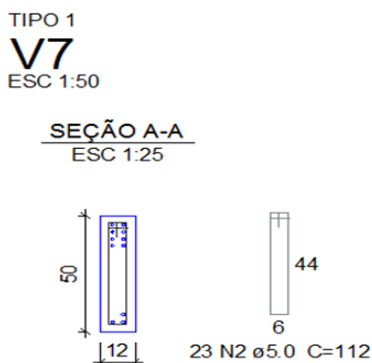


Figura 04: Detalhamento viga V7

A fibra utilizada no reforço tem as seguintes características: módulo de elasticidade do CFRP (E_f) igual a 228000 MPa; deformação de ruptura última do reforço CFRP (ϵ_{fu}^*) igual a 0,017 mm/mm; tensão última de tração (f_{fu}^*) igual a 3800 MPa e espessura nominal de uma camada de reforço de CFRP (t_f) igual a 0,33 mm.

Antes de realizar o reforço é necessário o tratamento da superfície onde este será aplicado. Após a verificação de que o substrato está saudável e que a superfície está descontaminada pode-se iniciar a preparação da superfície. Conforme recomendação de Machado [4], a limpeza da superfície deve ser feita através de jateamento ou força de abrasão. Além disso, também deve ser removida toda a poeira, pó, substâncias oleosas e graxas além das partículas sólidas. As quinas das seções deverão ser arredondadas com um raio mínimo de 1,5 cm para evitar a concentração de tensões nos cantos e evitar a criação de vazios nas dobras das seções retangulares entre o concreto e o CFRP, conforme orientação de Machado e Machado [1].

Após a preparação do substrato pode-se iniciar a aplicação do sistema CFRP. Inicialmente é necessária uma ponte de aderência entre o concreto e a fibra, que usualmente é feita através de resina epóxi. Posteriormente cortam-se as fibras de carbono em uma bancada e então as peças devem ser aderidas às peças a serem reforçadas. Há duas formas de execução: saturação via úmida e saturação via seca. Na saturação via úmida a lâmina é saturada em uma bancada própria sendo transportada depois para a peça estrutural. Já na saturação via seca é feito sobre a peça de concreto a ser reforçada, colando a lâmina logo após. O processo executivo da fibra está representado na figura A01 à A08 no anexo.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após as análises realizadas através do programa computacional Eberick® V9 foi observada a forma como a estrutura reage após alterar a sua utilização, o que impôs uma sobrecarga, e após a simulação um erro de execução. Após essas verificações foi proposto o reforço da estrutura com o Composto de Fibra de Carbono (CFRP).

Para a determinação do número de lâminas de fibras a serem colocadas é necessário primeiramente conhecer previamente o nível de tensão existente na superfície do substrato no momento de sua aplicação. Conhecendo esse nível de tensão conhece-se também o nível de deformação existente na fibra externa do concreto.

4.1 Dimensionamento do reforço com CFRP da viga

A deformação máxima permitida na fibra é apresentada pela equação:

$$\epsilon = (\epsilon_b - \epsilon_{bi}) \leq \epsilon_{fu} \quad (10)$$

Em que o ϵ_{bi} é calculado por semelhança de triângulo de acordo com a figura 05.

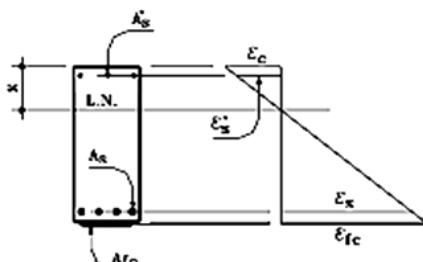


Figura 05: Deformação x Força resultante. Fonte: Machado e Machado [1].

Em que:

$$\begin{aligned} E_{bi} &: 3,86 \cdot 10^{-5} \\ E_{fd} &: 0,005284629 \\ E_{fe} &: 0,002319225 \\ E_c &: 0,003835579 \\ F_s &: 965,58 \\ F_y &: 4350 \\ E_s &: 0,004598 \end{aligned}$$

Machado [4] sugere que o reforço à flexão através de sistemas compostos estruturados com fibras de carbono seja feito no estado limite último. A figura 06 representa a deformação x força resultante.

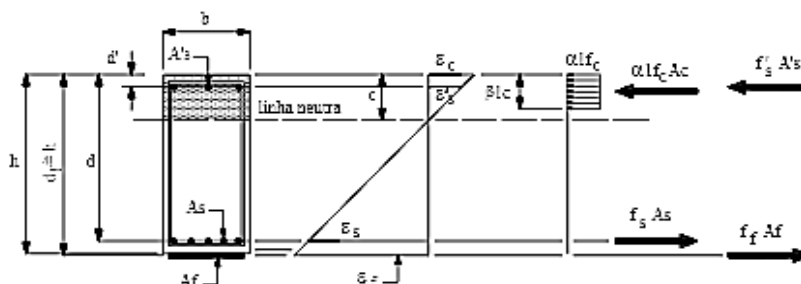


Figura 06: Deformação x Força resultante. Fonte: Machado e Machado [1].

Em que:

$$\begin{aligned} A_s &= 3,77 \text{ cm}^2 \\ A_f &= 1,77 \text{ cm}^2 \\ E'_c &= 0,00018 \\ \beta_1 &= 1,060 \\ \alpha_1 &= 0,590 \\ h_f &= 50 \text{ cm;} \\ b_f &= 12 \text{ cm;} \\ c &= 0,0167 \text{ cm;} \\ b &= 12 \text{ cm;} \\ d_f &= 50 \text{ cm;} \\ d &= 44,58 \text{ cm.} \end{aligned}$$

A determinação do número de fibras a serem utilizadas é feito por tentativas. Admitindo duas lâminas de fibras de carbono têm-se os seguintes dados:

$$\begin{aligned} E_f &= 22.800 \text{ Mpa} \\ \epsilon_{fu} &= 0,017 \text{ mm} \\ F_{fu} &= 3.800 \text{ Mpa} \\ F_f &= 0,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

Arbitrando-se assim o $C = 0,628 \times d$ por estar dentro do domínio 3 no estado limite último, conforme figura 07.

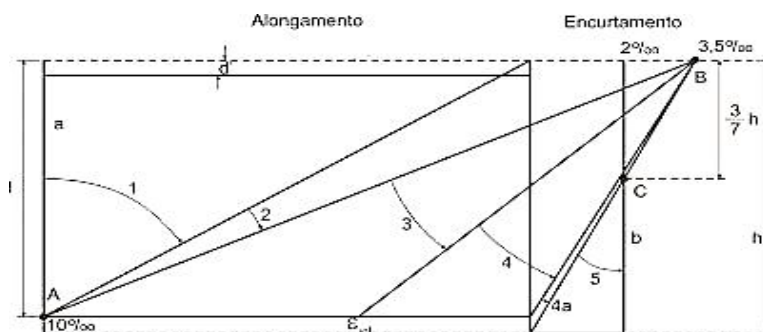


Figura 07: Domínios de dimensionamento do concreto armado. Fonte: NBR 6118:2014.

Para que seja possível realizar o reforço fazendo a utilização de 2 lâminas de fibras é necessário que o C_{arb} seja igual ou com um valor próximo ao C_{cal} . A verificação foi atendida, pois: $C_{Ar} = 27,9$ e $C_{cal} = 29,2$. Sendo assim, o dimensionamento estrutural excedeu os esforços majorados conforme solicitado em norma, o que torna a verificação válida.

$$\phi M_n / M_u \quad (4)$$

1871946 kg.f.cm / 9679 kg.f.cm

4.2 Dimensionamento do reforço com CFRP do pilar

Seguindo a recomendação da norma ACI 440.2R-08 a primeira verificação é:

$$\left(\frac{h}{b} \right) > 2 \rightarrow \left(\frac{550}{150} \right) = 3,6$$

Tendo essa verificação atendida foram adotados os seguintes valores de projeto para a fibra:

F_{fu} : 3610 Mpa
 E_{fu} : 0,01615 mm/mm
 K : 0,55

Na seção transversal foram extraídos os seguintes dados:

A_g : 82500 mm²
 A_{st} : 471,2388 mm²
 $A_g - A_{st}$: 82028,761 mm²

Então, solucionou-se a equação citada abaixo, que fornece a carga de compressão admissível em um pilar reforçado com CFRP, que resultou no cálculo da quantidade de lâminas necessárias para o reforço. Conforme demonstração de cálculo abaixo, foram necessárias 5 fibras para o reforço dos pilares.

$$\phi P_n = 0,8\phi \left[0,85\psi f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \right] \quad (16)$$

$$\phi P_n = 19067,25 \times n + 16964,28$$

$$n = 4,5 \approx 5$$

5. CONCLUSÕES

Conforme proposto, houve a necessidade de reforço em vários elementos. Porém, foi selecionado apenas um pilar (P8) e uma viga (V7) do projeto para realizar os dimensionamentos do reforço no desenvolvimento deste artigo. Após a escolha do método com compósito de fibra de carbono – método com crescente aceitação e utilização – foram calculados os reforços para saber com quantas lâminas conseguir-se-ia recuperar a capacidade resistente da atual estrutura com sobrecargas da nova utilização.

Após as análises e cálculos foram constatados a inevitabilidade da disposição de 2 (duas) lâminas de CFRP na viga V7 e a exigência de 5 (cinco) lâminas de CFRP no pilar P8 para que a estrutura possa trabalhar com eficiência e segurança. Propõe-se um próximo estudo que compare outra técnica de reforço com reforço com compósito de fibra de carbono, realizado neste artigo, a fim de avaliar qual dos métodos é mais vantajoso.

7. REFERÊNCIAS

- [1] MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. “Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP – Teoria e Prática.” 1. ed. São Paulo: Pini, 2015.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “Projeto de estrutura de concreto – Procedimento (NBR 6118:2014)”. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R-08)”. Farmington Hills, 2008.
- [4] MACHADO, A. P. “Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono”. São Paulo, 2015

8. ANEXO



Figura A01: Preparação do substrato.
Fonte: arquivo pessoal

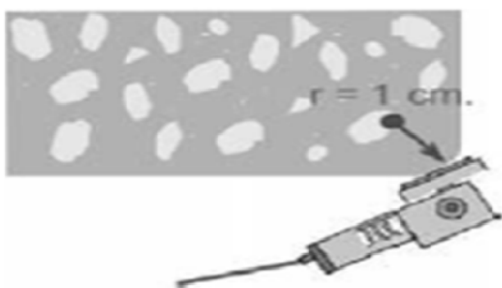


Figura A02: Arredondamento dos cantos vivos.
Fonte: Machado e Machado [1].

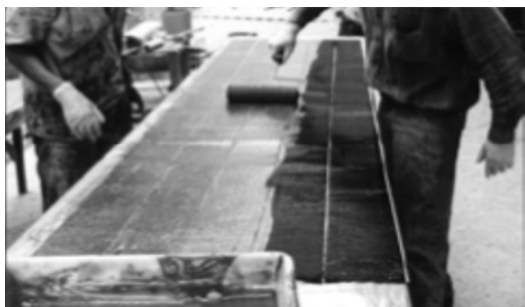


Figura A03: Saturação úmida na bancada.
Fonte: Machado e Machado [1].

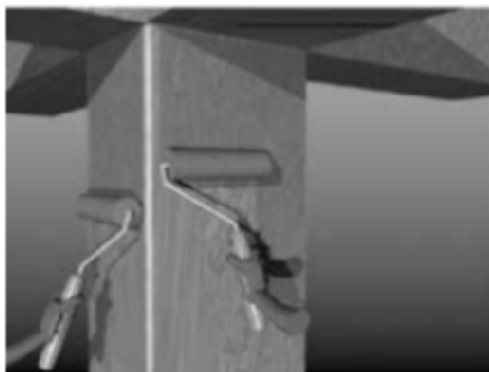


Figura A04: Saturação direta no concreto.
Fonte: Machado e Machado [1].

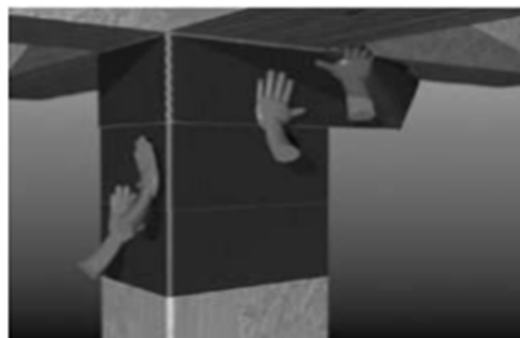


Figura A05: Aplicação da lâmina de fibra de carbono.
Fonte: Machado e Machado [1].



Figura A06: Reforço de pilares quadrados.
Fonte: Machado e Machado [1].



Figura A07: Reforço de pilares circular.
Fonte: Machado e Machado [1].



Figura A08: Reforço de viga.
Fonte: Machado e Machado [1].

9. APÊNDICE

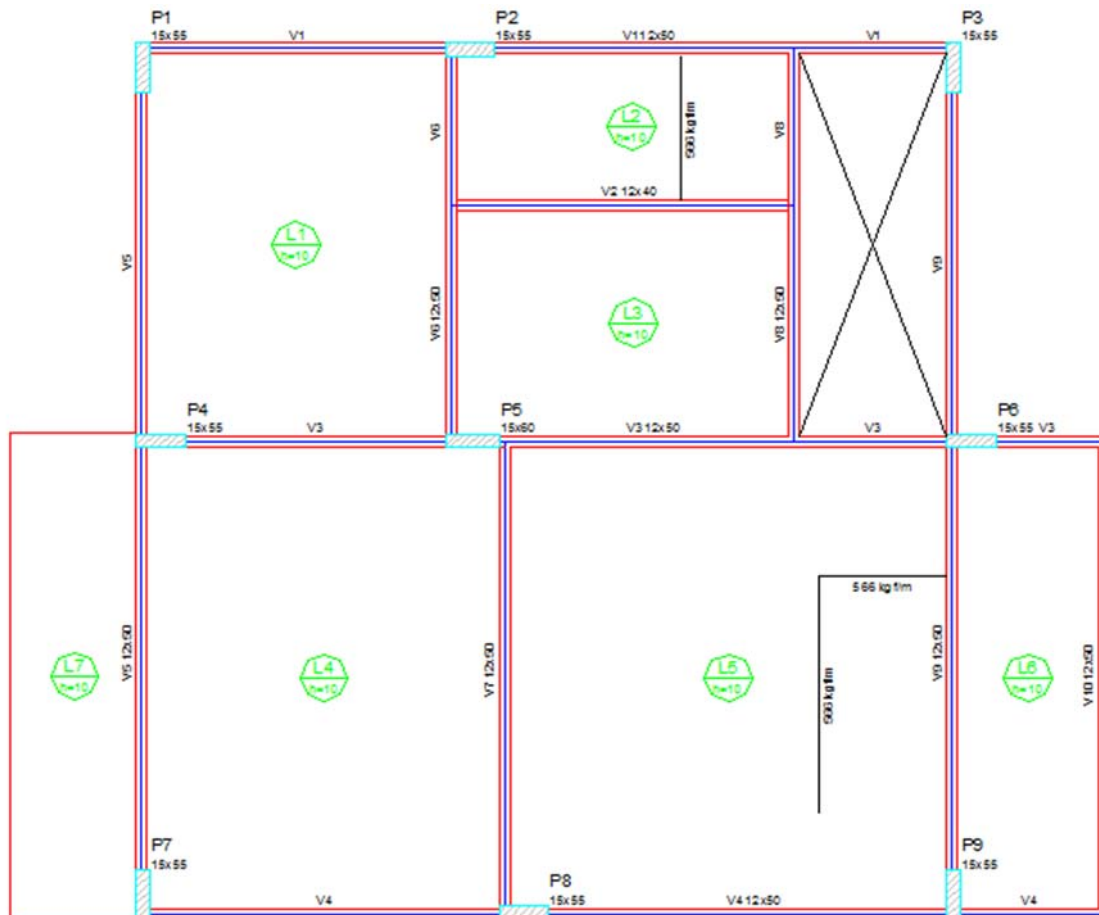


Figura A09: Planta de forma do pavimento TIPO 1 (Nível 300)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DE CHAPAS DE AÇO COLADAS COM ADESIVO EPOXI E PARAFUSOS

M. MEDEIROS XIMENES

Aluna de graduação
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
xm.mariana@gmail.com

M. ARCANJO FEIJÃO

FARRAPO
Aluno de graduação
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
feijaomiguel@hotmail.com

R. J. CARVALHO SILVA

Engenheiro Civil e Professor
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
ricardo.carvalho222@gmail.com

RESUMO

Problemas patológicos em estruturas de concreto armado são muito comuns devido a uma série de fatores relacionados à execução e manutenção dessas peças. Portanto o reforço de vigas com problemas patológicos através de chapas de aço coladas com adesivo epóxi com ou sem parafusos vem se popularizando no Brasil. Esse tipo de reforço apresenta o processo de execução simples e baixo custo o que justificam sua crescente utilização na construção civil. Logo, essa pesquisa tem como objetivo analisar a eficiência dos reforços, tendo em vista sua resistência mecânica, bem como a aderência entre o reforço e o substrato. Para isso foram ensaiadas experimentalmente, cinco vigas, que receberam denominações de X1, X2, X3, X4 e X5. A viga X1 não recebeu reforço, servindo somente como referência para as demais e as outras quatro receberam reforço. Das quatro vigas com reforço, duas são coladas com adesivo epóxi com parafusos para ajudar na ancoragem das chapas nas vigas, que são a X3 e X5, e duas com chapas somente coladas com adesivo epóxi, que são a X2 e X4. Além disso, as chapas possuem os comprimentos diferentes, mantendo iguais a largura e a espessura. Os resultados dos ensaios mostraram que o reforço é eficiente tanto a resistência, porque todas as vigas reforçadas romperam com carga maior do que a viga de referência, como a aderência. No quesito aderência o uso do parafuso foi eficiente somente para chapa de maior comprimento, pois atuou no campo aonde há cisalhamento, já para chapa de menor comprimento o parafuso gerou um campo de tensões e não foi eficiente.

Palavras-chave: reforço, vigas, chapas.

ABSTRACT

Pathological problems in reinforced concrete structures are very common due to a number of factors related to the execution and maintenance these parts. Thus strengthening beams with pathological problems through steel plates glued with epoxy adhesive with or without screws has become more popular in Brazil. This type of reinforcement has the simple implementation process and low cost which justifies its increasing use in construction. Thus, this research aims to analyze the efficiency of the reinforcements, in view of its mechanical strength, as well as the adhesion between the reinforcement and the substrate. To this were experimentally tested five beams, receiving designations X1, X2, X3, X4 and X5. The X1 beam did not receive reinforcement, serving only as a reference for the other and the other four received reinforcement. The four beams with reinforcement, two are glued with epoxy adhesive with screws to help anchor the plates on the beams, which are the X3 and X5, and two plates with only glued with epoxy adhesive, which are the X2 and X4. Moreover, the plates have different lengths while maintaining the same width and thickness. The test results showed that the reinforcement is efficient both resistance, because all beams reinforced with broken load greater than the reference beam, and adhesion. On the issue of adherence using the screw was efficient only for greater length plate because he worked in the field where there is shear, since for shorter plate screw generated a stress field and was not effective.

Keywords: reinforcement, beams, plates.

1. INTRODUÇÃO

Segundo [1], a necessidade de reforçar elementos estruturais ocorre quando se deseja aumentar a carga atuante devido a modificações em seu regime de utilização, através do aumento de solicitações ou alterações em sua geometria. Portanto o presente trabalho consiste no estudo do reforço estrutural de vigas através da adição de chapas de aço, de diferentes espessuras e tamanhos, coladas com adesivo estrutural de base epóxi e parafusadas, para maior aderência entre a viga e a chapa de aço. Para realização deste estudo foram analisadas experimentalmente cinco vigas, sendo uma referencial, ou seja, uma viga comum sem reforço, duas vigas que foram reforçadas com chapas de aço coladas e outras duas que

foram reforçadas com chapas de aço coladas e aparafusadas. A escolha desse método de reforço se deu por conta do mesmo ser muito utilizado para reforço estrutural de obras tanto de pequeno quanto de grande porte, assim poderíamos verificar sua eficiência, outros fatores importantes para sua escolha foram a disponibilidade de material e mão de obra.

Essa pesquisa tem como objetivo verificar a eficiência dos reforços utilizados em vigas de concreto armado através da adição de chapas de aço coladas com adesivo estrutural de base epóxi e através da adição de chapas de aço coladas com adesivo epóxi e aparafusadas considerando a influência na resistência mecânica da viga e a aderência do reforço ao concreto, analisando as vantagens e desvantagens entre eles.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Para a confecção das cinco vigas foi utilizado um concreto com o respectivo traço em massa de 1: 2: 2 (cimento; areia; brita). Essa dosagem tinha o objetivo de chegar a uma resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias (f_{ck}) de 30MPa (megapascal). Os materiais utilizados foram: cimento CP-II-Z-32 da marca Poty, areia de rio lavada e uma brita com dimensão máxima de 19 mm oriunda de rocha calcária e água potável. Para a armadura usou-se vergalhões de CA-50 para todas as armaduras. Tanto para as armaduras longitudinais como para as transversais utilizaram-se vergalhões de 6.3 mm de diâmetro, para a secundária também foram usados vergalhões com diâmetro de 6.3 mm. Para o reforço as chapas de aço utilizadas vêm de dois lotes distintos e a sua tensão média de escoamento é $f_y = 371$ MPa e sua tensão média de ruptura que é $f_{ru} = 523,5$ MPa. As chapas foram furadas a fim de receberem os parafusos. Os parafusos usados na ancoragem tem diâmetro de 6,3mm e a figura 1 mostra as chapas de aço e os parafusos utilizados no reforço.



Figura 1 - Chapas de aço e os parafusos utilizados no reforço.

E o adesivo estrutural utilizado foi o Sikadur 31, como mostra a figura 2, pois o mesmo oferece uma consistência ideal para reforço em elementos tanto verticais como horizontais e é especialmente formulado para ancoragens em geral e colagens de concreto velho em concreto novo e chapas metálicas ao concreto.



Figura 2 - Adesivo epóxi utilizado no reforço.

2.2 Detalhamento das vigas ensaiadas

2.2.1 Geometria e armadura das vigas ensaiadas

Para o desenvolvimento deste trabalho foram ensaiadas pelo método de “Ensaio de Stuttgart” cinco vigas de seções transversais retangulares medindo 10 x 15 cm e com um comprimento de 80cm. No detalhamento das vigas foram utilizados na armadura longitudinal principal (tração) duas barras de aço de diâmetro de 6,3mm, assim como na armadura secundária (compressão) e na armadura transversal, cujo espaçamento é de 6 cm entre os estribos e 2cm das extremidades. A figura 3 mostra o detalhamento das vigas, que são todos iguais.

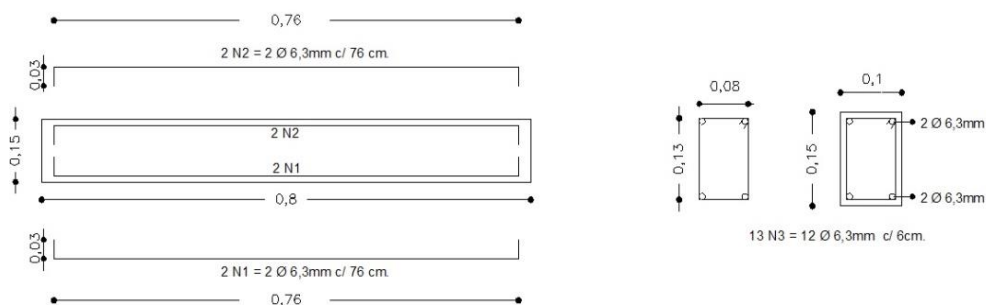


Figura 3 – Detalhamento das vigas ensaiadas.

2.3 Montagem dos ensaios

2.3.1 Ensaio de Stuttgart

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia da Universidade Estadual Vale do Acaraú. As vigas foram ensaiadas em uma prensa universal com a utilização de adaptadores, que são formas metálicas, padrão, existentes com dois apoios flexíveis distantes entre si 62 cm, e um dispositivo para a distribuição da carga em dois pontos simétricos. A figura 4 mostra a prensa utilizada nos ensaios.



Figura 4 – Prensa utilizada nos ensaios.

Para compreender como funciona a distribuição de tensões em uma viga de concreto armado, na maioria dos ensaios experimentais, é utilizado o método de ensaio de Stuttgart. O método do ensaio tem o objetivo de criar na viga ensaiada, um trecho com flexão pura, sem cisalhamento, através de duas cargas concentradas simétricas em uma viga biapoiada, assim como estabelece trechos solicitados à flexão simples, como é o caso dos trechos depois dos pontos de aplicação das cargas que é assim que funciona o esquema de aplicação das cargas na prensa hidráulica, como mostra a figura 6.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

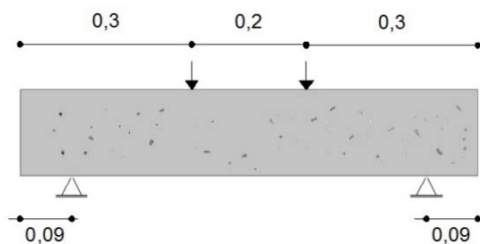


Figura 5 - Esquema de aplicação de cargas.

2.3.2 Ensaio à compressão axial

O ensaio de resistência à compressão axial foi realizado a fim de verificar a resistência das vigas ensaiadas, para isso foram moldados seis corpos de prova (CP) cilíndricos de 10x20cm no momento da concretagem das vigas, de acordo com [2]. Os ensaios foram realizados seguindo os preceitos de [3]. Após a ruptura do corpo de prova, utilizou-se a carga de ruptura que foi dividida pela área de seção axial da amostra ensaiada, para obter a tensão de ruptura em MPa (Mega Pascal), formula indicada por [3].

2.4 Procedimentos de ensaio das vigas

A primeira etapa dos ensaios foi a pré-fissuração, onde as vigas que receberiam o reforço seriam pré-fissuradas para posteriormente, em outra etapa, serem reforçadas. Então, as quatro vigas que seriam reforçadas foram devidamente posicionadas na prensa hidráulica, onde receberam uma carga inicial de 5 kN que foi retirada logo em seguida, esse procedimento foi realizado a fim de acomodar os materiais da viga e garantir a eficácia nos resultados do ensaio. Posteriormente, aplicou-se carga de forma progressiva até atingir o valor 50 kN, uma de cada vez, na seguinte ordem X2, X3, X4 e X5. As fissuras encontradas foram marcadas com pincel na cor azul. As figuras 6, 7, 8 e 9 ilustram as vigas após a pré-fissuração com as marcações das fissuras encontradas.



Figura 6 – Viga X2 pré-fissurada.



Figura 7 – Viga X3 pré-fissurada.



Figura 8 – Viga X4 pré-fissurada.



Figura 9 – Viga X5 pré-fissurada.

Após a pré-fissuração as vigas seriam reabilitadas para então ser reforçadas. Das quatro vigas receberiam o reforço com chapas coladas duas delas receberiam também parafusos para auxiliar na aderência entre a chapa e a viga. As chapas utilizadas no reforço tinham comprimentos diferentes, mantendo iguais a largura e espessura, que era de 3 mm. A viga X2 recebeu reforço com a chapa de aço somente colada com dimensões de 50 cm de comprimento, 10 cm de largura e 3 mm de espessura. A viga X3 recebeu reforço com a chapa de aço colada e parafusada com dimensões também de 50 cm de comprimento, 10 cm de largura, 3 mm de espessura e 4 furos com diâmetro de 6,3 mm. A viga X4 recebeu reforço com a chapa de aço somente colada com dimensões de 30 cm de comprimento, 10 cm de largura e 3 mm de espessura. E a viga X5 recebeu reforço com a chapa de aço colada e parafusada com dimensões também de 30 cm de comprimento, 10 cm de largura, 3 mm de espessura e 4 furos com diâmetros de 6,3 mm. Para aplicação do adesivo epóxi seguiu-se as indicações do fabricante e em seguida o adesivo foi aplicado nas chapas, e logo depois, quando a chapa já estava com o adesivo ela foi posta no local marcado nas vigas e levemente pressionada para melhor contato entre a chapa e a viga. Nas vigas furadas foi introduzido adesivo estrutural dentro dos furos e após a colagem das chapas os parafusos foram inseridos no local dos furos, a figura 13 mostra as vigas reforçadas. Sete dias após a realização do reforço, tempo necessário para cura final do adesivo epóxi, as cinco vigas foram ensaiadas até a sua ruptura.

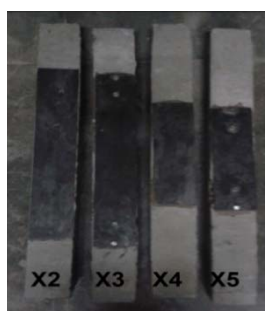


Figura 13 – Vista inferior das vigas reforçadas.

2.5 Análises computacionais das vigas ensaiadas

A análise computacional foi realizada por meio do software Abaqus versão 6.13 que é baseado em elementos finitos.. A análise computacional tem como objetivo analisar as tensões principais de tração e compressão para que possa entender e/ou justificar o modo de ruptura das vigas ensaiadas experimentalmente. Para a estruturação da modelagem foram feitas algumas inclusões de dados para que o programa pudesse trabalhar com a viga de acordo com a realidade, para o concreto adotou-se um $f_{ck} = 30$ MPa e para o aço um patamar de escoamento igual a 500 MPa. Para a interação entre os materiais, foi utilizado um coeficiente de atrito entre o concreto e aço (chapa e armaduras) de 0,7 e a tabela 3 mostra mais características dos materiais, tanto do concreto como do aço, que inclui as armaduras, os parafusos e as chapas de aço.

Tabela 3 – Características dos materiais usados no Abaqus.

CARACTERÍSTICAS	CONCRETO	AÇO
Módulo de elasticidade	26,07159 GPa	200 GPa
Densidade	2400 kg/m ³	7800 Kg/m ³
Coefficiente de poisson	0,2	0,33
Elementos (tipo)	C3D4	C3D6

Para o concreto, armadura longitudinal e transversal e parafusos foi utilizado o tipo de elemento C3D4, um tetraedro linear com 4 nós, com dimensão de aproximadamente 2 cm, para armadura longitudinal e transversal utilizou-se dimensão de aproximadamente 1 cm e para os parafusos utilizou-se dimensão de aproximadamente 0,3 cm. Já para a chapa de aço, o tipo de elemento utilizado foi o C3D6, um prisma triangular linear com 6 nós, com dimensão utilizada para a chapa de aço foi de aproximadamente 1 cm. As dimensões são aproximadas porque o Abaqus gera a malha de modo que fique o mais próximo possível do valor estipulado. No entanto, ainda há alguns elementos que ficam bastante distorcidos. Para as análises das vigas primeiramente foi informado ao software as características dos elementos para que o programa pudesse trabalhar o mais próximo da realidade, após a informação das características aplicou-se uma carga de 30 kN nos pontos de aplicação, de carga de acordo com o ensaio de stuttgart, que é quando a viga está na iminência de fissurar e observou-se as tensões principais de tração e compressão da vigas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência a compressão axial

Através dos resultados obtidos pelo ensaio de resistência à compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos verificou-se que as amostras atingiram resistência média de 30,3 MPa, um resultado satisfatório considerando que a resistência mínima pretendida era de 30 MPa. Foram ensaiados cinco corpos de prova à compressão axial, visto que um desapareceu do laboratório, e para o cálculo da resistência média foram retirados os dois que apresentaram maiores desvios nos resultados, portanto a resistência média foi calculada a partir dos três corpos de prova restantes.

3.2 Ensaio de stuttgart realizado

3.2.1 Viga X1 no ensaio de Stuttgart

A viga X1 servirá apenas como referência para as vigas reforçadas, ela não recebeu reforço e nem foi submetida ao ensaio de pré-fissuração. É através dessa referência que será analisado se o reforço é eficiente. Dando início ao ensaio, a viga foi devidamente posicionada na prensa hidráulica onde recebeu uma carga de 5 kN que logo foi retirada, essa carga foi aplicada a fim de acomodar os materiais da viga e garantir a eficácia nos resultados do ensaio, a seguir foi aplicado carga de 10 kN em 10 kN, a cada intervalo era analisado o estágio em que se encontrava a mesma. Até atingir o carregamento de 30 kN a viga ainda não apresentava nenhuma fissura visível, ou seja, até este momento a viga encontrava-se no estágio I. Com o acréscimo no carregamento até 40 kN o concreto esgotou sua resistência à tração e sofreu plastificação e apresentou as primeiras fissuras. A viga sofreu a ruptura, entrando no estágio III, com uma carga de 111 kN e passou a apresentar 14 fissuras visíveis. A viga chegou à ruptura por flexão com deformação plástica excessiva do aço como esperado e a figura 14 mostra a viga X1 após a ruptura.

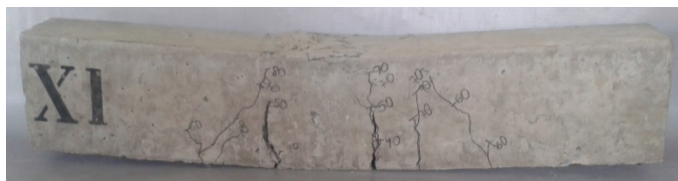


Figura 14 - Viga X1 após a ruptura.

3.2.2 Viga X2 no ensaio de Stuttgart

O ensaio na viga X2 se procedeu da mesma forma que na viga X1, no entanto a viga X2 já havia sido pré-fissurada. Esta se manteve no estágio I até a aplicação da carga de 30 kN. Com uma carga de 115 kN a viga se rompeu e atingiu o estágio III, com 14 fissuras, como mostra a figura 15. Vale salientar que com a carga de 55 kN o reforço descolou na extremidade esquerda, portanto a carga de ruptura foi suportada apenas pela armadura longitudinal, logo o mecanismo de ruptura da viga X2 foi flexão com deformação plástica excessiva com descolamento da chapa.

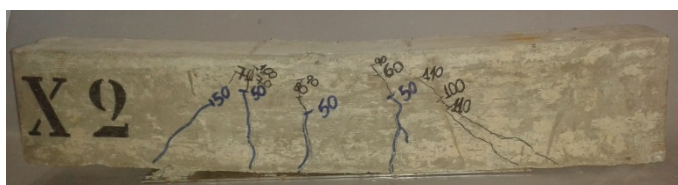


Figura 15 - Viga X2 após a ruptura.

O que se pode destacar da viga X2 em comparação com a viga X1 é o fato de não ter surgido fissuras na região de flexão pura devido à adição do reforço. Quanto à carga de ruptura de X2 se mostrou mais resistente, pois se rompeu com uma carga superior a da viga X1.

3.2.3 Viga X3 no ensaio de Stuttgart

O ensaio na viga X3 se procedeu da mesma forma que na viga X1, no entanto a viga X3 também já havia sido pré-fissurada. Esta se manteve no estágio I até a aplicação da carga de 40 kN e se rompeu com 132 kN quando entrou no estágio III com 18 fissuras como mostra a figura 16. Vale salientar que à medida que ia sendo aplicada a carga o reforço

ia se descolando da viga e que os parafusos geraram campos de tensões fazendo a viga se romper por cisalhamento por compressão diagonal (esmagamento da biela), porém a viga se mostrou muito dúctil, até antes do esmagamento da biela, pois suportou uma grande deformação.

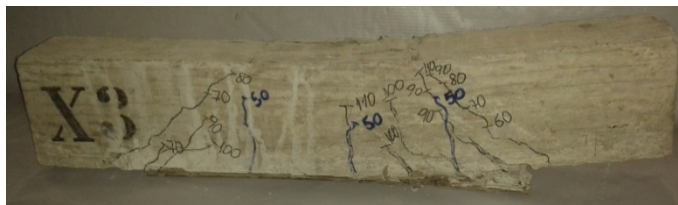


Figura 16 - Viga X3 após a ruptura.

O que se pode destacar da viga X3, assim como na viga X2 em comparação com a viga X1 é o fato de não ter surgido fissuras na região de flexão pura devido à adição do reforço. Quanto à carga de ruptura de X3 se mostrou mais resistente do que a viga de referência e também mais eficiente que a viga X2, pois se rompeu com uma carga superior a das vigas X1 e X2. Isso pode ser explicado pelo fato de o parafuso ter auxiliado na ancoragem, porém induziu a viga a se romper por cisalhamento por compressão diagonal (esmagamento da biela), um mecanismo de ruptura que não é muito comum de acontecer.

3.2.4 Viga X4 no ensaio de Stuttgart

O ensaio na viga X4 se procedeu da mesma forma que na viga X1, no entanto a viga X4 também já havia sido pré-fissurada. Esta se manteve no estágio I até a aplicação da carga de 40 kN. Ao atingir a carga de 135 kN ocorreu a ruptura e a viga entrou no estágio III com 22 fissuras como mostra a figura 18. Vale salientar que surgiram várias fissuras entre os pontos de aplicação de carga, no entanto o reforço não deslocou como mostra a figura 17. À medida que ia sendo aplicada a carga a viga ia deformando e como o reforço não havia descolado, mostrando que teve boa aderência à viga, ele puxou consigo a região em que estava colado. Portanto não se pode dizer que a viga X4 se rompeu por flexão com deformação plástica excessiva do aço, porque como o reforço não descolou da viga, ele ainda estava suportando a carga. Logo o mecanismo de ruptura da viga X4 foi flexão por esmagamento da zona comprimida.

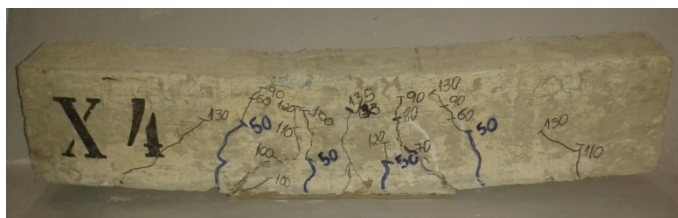


Figura 17 – Viga X4 após a ruptura.

O que se pode destacar da viga X4 em comparação com a viga X1 é o surgimento de muitas fissuras na região de flexão pura, devido à aderência da chapa ao concreto ter sido eficiente e o reforço não ter descolado e sim puxado a região em que ele estava colado, gerando as fissuras. Quanto à carga de ruptura a X4 se mostrou mais resistente do que a X1 e também mais resistente do que as vigas X2 e X3, pois apresentou uma carga superior e o seu reforço não descolou. O fato da viga X4 ter suportado uma carga superior que as demais vigas ensaiadas foi devido a aderência entre a chapa e a viga ter se mostrado muito eficiente.

3.2.5 Viga X5 no ensaio de Stuttgart

O ensaio na viga X5 se procedeu da mesma forma que na viga X1, no entanto a viga X5 também já havia sido pré-fissurada. Esta se manteve no estágio I até a aplicação da carga de 30 kN. Ao atingir a carga de 125 kN ocorreu a ruptura e a viga entrou no estágio III com ainda 18 fissuras como mostra a figura 19. Vale salientar que o reforço não descolou da viga, mas os parafusos geraram campos de tensões induzindo a formação de fissuras na região onde eles estavam, fazendo a viga se romper por flexo-cisalhamento.

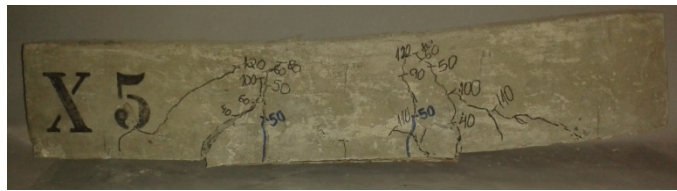


Figura 19 - Viga X5 após a ruptura.

O que se pode destacar da viga X5 em comparação com a viga X1 é que não houve formação de fissuras na região de flexão pura devido os parafusos terem induzido o surgimento das fissuras na região onde eles estavam, assim como ocorreu com a viga X3, porém na viga X5 não houve esmagamento da biela. Quanto a carga de ruptura a viga X5 se mostrou mais resistente que a viga de referência, pois se rompeu com uma carga superior, porém se mostrou menos resistente que a viga X4 mostrando que o auxílio da ancoragem com o uso de parafusos para a chapa de aço de menor comprimento não foi eficiente.

3.3 Análises das tensões das vigas através do software abaqus

3.3.1 Viga X1 na análise do software

Através da análise computacional feita na viga X1 é possível observar que os campos de tração surgiram na região da armadura longitudinal e campos de compressão na região entre os pontos de aplicação da carga, porém como a viga está dimensionada no domínio 2 a resistência a tração é menor do que a resistência a compressão e devido a isso a viga se rompeu por flexão com deformação plástica excessiva, como pode ser visto na figura 34.

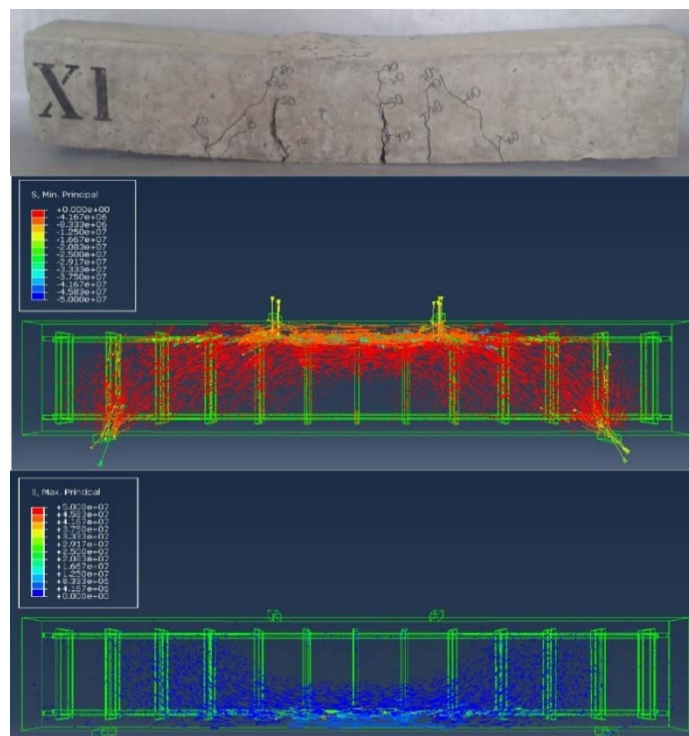


Figura 34 - Viga X1 rompida e com as tensões principais de compressão e de tração.

3.3.2 Viga X2 na análise do software

Na análise computacional da viga X2 apareceram campos de tensões de compressão e de tração assim como na viga X1, só que na viga X2 devido a colagem da chapa de aço surgiram campos de tensão de tração e compressão também entre a chapa e a viga. Logo com a formação desses campos de tensões entre a viga e a chapa, o reforço não resistiu e descolou e então a viga se rompeu por flexão por deformação plástica excessiva com descolamento da chapa, como pode ser visto na figura 35.

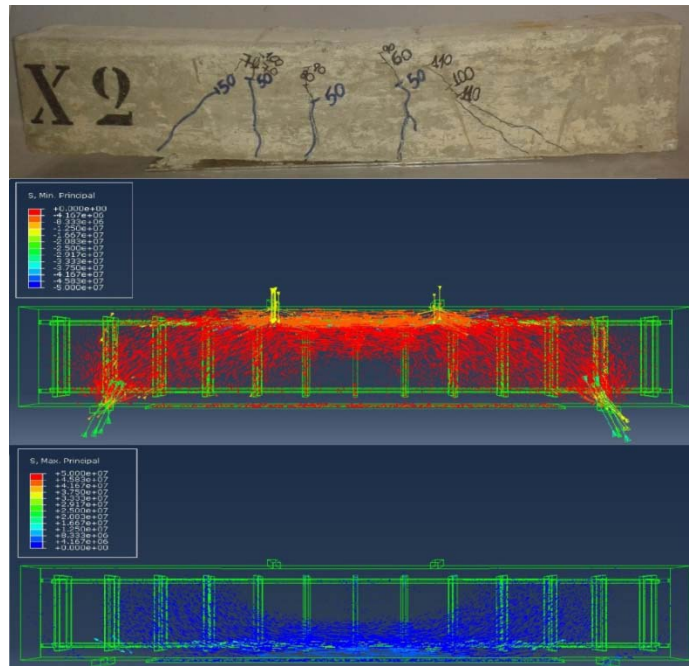


Figura 35 - Viga X2 rompida e com as tensões principais de compressão e de tração.

3.3.3 Viga X3 na análise do software

Na análise computacional da viga X3 é possível observar a formação dos campos de tensão de tração e compressão. Inclusive, na região em que o parafuso está ancorado ao reforço é possível observar que há o surgimento de uma biela que se sobrepõe com a biela principal causando a ruptura por compressão diagonal, visto que essa região já sofre com a ação do cisalhamento, como mostra a figura 36.

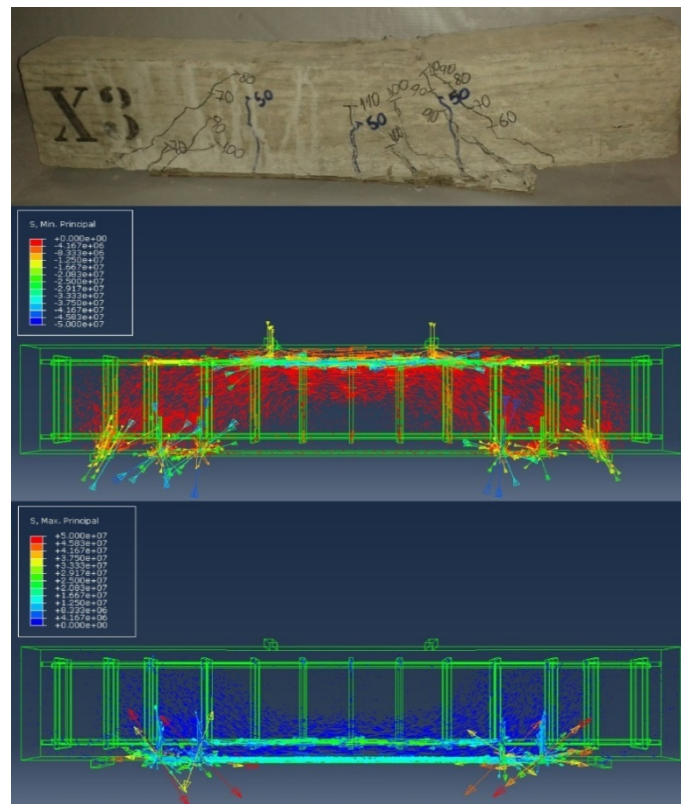


Figura 36 - Viga X3 rompida e com as tensões principais de compressão e de tração.

3.3.4 Viga X4 na análise do software

Na análise computacional da viga X4 assim como na viga X1 é possível observar que os campos tensão de tração surgiram na região da armadura longitudinal e os campos de tensão de compressão na região entre os pontos de aplicação da carga e da mesma forma que na viga X2 surgiram campos de tensão de tração e compressão também entre a chapa e a viga, porém na viga X4 não houve descolamento da chapa e então a viga veio a se romper por flexão por esmagamento da zona comprimida, pois o reforço resistiu as tensões geradas de acordo com o aumento da carga, como mostrado na figura 37.

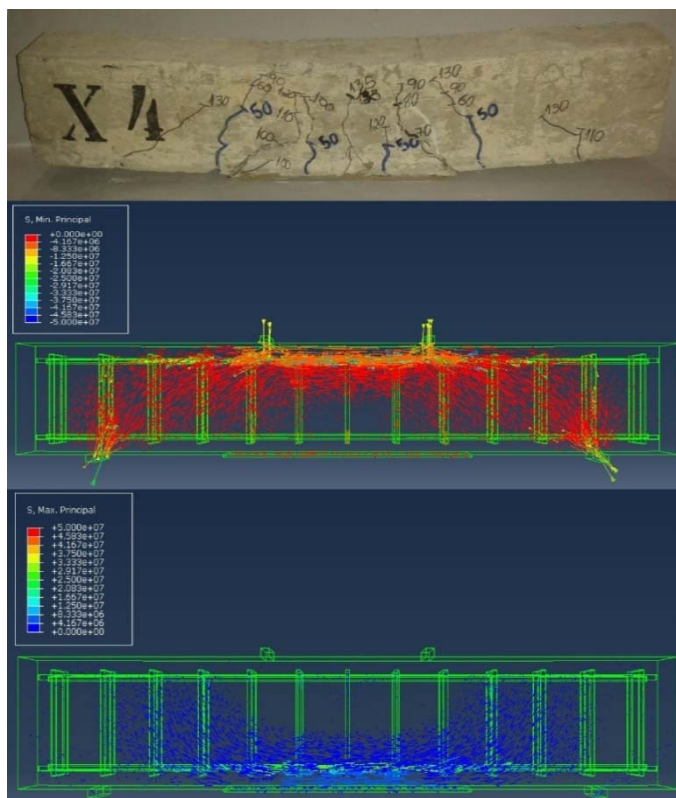


Figura 37 - Viga X4 rompida e com as tensões principais de compressão e de tração.

3.3.5 Viga X5 na análise do software

Na análise computacional da viga X5 assim como nas demais vigas é possível observar a formação de campos de tensão de tração e compressão e na região onde o parafuso está ancorado ao reforço é observar que há o surgimento de uma biela que se uni com a biela principal, no entanto como a chapa de aço colada na viga X5 tem comprimento menor que a da X3 e por essa região não ter ação do cisalhamento isso teria gerado um campo de tensão que induziu a viga a se romper por flexo-cisalhamento, como mostrado na figura 38.

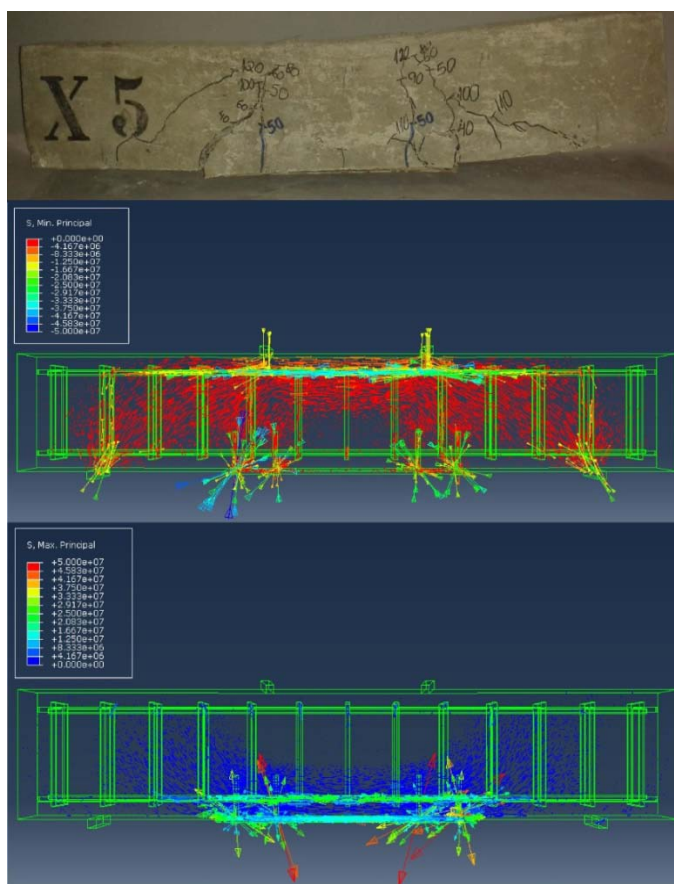


Figura 38 - Viga X5 rompida e com as tensões principais de compressão e de tração.

4. CONCLUSÕES

O principal objetivo desta pesquisa é verificar a eficiência dos reforços utilizados em vigas de concreto armado através da adição de chapas de aço coladas com adesivo estrutural de base epóxi e através da adição de chapas de aço coladas com adesivo epóxi e parafusadas considerando a influência na resistência mecânica da viga e a aderência do reforço ao concreto, analisando as vantagens e desvantagens entre eles. Através dos resultados obtidos nos ensaios pode-se concluir que esse objetivo foi cumprido, pois o reforço se mostrou eficiente visto que todas as vigas se romperam com uma carga superior a da viga de referência. Quando comparados os resultados das vigas é possível perceber que a viga X4, que foi reforçada com uma chapa de comprimento menor e somente colada, se mostrou a mais eficiente quanto à resistência e quanto à aderência, pois suportou uma carga superior que a carga da viga de referência, carga cerca de 22% maior, e demais vigas, além de que seu reforço não descolou mostrando que a aderência também foi eficiente. Com relação aos furos através dos resultados foi possível concluir que é uma boa forma de ancoragem para esse tipo de reforço só que a posição na qual ele for colocado tem que ser levada em consideração, pois ele gera uma sobreposição de tensões. Portanto o reforço de vigas de concreto armado por meio de chapas de aço coladas além de ter se mostrado eficiente tem as vantagens de que não há necessidade de se cortar a viga preservando suas armaduras longitudinal e transversal, não há mudança geométrica da viga, a aplicação do reforço é rápida e não necessita de mão de obra especializada como em outros métodos, também têm a vantagem de não apresentar vibrações ou ruídos durante sua aplicação, o que não acontece com o reforço por meio de chapas de aço com a utilização de parafusos para auxiliar na ancoragem, pois é preciso furar as vigas e isso gera muita vibração além do desgaste físico de quem está furando

5. AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos vão primeiramente para o Professor Ricardo Carvalho pela excelente orientação no desenvolvimento deste trabalho, à Construtora CALTECH pelo fornecimento do aço usado na armadura das vigas e pela confecção das mesmas, à Construtora CAMERON pelo fornecimento das fôrmas e do concreto para confecção das minhas vigas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] CARNEIRO, M. D. Estudo teórico-experimental do reforço de vigas através da adição de barras de aço e adesivo epóxi. Projeto de Graduação - Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, 2013.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5738: Concreto - Procedimentos para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



REPARO E PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SUBTERRÂNEAS

C. OURIVES
Diretor Executivo
Penetron Brasil
São Paulo; Brasil
claudio@penetron.com.br

R. CASAL
Engenheiro Civil
Penetron Brasil
São Paulo; Brasil
raphael.casal@penetron.com.br

RESUMO

Em muitos edifícios com subsolos e demais estruturas enterradas, o detalhamento do projeto de impermeabilização de lajes e cortinas se torna difícil em função do tamanho dos terrenos, pressão do lençol freático, contaminação do solo e desconhecimento de projetistas em relação a métodos para enfrentar essas situações. Como consequência, o subsolo não recebe a atenção devida do empreendimento e, na maioria dos casos, é um dos principais motivos de atraso na entrega da obra e reclamação dos proprietários. Em situações extremas, pode ocorrer a deterioração precoce das estruturas e problemas estruturais causados pela pressão negativa do lençol freático se o projeto não tiver sido calculado adequadamente. O uso do subsolo e a durabilidade ficam comprometidas sem um tratamento adequado. Esse trabalho tem como objetivo apresentar técnicas de recuperação e proteção em estruturas subterrâneas com infiltração, com sistemas de tratamento com argamassas de cristalização integral do concreto, aplicadas topicamente e por injeção. Essas argamassas reagem com a pasta de cimento do concreto e com a água formando cristais insolúveis nos poros e fissuras do concreto. Há uma grande redução da penetração de água, mesmo sob alta pressão, interrompendo a lixiviação do concreto e outras manifestações patológicas associadas. Serão apresentados casos de obras como a recuperação de laje de subpressão de um edifício residencial em Niterói, a recuperação da parede diafragma do 6º e 7º subsolos de um hospital em São Paulo e recuperação de um subsolo de um edifício residencial em Vitória.

Keywords: durabilidade, subsolo, concreto, cristalização.

ABSTRACT

In many basements of buildings and others underground structures, the waterproofing design detail of basement slabs and walls are tough decision due to the land size, water table pressure, soil contamination and unfamiliarity of designers to face these situations. As a result, there is no special attention to the basement and in most of cases, there is a huge delay in the site and claims from the new residents. In extreme situations, the structures can deteriorate earlier than expected and structural problems can appear due to the water table pressure in case the design does not preview this pressure. The durability and use of the basement are committed without a suitable approach. This work shows refurbishments and protection procedures for underground structures, based on integral crystalline systems, applied over the concrete or by injection. These products react with the cement paste from the concrete and water forming insoluble crystals in the pores and cracks. There is a high water penetration decreasing, even under high negative pressure, stopping concrete leaching and other related damages. Also, it will be shown cases of sites about basement refurbishment of a residential building in Niterói, RJ, diaphragm wall of a Hospital in São Paulo, SP. and the basement of a hotel in Vitória, ES.

Keywords: durability, basement, concrete, crystalline.

1. INTRODUÇÃO

Um projeto de recuperação da estanqueidade de estruturas de concreto em subsolos depende do conhecimento prévio da concepção estrutural de projeto, de informações do processo executivo e do uso dos elementos executados. O projeto pode seguir as seguintes etapas:

- Inspeção preliminar: visual e relatório fotográfico.
- Mapeamento das manifestações patológicas: localização e mensuração de aberturas de fissuras, profundidade, etc.
- Análise das manifestações patológicas: ensaios destrutivos e não destrutivos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- Avaliação estrutural: verificação do “as built” com o projeto estrutural.
- Diagnóstico: identificação das causas das patologias.
- Recomendações terapêuticas: métodos e materiais de recuperação.
- Prognóstico: previsão de ganho de vida útil da estrutura após a recuperação.
- Plano de manutenção para atender a vida útil adicional.

Na etapa de inspeção preliminar, o caminho é o mesmo utilizado na execução de um projeto de impermeabilização onde são analisadas a qualidade do concreto executado, os tratamentos para as juntas de concretagem programadas, para juntas de encontro entre cortinas e lajes e lajes e pilares, etc. Também devem ser analisadas as manifestações patológicas com origem em projeto, durante a fase de execução e uso, como:

- Fissuras por deficiência de armação ou mal posicionamento das malhas;
- Fissuras por recalque da laje;
- Fissuras de retração por secagem do concreto;
- Concreto com baixa resistência superficial à abrasão;
- Concreto segregado em pontos da laje ou cortina;
- Som cavo ou ruptura de capeamento de concreto;
- Desalinhamento de fôrma entre painéis de concreto na parede;
- Infiltração por juntas de concretagem;
- Infiltração por fissuras;
- Carreamento de solo;
- Eflorescência (carbonatação);
- Umidade elevada do concreto;
- Existência de juntas de dilatação e juntas serradas.

Os elementos a serem inspecionados são normalmente:

- Poços de elevador;
- Lajes do subsolo, com drenagem ou subpressão;
- Paredes moldadas in loco;
- Paredes diafragma;
- Engastes entre lajes e cortina e lajes e pilares;
- Reservatórios inferiores enterrados.

O projeto de recuperação dependerá de uma boa análise dos itens citados para fechar o diagnóstico das manifestações patológicas existentes. Tendo em mãos esse diagnóstico, são definidos os procedimentos de recuperação com o objetivo de possibilitar um uso saudável do ambiente e a preservação dos materiais como concreto, aço, revestimentos e pinturas. Há um aumento da vida útil da estrutura pois elimina-se a água do concreto e de agentes agressivos, reduz a presença de umidade no ambiente e, conseqüentemente de micro organismos, e uma valorização do patrimônio. Cada vez mais, o subsolo tem exigido acabamentos diferenciados com cerâmicas ou pinturas para tráfego e, para um bom desempenho desses revestimentos, é necessário evitar a percolação de água e reduzir a difusão de vapor pelo concreto. Nesse trabalho, apresentaremos as recomendações terapêuticas que podem ser adotadas na maioria dos projetos de recuperação de estanqueidade do subsolo como os métodos para preparação de superfície, reparos pontuais, impermeabilização geral das estruturas de subsolo contra pressão negativa e preparação da superfície para receber revestimentos.



2. TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO COM SISTEMA DE CRISTALIZAÇÃO INTEGRAL DO CONCRETO

De acordo com OURIVES, C.N. (2014), o sistema de cristalização integral do concreto é um sistema altamente eficaz para recuperação e impermeabilização de subsolos pelas seguintes razões:

- Sendo totalmente de base mineral, apresenta durabilidade sem se deteriorar ao longo do tempo.
- É aberto à difusão de vapor evitando o acúmulo de vapor e deixando o concreto completamente seco. Não há o risco de bolhas de osmose que ocorrem normalmente em pinturas base acrílica, epóxi ou poliuretano.
- Torna-se parte integrante do concreto. Penetra profundamente e sela os vazios capilares e fissuras de retração no concreto.
- Pode ser aplicado na face positiva ou negativa do concreto.
- As propriedades de impermeabilização e resistência química se mantêm intactas mesmo se a estrutura for danificada.
- Resiste a altas pressões hidrostáticas (> 70m).
- Resistente aos ataques químicos e assegura proteção contra águas subterrâneas agressivas, água do mar, cloretos, sulfatos e nitratos.
- Pode ser aplicado em concreto úmido.
- Não é tóxico podendo ser aplicado em áreas confinadas.

O sistema de impermeabilização por cristalização capilar é aplicado superficialmente e consiste de três fases:

- Argamassa de pega rápida para tamponamento de fluxos de água;
- Argamassas de reparo estrutural com cristalizante;
- Argamassas de alta fluidez e baixa viscosidade com cristalizante;
- Argamassa de proteção e impermeabilização por cristalização capilar integral.

Os componentes químicos ativos das argamassas de cristalização reagem com os compostos da pasta de cimento e com a umidade presente nos capilares do concreto para formar uma estrutura cristalina insolúvel. Esses cristais preenchem os poros e fissuras de retração do concreto para prevenir qualquer ingresso de água, mesmo sob pressão negativa. Contudo, o ainda permitirá a passagem de vapor d'água através da estrutura, ou seja, o concreto será capaz de respirar, evitando riscos de bolhas de osmose no sistema. Além de promover a impermeabilização da estrutura, protege o concreto contra a água do mar, efluentes domésticos e industriais, águas agressivas do solo e muitas outras soluções químicas agressivas.

2.1 Preparação de superfície.

Em muitos casos, encontra-se as superfícies de concreto cobertas por revestimentos, por pinturas ou por lama no caso de parede diafragma. O tratamento com o sistema de cristalização deve ser feito diretamente sobre o concreto. Portanto, deve-se utilizar procedimentos que garantam a limpeza adequada e abertura dos poros do concreto como jato de água de alta pressão (>250 bar), métodos de remoção de pintura como fresamento e demolição localizada de revestimentos quando for necessário. (Figuras 1 a 4).

A limpeza da superfície pode ser feita com jato de água. Para aplicação das argamassas de cristalização, deve-se deixar a superfície na condição saturada, superfície seca (SSS).



Figura 1 – Jato captivo de granalha para remoção de pinturas



Figura 2 – Fresamento mecânico para remoção de milímetros de concreto deteriorado



Figura 3 – Jato de alta pressão para abertura de poros do concreto (> 250 bar)



Figura 4 – Superfície de concreto após passagem do jato de alta pressão.

2.2 Tratamento de juntas de concretagem, segregações (bicheiras) e fissuras de retração.

Juntas de concretagem em cortinas, lajes e fissuras são o caminho mais rápido para a penetração de água. Conforme a NBR 6118, para uso em projeto, a abertura máxima característica w_k das fissuras deve ficar entre 0,2mm e 0,4mm. Em classes de agressividade CAA III e IV, w_k deve ser menor do que 0,3mm e 0,2mm respectivamente. Porém, na prática as aberturas podem ser maiores do que o previsto ou identificado. Por isso, é importante fazer um mapeamento para caracterização dessas. O procedimento de reparo dessas regiões compreende o corte de canaleta ao longo da junta ou fissura, com 20 mm de largura por 20 mm de profundidade, no mínimo. É feita uma limpeza da superfície e o tamponamento com argamassa de pega rápida na metade da canaleta. Confirmado o tamponamento temporário, deve-se fazer o reparo do restante da canaleta com argamassa de reparo estrutural com cristalizante, na forma de *dry-pack*. Para finalizar e fazer o selamento definitivo, aplica-se a argamassa de impermeabilização por cristalização capilar estendendo 15 cm para cada lado do tratamento. (Figuras 5, 6 e 7).

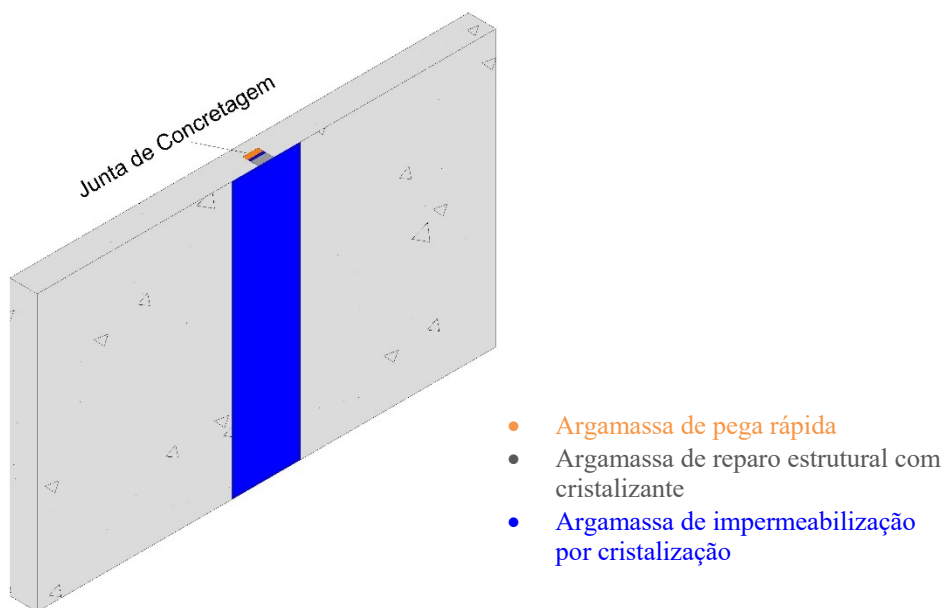


Figura 5 – Tratamento de juntas entre lamelas de parede diafragma.



Figura 6 – Tratamento de junta de concretagem e fissura de retração na laje.

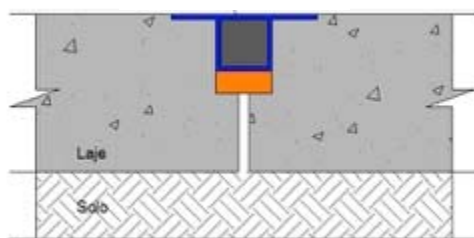


Figura 7– Tratamento de furo de ponteira ou infiltração localizada.

2.3 Injeção de argamassa de alta fluidez e baixa viscosidade com cristalizante.

Esse método pode ser utilizado para preenchimento de vazios no concreto ou na interface de elementos da parede ou laje de subpressão. São realizados furos e instalados bicos para injeção de calda de cimento.

Ancoragens de tirantes em paredes diafragma, com preenchimento deficiente de calda, podem ser tratadas com injeção dessa argamassa cristalizante de alta fluidez. (Figura 8).



Figura 8 – Injeção de argamassa de alta fluidez e baixa viscosidade com cristalizante.

2.4 Impermeabilização total com argamassa de cristalização capilar integral.

A argamassa de cristalização integral deve ser aplicada sobre a superfície de concreto na condição SSS. Podem ser aplicadas tanto sobre as cortinas quanto sobre as lajes. Pode-se utilizar métodos de projeção para ganho de produtividade. Em arremates, pode-se utilizar pincel. Normalmente, são aplicadas duas demãos. (Figura 9). É importante uma cura úmida por um prazo mínimo de 3 dias.



Figura 9 – Projeção da argamassa de impermeabilização por cristalização.

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Recuperação de terceiro subsolo em condomínio residencial, Niterói, RJ.

Trata-se do terceiro subsolo de edifício residencial, 7 metros abaixo do lençol, com infiltrações na laje de subpressão por juntas de concretagem, fissuras e encontros de laje com pilar e parede diafragma. O sistema de impermeabilização existente era de uma pintura de epóxi na laje de subpressão e nas cortinas parede diafragma. Nas juntas de concretagem entre pilares e laje e laje e cortina, executaram uma argamassa em formato de mísula para conter a infiltração. Esse processo mostrou ser ineficaz pelos inúmeros pontos com infiltração. (Figura 10).

Na cortina de parede diafragma, em cada junta entre lamelas foi executado um pilarete que também não se mostrou eficaz. A solução adotada foi injeção de resina de poliuretano.

Inicialmente, no intuito de tratar as infiltrações, iniciaram com injeção de poliuretano. Esse também não apresentou o resultado esperado e foi necessária uma abordagem sistemática na laje que incluía:

- Remoção da pintura de epóxi;
- Remoção das mísulas;
- Tratamento de todas as juntas de concretagem visíveis e fissuras com sistema de cristalização (Figuras 11 e 12);
- Proteção integral com argamassa de impermeabilização por cristalização integral (Figuras 13 e 14);
- Aplicação de barreira de vapor (Figura 15);
- Regularização com argamassa autonivelante cimentícia (Figuras 16 e 17);
- Pintura de acabamento (Figuras 18 e 19).



Figura 10 – Piso do terceiro subsolo com infiltração. Notar pintura existente de epóxi.

OBS: a superfície para aplicação das argamassas de cristalização devem estar na condição saturada superfície seca (SSS).



Figura 11 – Abertura de canaleta para reparo com argamassas de cristalização.



Figura 12 – Reparo finalizado.



Figura 13 – Aplicação de argamassa de impermeabilização por cristalização integral.

Figura 14 – Cura úmida da argamassa de impermeabilização por cristalização integral.



Figura 15 – Aplicação de barreira de vapor à base de epóxi.

Figura 16 – Aplicação de primer acrílico antes da aplicação do revestimento autonivelante cimentício.



Figura 17 – Bombeamento do revestimento autonivelante cimentício.

Figura 18 – Detalhe do pilar tratado.

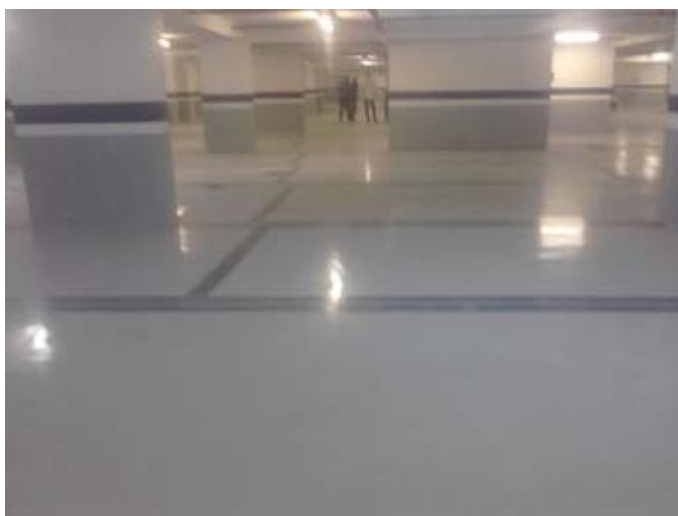


Figura 19– Acabamento com pintura de poliuretano sobre revestimento autonivelante.

3.3 Recuperação de parede diafragma do Hospital Oswaldo Cruz, São Paulo, SP.

Em dezembro de 2012, o Hospital Alemão Oswaldo Cruz concluiu as obras do novo prédio denominado Bloco E, um edifício vertical, com 5 subsolos e mais 19 andares, para abrigar centros cirúrgicos, UTIs e quartos de internações. Com o aumento das chuvas naquele ano, surgiram grandes infiltrações no quarto e quinto subsolos, transbordando pela canaleta de drenagem lateral, executada justamente para coletar possíveis infiltrações. Foi removida a segunda parede de PVC para uma análise mais detalhada. Também foi realizado um jato de água de alta pressão para limpeza e visualizar melhor possíveis falhas de concretagem, conforme fotos abaixo (Figuras 20 a 23).



Figura 20 – Detalhe de concreto segregado na parede diafragma.



Figura 21 – Detalhe de concreto segregado na parede diafragma.



Figura 22 – Vista de parede diafragma do quinto subsolo com infiltração por juntas entre lamelas e segregações.



Figura 23 – Vista dos fundos do quinto subsolo com infiltrações e empoçamento de água.

A metodologia de recuperação adotada seguiu o seguinte roteiro (Figuras 24 e 25):

- Jato de água de alta pressão para limpeza e remoção de concreto misturado com lama;
- Identificação das regiões com segregação do concreto;
- Delimitação das regiões de reparo;
- Nas regiões com fluxo d'água, houve tamponamento com argamassa de pega rápida;
- Reparos até 6cm foram realizados com argamassa de reparo estrutural com cristalizante;
- Reparos acima de 6cm foram realizados com graute ou microconcreto com cristalizante. Nesses casos, foi necessário instalar fôrmas estanques;
- Proteção total com projeção de argamassa de impermeabilização com cristalização integral.
- Cura por 3 dias.

OBS: a superfície para aplicação das argamassas de cristalização devem estar na condição saturada superfície seca (SSS).



Figura 24 – Tratamento executado nas juntas entre as lamelas com as argamassas de cristalização integral.



Figura 25 – Tratamento executado nas juntas entre as lamelas com as argamassas de cristalização integral.

3.4 Recuperação de laje de subpressão em edifício, Vitória, ES.

Nesse edifício localizado em Vitória, ES, foi realizada a recuperação do primeiro e único subsolo, com área aproximada de 1.500m², no início de 2014. O edifício foi inaugurado no final de 2015 onde funciona um hotel da rede Sleep Inn. Esse subsolo caracteriza-se por ter uma laje de subpressão, sem sistema de drenagem. A cortina lateral foi executada com concreto usinado moldado *in loco*. Surgiram fissuras de retração e de encontro com os pilares e pelas quais haviam

infiltrações de água. Havia também infiltrações pelas juntas de concretagem, sem nenhum tratamento preventivo (Figuras 26 a 29). O processo de tratamento seguiu o roteiro executivo abaixo (Figuras 30 a 34):

- Jato de alta pressão em toda a laje e cortina e ao longo de fissuras e juntas de concretagem para abertura da porosidade e limpeza;
- Abertura de canaleta nas fissuras e juntas de concretagem, com dimensões mínimas de 20mm x 20mm;
- Nas regiões com fluxo d'água, houve tamponamento com argamassa de pega rápida no fundo das canaletas;
- Os reparos das canaletas foram realizados com argamassa de reparo estrutural com cristalizante;
- Após a execução dos tratamentos nas fissuras e juntas de concretagem, foi aplicada na cortina, laje e 1,0m de altura dos pilares argamassa de impermeabilização com cristalização integral;
- Cura por 7 dias;
- Aplicação de argamassas de regularização.

OBS: a superfície para aplicação das argamassas de cristalização devem estar na condição saturada superfície seca (SSS).



Figura 26 – Vista geral do subsolo com infiltração.



Figura 27 – Infiltração por junta entre laje e parede.



Figura 28 – Fissura com infiltração e carreamento de solo.



Figura 29 – Segregação do concreto na parede.



Figura 30 – Abertura de canaleta na junta entre parede e laje.



Figura 31 – Tratamento em junta de concretagem com argamassas de reparo estrutural com cristalizante.



Figura 32 – Aplicação de argamassa de impermeabilização por cristalização integral.



Figura 33 – Aplicação de argamassa de impermeabilização por cristalização integral na laje e nos pilares.



Figura 34 – Subsolo em uso com vista do revestimento de regularização e sinalização.

4. CONCLUSÃO

Trabalhos de recuperação de infiltrações em subsolo requerem sistemas que tenham compatibilidade com superfície úmida. Essa é uma grande vantagem dos sistemas de cristalização que necessitam da água para a formação dos cristais. Uma visão sistêmica e o conhecimento do método executivo auxilia na identificação das vulnerabilidades da estrutura, como em juntas de concretagem, e na definição dos processos corretivos. As argamassas de cristalização são mais seguras quanto ao manuseio pois não necessitam de solvente para limpeza de equipamentos, ainda mais em áreas confinadas. A vida útil dessas estruturas é prolongada por não haver mais a percolação da água pelo concreto.

5. REFERÊNCIAS

- [1] OURIVES, C.N., Crystalline Waterproofing Systems for Tunnels, code 113, World Tunnel Congress (2014).
- [2] ABNT NBR 6118 : Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (2014)
- [3] Seleção de fotos, informações de obras e documentação técnica da Penetron Brasil.



**RESULTADOS PRELIMINARES DE MEDIÇÃO DO TEOR DE ÍONS CLORO NO AR
ATMOSFÉRICO NA CIDADE DE FORTALEZA/CE**

A. M. R. CAMPOS
Arquiteta e Urbanista
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
maracampos86@gmail.com

M. P. PAIVA
Graduando em Tecnologia em Estradas
Instituto Federal do Ceará
Ceará; Brasil
mateus71314@gmail.com

A. E. B. CABRAL
Engenheiro Civil
Universidade Federal do Ceará
Ceará; Brasil
eduardo.cabral@ufc.br

RESUMO

As estruturas de concreto armado, localizadas em ambientes de atmosfera marinha, se degradam mais precocemente que aquelas mais afastadas do oceano. Esta degradação ocorre mais rapidamente nessas estruturas, devido à influência de íons cloro presentes na névoa salina, os quais, em conjunto com as condições climáticas adversas, propiciam ação deletéria nas mesmas, podendo desencadear o processo de corrosão do aço de suas armaduras. Este trabalho visou à avaliação do teor de íons cloro no ar atmosférico da praia de Iracema e da praia do Futuro, em Fortaleza-CE, em relação à distância do mar, bem como a comparação com outras cidades litorâneas brasileiras. Para a quantificação do teor de íons cloro, foi utilizado o método da vela úmida, normatizado pela NBR 6211/2011. Foram estabelecidos pontos para coleta de dados colocados nas distâncias de 50m, 250m, 500m, 1000m, 2000m e 4000m distantes do mar. Verificou-se que o teor de íons cloro decai exponencialmente em função da distância do mar; que a agressividade do meio ambiente em Fortaleza é bastante elevada em relação a outras cidades avaliadas e que foi possível constatar que a praia do Futuro apresenta uma agressividade bastante superior em relação à praia de Iracema.

Palavras-chave: Íons Cloro, Corrosão, Agressividade

ABSTRACT

The reinforced concrete structures located in marine atmosphere environments degrade earlier than those further away from the ocean. This degradation occurs more rapidly in these structures due to the influence of chloride ions present in the salt spray, which, together with the adverse weather conditions, provide deleterious effects in them, which can trigger the steel corrosion process of their armor. This study aimed to assess the chlorine ion content in the atmospheric air from the Iracema Beach and Futuro beach in Fortaleza, in relation to the distance from the sea, as well as comparison with other coastal cities. To quantify the chlorine ion content, we used the method of wet sail, regulated by the NBR 6211/2011. points were established for data collection put in 50m distances, 250m, 500m, 1000m, 2000m and distant sea 4000m. It was found that the content of chlorine ions decays exponentially as a function of distance from the sea; the aggressiveness of the environment in Fortaleza is quite high compared to other cities evaluated and it was found that the beach of the Future has a much higher aggressiveness in relation to Iracema Beach.

Keywords: Ion chlorine, corrosion, Aggressiveness

1. INTRODUÇÃO

A construção civil já passou por momentos de crescimento acelerado no mundo, o que, segundo Souza e Ripper [1], provocou a necessidade de inovações, as quais trouxeram como consequência a aceitação implícita de maiores riscos nas obras civis. A progressão do desenvolvimento tecnológico aconteceu então naturalmente, e, com ela, o aumento do conhecimento sobre estruturas e materiais. Apesar disto, algumas estruturas e materiais ainda têm desempenho insatisfatório, se avaliadas à luz das finalidades a que são destinadas, pois passam por um processo de deterioração estrutural considerável, que implica em uma vida útil reduzida das construções.

De acordo com Helene [2], as causas deste problema supracitado podem ser diversas: cargas, variação da umidade, variações térmicas intrínsecas e extrínsecas ao concreto, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, agentes atmosféricos, dentre outros. A engenharia de estruturas, segundo Souza e Ripper[1], viu-se assim confrontada



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



com a necessidade de se pesquisar outros parâmetros importantes de análise da qualidade das obras além dos que já se usavam inicialmente, para garantir o sucesso das construções.

Passaram-se então a se considerar os materiais empregados e os métodos construtivos utilizados, tendo em vista o ambiente de construção da estrutura, principalmente o de cidades cosmopolitas, as quais, em sua maioria, são localizadas em região marítima. Pontes [3] citou, reforçando esta ideia, que as obras expostas ao ambiente marinho se deterioram mais cedo devido ao ambiente altamente agressivo que as envolve. Segundo Portella [4] também, em ambiente marinho, os cloretos, contidos na névoa salina, se constituem a causa mais significativa das manifestações patológicas, em virtude da sua agressividade às armaduras.

De acordo com Pontes [3], as estruturas marítimas nos Estados Unidos, construídas no período de 1896 a 1916, com 20 a 30 anos, já apresentavam problemas significativos de deterioração. Em Hong Kong, na década de 50, utilizaram água do mar para amassamento, o que reduziu a vida útil de estruturas para 15 anos. A Noruega, a África do Sul e a Suécia, bem como outros países, apresentaram igualmente histórico de construções portuárias, pontes e estruturas a beira-mar com deterioração precoce. Além dos países mencionados, o Brasil também merece atenção. Ele apresenta uma extensa costa marítima, que está entre as maiores do mundo, a qual, segundo o IBGE [5], possui uma extensão de 7367 km, que é banhada pelo Oceano Atlântico e que contém grandes cidades portuárias importantes e estratégicas, incluindo, dentre elas, Fortaleza.

Fortaleza, segundo Albuquerque e Otoch [6], artigos datados da década de 80 já alertavam para a agressividade ambiental desta cidade, em razão da sua elevada salinidade marítima e pelo fato de que, na década de 90, algumas medições foram feitas, nas quais se verificaram notável concentração de cloretos, sulfatos e partículas sedimentáveis no ar atmosférico. É importante destacar, além do mais, que atualmente os limites de separação entre os ambientes marinho e urbano ainda não foram estabelecidos na cidade de Fortaleza, conforme Portella [4], e esta constatação impõe a necessidade de se saber até onde se estende a zona de ambiente marinho, a fim de se conhecer o comportamento da intrusão do aerossol, à medida que se vai afastando-se do mar e adentrando-se no continente.

A motivação desta pesquisa então se deu através da necessidade de se conhecer os níveis de concentração de íons de cloro na cidade de Fortaleza como um todo, pois tal conhecimento permitirá o desenvolvimento de projetos de estruturas em concreto armado de forma mais adequada, tratando de forma preventiva o surgimento de corrosão da armadura pela ação de íons cloro, mantendo assim a vida útil destes concretos e primando pela sua durabilidade.

O objetivo geral desta pesquisa é mapear a agressividade do ar avaliando-se o teor de deposição de íons cloro no ar atmosférico da cidade de Fortaleza, em relação à distância ao mar, por meio do método da vela úmida, nos meses de novembro e dezembro de 2015. Para isto, foram estabelecidos alguns objetivos específicos, tais como:

- Quantificar o teor de íons cloro presente na atmosfera da cidade de Fortaleza, através da coleta de dados em 47 pontos da cidade, por meio do ensaio de vela úmida, estabelecido pela ABNT NBR 6211:2001 [7], durante um período de 12 meses consecutivos e estabelecer modelos de correlação em função da distância ao mar. No entanto, para este artigo serão apresentados resultados de 12 pontos de coleta de dados durante o período dos dois primeiros meses de pesquisa.
- Fazer uma análise comparativa dos dados obtidos neste estudo com dados de estudos anteriores realizados na Praia do Futuro e Praia de Iracema, ambas dentro da cidade de Fortaleza, bem como com estudos de outras cidades brasileiras.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Concreto como material estrutural durável

Consoante Monteiro e Mehta [8], “o concreto é um material compósito que consiste, essencialmente, de um meio aglomerante no qual estão aglutinadas partículas ou fragmentos de agregado. No concreto de cimento hidráulico, o aglomerante é formado de uma mistura de cimento hidráulico e água”. O concreto é um material que é utilizado em larga escala na construção civil. Estima-se que o consumo atual de concreto no mundo seja da ordem de 19 milhões de toneladas ao ano. Ele é tão utilizado devido a pelo menos três razões: À excelente resistência do concreto à água, a facilidade com a qual elementos estruturais de concreto podem ser obtidos através de uma variedade de formas e tamanhos e pelo baixo custo, normalmente, e a rápida disponibilidade do material para uma obra.

Segundo Portella [4], a durabilidade de uma estrutura de concreto é a capacidade de resistir à ação das intempéries, a ataques químicos, a esforços mecânicos ou a qualquer outro processo de deterioração previsto e manter-se em serviço, desempenhando as funções para as quais foi projetado e construído, quando expostos ao uso e ao seu meio ambiente, durante um determinado período de tempo especificado previamente. Segundo CBIC [9], a durabilidade depende de muitos fatores que vão interferir isolada ou conjuntamente, desde a concepção e projeto até o uso e conservação.

No Brasil, não havia um referencial sobre o prazo que deveria durar uma estrutura até o advento da ABNT NBR 15575/2013 [10] – Norma de desempenho de Edificações Habitacionais. Para essa norma, a durabilidade está diretamente ligada ao custo global do bem imóvel. A durabilidade de um produto se extingue quando ele deixa de atender às funções que lhe forem atribuídas, quer seja pela degradação que o conduz a um estado insatisfatório de desempenho, quer seja quando sua função se torna obsoleta.

Chama-se de vida útil o período de tempo contado entre o início de operação ou uso de um produto e o momento em que o seu desempenho deixa de atender aos requisitos do usuário preestabelecidos. Tuutti *apud* Pontes [3] propôs um modelo de durabilidade, como segue na Figura 01. Entende-se que a previsão de vida útil das estruturas, em função do grau de corrosão das armaduras, se dá através da soma dos períodos de propagação e iniciação, sendo que os mesmos são consecutivos. O período de iniciação é o tempo decorrido desde a execução do concreto armado até o momento em que os agentes agressivos atingem a barra de aço, provocando a despassivação, enquanto que o período de propagação se inicia ao final do período de iniciação e vai até a deterioração atingir um grau de corrosão inaceitável, necessitando de manutenção e reparos obrigatórios. Logo, a vida útil é o tempo decorrido desde a execução do concreto até quando o seu grau de corrosão torna-se inaceitável.

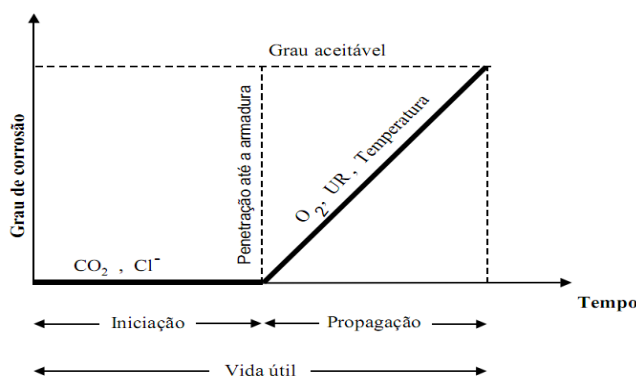


Figura 1: Modelo de Vida Útil (TUUTTI, 1980 *apud* Pontes, 2006)

Segundo Pontes [3], algumas características devem ser observadas para se obter um concreto durável em ambiente marinho, tais como:

- Fissuras – podem ocorrer devido a movimentos internos do concreto, à expansão do material no interior do concreto e às condições expostas externamente;
- Relação água/cimento – devido a sua grande relação com a resistência mecânica e sua permeabilidade, pois apresenta grande relação com a porosidade do concreto;
- Tipo de cimento – é um fator importante, pois pode implicar em economia na execução de concreto armado, quando se estabelece uma vida útil de projeto;
- Resistência à compressão – é uma característica significativa, já que esta tem uma correlação com a permeabilidade do concreto;
- Cobrimento da armadura – se considera o cobrimento mínimo aquele com menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento de concreto, sendo que se constitui num critério de aceitação. O cobrimento nominal é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (possível erro de execução), garantindo assim o cobrimento ideal.

2.2 Causas de degradação do concreto

Segundo a NBR 6118/2014 [11], as causas do envelhecimento e deterioração relativas ao concreto são a lixiviação, a expansão por sulfato e a reação álcali-agregado. As causas relativas à degeneração da armadura são a despassivação por carbonatação e despassivação por ação de cloretos.

1.1.1 Lixiviação

Segundo a NBR 6118/2014 [11], é o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Para prevenir sua ocorrência, recomenda-se restringir a fissuração, de forma a minimizar a infiltração de água, e proteger as superfícies expostas com produtos específicos, como os hidrófugos. Além disso, se faz necessário diminuir relação a/c, usar de adições e investir no melhoramento das condições de cura e Impermeabilização.

1.1.2 Ataque de Sulfatos

Conforme a NBR 6118/2014 [11], é a expansão por ação de águas ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado, o que resulta na desagregação por expansão e fissuração, na perda de resistência do concreto devido à perda de coesão na pasta de cimento e à perda de aderência entre a pasta e as partículas de agregado. A prevenção pode ser feita pelo uso de cimento resistente a sulfatos, conforme ABNT NBR 5737. Os dois principais meios de ataque por sulfatos são: reação com os produtos de hidratação do aluminato tricálcico não hidratado produzindo etringita; e reação com o hidróxido de cálcio produzindo gipsita. A NBR 12655/2015 [12] diz que, além da necessidade do concreto ser preparado com um cimento resistente a sulfatos, no que concerne à relação água/cimento e a resistência característica à compressão, devem ser atendidos os requisitos expostos na Tabela 1, desta norma.

Tabela 1- Requisitos para concreto exposto a soluções contendo sulfatos

Condições de exposição em função da agressividade	Sulfato solúvel em água (SO ₄) presente no solo % em massa	Sulfato solúvel em água (SO ₄) presente na água ppm	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal*	Mínimo fck (para concreto com agregado normal ou leve) MPa
Fraca	0,00 a 0,10	0 a 150	-	-
Moderada**	0,10 a 0,20	150 a 1500	0,50	35
Severa***	Acima de 0,20	Acima de 1500	0,45	40

*Baixa relação água/cimento ou elevada resistência podem ser necessárias para a obtenção de baixa permeabilidade do concreto ou proteção contra corrosão da armadura ou proteção a processos de congelamento e degelo.

**Água do mar.

***Para condições severas de agressividade, devem ser obrigatoriamente usados cimentos resistentes a sulfatos.

1.1.3 Reação Álcali-Agregado

Segundo a NBR 6118/2014 [11], é a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e os agregados reativos. Como resultado da reação, na presença de umidade, são formados produtos que são capazes de expandir, gerando fissurações, deslocamentos e podendo comprometer as estruturas de concreto.

Para Cabral [13], é um processo químico em que alguns constituintes mineralógicos do agregado reagem com hidróxidos alcalinos que estão dissolvidos nas soluções dos poros do concreto, formando um gel expansivo. Os tipos são: Reação álcali-silica – opala, trimidita, cristobalita; reação álcali-silicato – feldspato, quartzito, ardósia, xisto; Reação álcali-carbonato – agregado calcário-domilítico. As condições para a ocorrência são: Agregado potencialmente reativo, umidade e álcalis, além de fatores complementares como: temperatura, área de superfície do material, tensões confinantes e contribuição de álcalis externos. Na Tabela 2 apresentam-se as medidas de mitigação, conforme a NBR 15577/2008 [14].

Tabela 2 - Medidas de mitigação

Intensidade da ação preventiva	Medidas de mitigação
Mínima	<ol style="list-style-type: none"> 1) Limitar o teor de álcalis do concreto a valores menores do que 3,0 Kg/m³ de Na₂O equivalente a) b), ou 2) Utilizar cimentos CP II-E ou CP II-Z, conforme ABNT NBR 11578, ou CP III, conforme ABNT NBR 5735, ou CP IV, conforme ABNT NBR 5736, ou 3) Usar uma das medidas mitigadoras previstas na ação preventiva de intensidade moderada.
Moderada	<ol style="list-style-type: none"> 1) Limitar o teor de álcalis do concreto a valores menores do que 2,4 Kg/m³ de Na₂O equivalente a) b), ou 2) Utilizar cimentos CP III, com no mínimo 60% de escória conforme ABNT NBR 5735 ou 3) Utilizar cimento CP VI, com no mínimo 30% de pozolana conforme ABNT NBR 5735 ou 4) Usar uma das medidas mitigadoras previstas na ação preventiva de intensidade forte.
Forte	<ol style="list-style-type: none"> 1) Utilizar materiais inibidores da reação de acordo com a tabela 3, comprovando a mitigação da reatividade potencial pelo ensaio previsto ou 2) Substituir o agregado em estudo.
<p>a) Aceita-se considerar o aporte de álcalis trazido ao concreto pelo cimento (álcalis totais determinados pelas ABNT NBR NM 11-2, ABNT NBR NM 17 ou ABNT NBR 14656), na ausência dos ensaios de todos os componentes do concreto.</p> <p>b) Na₂O_{eq} = 0,658 K₂O + Na₂O</p>	

1.1.4 Carbonatação

Segundo Pauletti [15], a carbonatação é um fenômeno físico-químico que ocorre principalmente entre os hidratos do cimento e o CO₂ da atmosfera. A carbonatação provoca uma série de alterações na microestrutura dos materiais cimentícios, sendo que as duas consequências maiores são a queda do pH e a mudança na permeabilidade. No caso do concreto armado, a carbonatação pode se tornar crítica para a corrosão da armadura, quando forem reunidas condições como: presença de água, diferença de potencial, acesso ao oxigênio. Segundo a NBR 6118/2014 [11], a carbonatação causa despassivação por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

Segundo Pauletti [15], a carbonatação do concreto é um das principais causas para o início do processo de corrosão das armaduras, uma das manifestações patológicas que mais afeta as estruturas de concreto armado, além de ser de difícil intervenção e reparo. Para Neville [16] a reação de carbonatação é mais intensa, quanto maior for a concentração de CO₂ na atmosfera. Apesar de não ser responsável diretamente por patologias, sob a ótica da durabilidade do concreto armado, a carbonatação, através da redução do pH da solução dos poros, faz com que a película passivadora do aço seja removida, podendo levar ao início do processo de corrosão das armaduras, desde que estejam presentes a umidade e o oxigênio .

1.1.5 Ataque de cloretos e corrosão de armaduras

O processo de corrosão das armaduras no interior do concreto ocorre através de reações químicas, que envolvem a condução de cargas (elétrons) entre regiões diferentes de um mesmo metal. Em uma região, ocorrem as reações de perdas de elétrons (região anódica), enquanto em outras se processam as reações de consumo de elétrons (região catódica). A circulação de íons ocorre pelo eletrólito, que, no caso, do concreto é a solução contida nos seus poros. Para Pereira [17] na região anódica, ocorrem as reações de oxidação do metal, que consistem na dissolução do átomo metálico ou na liberação de íons metálicos para o eletrólito e estabelecimento de um fluxo de elétrons através do eletrodo (metal) para a região catódica, o que leva a deterioração da armadura, causando, com o tempo, perda de aderência entre os dois materiais e redução da seção transversal das barras de aço, podendo levar a estrutura à falência.

Em condições normais, a armadura no interior do concreto encontra-se protegida química e fisicamente. Essa situação de proteção pode durar indefinidamente, desde que o concreto apresente boa qualidade e não fissure, mas, caso não sejam atendidas essas condições, a degradação das estruturas de concreto armado se dará em decorrência da penetração, através dos poros e fissuras, de substâncias agressivas na forma de gases, vapores e líquidos, que interagem com os materiais constituintes do concreto, conforme diz Nepomuceno[18]. Os cloretos dissolvidos presentes no meio

ambiente externo podem penetrar no concreto, através dos seguintes mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons no concreto: permeabilidade, absorção capilar, difusão iônica e migração iônica.

A problemática da deterioração de estruturas de concreto devido à corrosão de armaduras desperta maior preocupação em zonas costeiras, pois se encontram em meios particularmente agressivos devido à presença de cloretos. Para Pereira [17], os íons cloro são considerados os agentes mais problemáticos no processo de corrosão de armaduras, incluindo tanto o período de iniciação quanto o de propagação. Em ambientes agressivos, a quantidade de íons cloro tende a ser incrementada gradualmente, e o mesmo pode chegar, após certo tempo, a atacar toda a superfície da armadura do concreto armado, podendo provocar velocidades de corrosão intensas e perigosas, diminuindo sensivelmente sua vida útil (ANDRADE [19]).

Segundo Portella [4], os principais fatores que influenciam o ingresso e a ação dos íons cloro no interior do concreto, desencadeando o processo de corrosão das armaduras do concreto armado, são: composição e tipo de cimento, relação água/cimento, grau de hidratação do cimento e cura do concreto, cobrimento da armadura, carbonatação, porosidade do concreto, ambiente marinho, a umidade relativa do ar e a temperatura, a ação do vento, o distanciamento do mar, resistividade elétrica. A NBR 12655/2015 [12] estabelece o limite crítico de cloretos no concreto em porcentagem sobre a massa de cimento, conforme Tabela 3. Não se devem exceder os limites do valor máximo de concentração de íons cloro no concreto endurecido, pois este já considera a contribuição de todos os componentes do concreto, a fim de proteger as armaduras do concreto.

Tabela 3 - Limite crítico de cloretos no concreto

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloro no concreto % sobre a massa de cimento
Concreto protendido	0,05
Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40
Outros tipos de construção com concreto armado	0,30

1.2 Agressividade Ambiental

Para Vilas Boas e Machado [20], a agressividade ambiental é normalmente o termo utilizado para descrever o potencial de aporte de substâncias deflagradoras de processos oxidativos (principalmente oxigênio e cloretos) em estruturas de concreto armado. Para Brandão [21], o estudo da agressividade ambiental visa conhecer o comportamento das estruturas e dos seus materiais componentes (concreto e aço), em face dos ataques por agentes externos agressivos presentes no meio ambiente, de modo que possam ser tomadas as respectivas medidas preventivas de proteção, com o intuito de assegurar que as estruturas apresentem durabilidade.

A NBR 6118/2014 [11], por sua vez, diz que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas. Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado no Quadro 1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Quadro 1 - Classe de Agressividade Ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da Estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1 2}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹	Grande
		Industrial ^{1 2}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{1 3}	Elevado
		Respingo de Maré	
¹ - Pode-se admitir um microclima com classe de agressividade um nível mais branda para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).			
² - Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegida da chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.			
³ - Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Este quadro de classe de agressividade ambiental, nos mostra uma classificação ambiental genérica, ficando sujeita as interpretações, que pode subjetivamente adotar uma ou outra classificação, expondo às vezes a estrutura a uma agressividade à qual não está adequada. É necessária uma análise criteriosa dos microclimas no qual a estrutura será inserida, para dar suporte ao projetista na identificação de possíveis patologias associadas, a fim de que o mesmo utilize mecanismos de proteção em seu projeto.

O primeiro trabalho sobre deposição de cloretos no Brasil foi citado por Albuquerque e Otoch [6], trabalho realizado em Fortaleza/Ce, no início da década de 90. A tese de doutorado do prof. Gibson Rocha Meira, pela Universidade Federal de Santa Catarina, incluiu um estudo sobre deposição de cloretos, e avaliou a agressividade de cloretos em zonas de ambiente marinho na cidade de João Pessoa, o que deu origem ao artigo publicado por Meira e Padaratz [22]. Outros estudos se seguiram, como o de Pontes [3], que avaliou a disseminação de íons cloro na orla marítima do bairro Boa Viagem, em Recife/Pe. Outro estudo foi de Garcia, Padaratz e Spoganicz, [23], que foi realizado em Florianópolis/SC. Borba Júnior [24], em seu trabalho, faz um comparativo dos resultados destas cidades, como segue no Quadro 2.

Quadro 2 - Comparativo de resultados

Pontes <i>et al.</i> , 2006 (Recife, PE)		Meira <i>et al.</i> , 2006 (João Pessoa, PB)		Garcia, Padaratz e Spoganicz, 2007 (Florianópolis, SC)	
Dist. ao mar (m)	Dep. Cl ⁻ (mg/m ² .d)	Dist. ao mar (m)	Dep. Cl ⁻ (mg/m ² .d)	Dist. ao mar (m)	Dep. Cl ⁻ (mg/m ² .d)
7	554,4	10	480,3	10	1.096,0
100	393,0	100	117,6	100	11,5
160	145,1	200	19,0	200	21,1
230	40,8	500	13,8	400	15,0
320	44,1	-	-	600	6,5
-	-	-	-	1.000	23,7

O trabalho de Vilasboas [25] mostra uma classificação da agressividade ambiental presente nas diferentes localidades de Salvador, demonstrando o comportamento da salinidade, em função da distância à costa marítima, obtidos a partir de mapas de corrosão atmosférica. Em Fortaleza/Ce, foram realizados alguns trabalhos que quantificaram os íons cloro presentes em pontos específicos, como a dissertação de Portella [4], que fez coleta de dados na praia do Futuro; o trabalho de Oliveira [26] na praia de Iracema e o trabalho de Santos [27] na praia do Porto das Dunas, em Aquiraz/Ce, sendo que estes trabalhos foram realizados em regiões pontuais da região metropolitana de Fortaleza, e ainda faltam dados globais, que é o objetivo do trabalho que está sendo realizado.

3. MATERIAIS E MÉTODOS DE PESQUISA

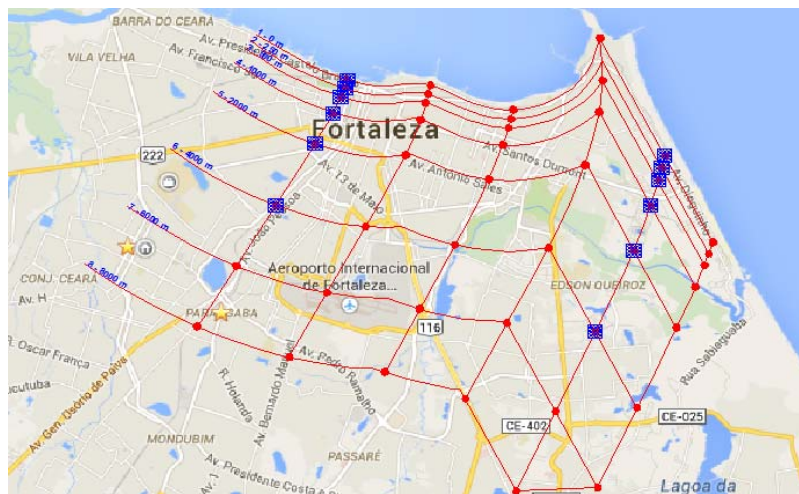
3.1 Ensaio pelo Método da Vela Úmida

Para se determinar o teor de cloretos em suspensão e disseminados no ar atmosférico da cidade de Fortaleza/CE, foi utilizado o ensaio pelo método da vela úmida, prescrito pela norma ABNT NBR 6211/2001 [7] – Corrosão atmosférica – Determinação de cloretos na atmosfera pelo método da vela úmida. Para isto, foram determinados 47 pontos estratégicos espalhados pela cidade (Figura 2), onde os dados serão coletados por um período de 12 meses. Para este artigo, serão apresentados resultados referentes a 12 pontos de coleta de dados, durante o período dos dois primeiros meses de pesquisa, que são respectivamente, novembro e dezembro de 2015.

3.2 Pontos de coleta de dados

As velas úmidas foram colocadas na cidade conforme malha pré-estabelecida. A distribuição foi determinada de forma que os pontos fossem distribuídos de forma homogênea pela cidade, com intuito de coletar dados na maior área possível, havendo uma concentração maior de pontos nas proximidades da faixa litorânea. A distribuição foi feita a partir da projeção de 08 (oito) linhas correspondente à margem da cidade, distanciando-se da orla nas distâncias: 50m (cinquenta metros); 250m (duzentos e cinquenta metros); 500m (quinhentos metros); 1000m (mil metros); 2000m (dois mil metros); 4000m (quatro mil metros); 6000m (seis mil metros); e 8000m (oito mil metros). A partir destas linhas foram traçadas 06 (seis) linhas perpendiculares distantes 2500m (dois mil e quinhentos metros) entre si. O cruzamento das linhas de projeção da margem com as linhas perpendiculares deu origem a 48 pontos, dos quais foram escolhidos 47. Onde serão colocados os suportes, com as velas úmidas, para a realização do ensaio. O ponto número 47 foi colocado dentro do LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFC (Universidade

Federal do Ceará) no campus do Pici, para a realização do ensaio em branco. Este ensaio serve de referência na determinação de íons cloro presentes nas outras velas expostas na cidade. Para este trabalho serão demonstrados dados recolhidos na linha 01 e linha 05 da malha, conforme demarcados na Figura 2.



- Pontos de coleta de dados
- Pontos demonstrados neste artigo

Figura 2: Pontos de coleta de dados na cidade de Fortaleza/Ce.

3.3 Vela Úmida

A vela úmida, conforme a ABNT NBR 6211/2001 [7], é composta de um cilindro envolvido com gaze cirúrgica e fixado a um frasco coletor por meio de uma rolha. O cilindro é constituído de material inerte como vidro ou polietileno, de aproximadamente 2,5 cm de diâmetro, sobre o qual é enrolada uma camada dupla de gaze cirúrgica. A área da superfície da gaze exposta à atmosfera deve ser de aproximadamente 100 cm² e cuidadosamente determinada e expressa em metros quadrados (S). O cilindro é introduzido numa rolha de borracha, ficando com uma altura de cerca de 15 cm acima desta. O frasco coletor utilizado é de vidro, com aproximadamente 1000 mL de capacidade, conforme Figura 3 e Figura 4.

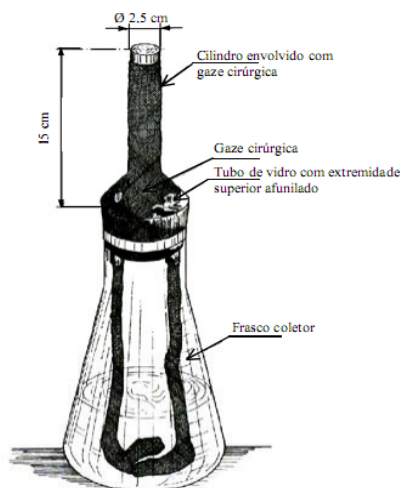


Figura 3 - Vela Úmida (ABNT NBR 6211, 2001)



Figura 4 - Vela Úmida

A vela foi preparada com luvas de PVC, em uma sala dentro no Laboratório de Materiais de Construção Civil – LMCC, da Universidade Federal do Ceará, no campus do Pici. A ABNT NBR 6211/2001 [7] recomenda que a vela úmida seja instalada num suporte adequado, a uma altura mínima de 1m acima do nível do solo e em posição mais alta que todos os obstáculos localizados num raio de 3 m. A vela deve estar protegida por meio de uma cobertura de material inerte e opaco de, no mínimo, 50 cm x 50 cm, como também e ser colocada numa posição central e a uma distância de 20 cm do topo da cobertura. Para o desenvolvimento do trabalho, o suporte foi projetado conforme figura 5 e figura 6.



Figura 5 – Suporte metálico



Figura 6 – Suporte instalado

Para proteção contra os ventos, evitando desequilíbrio e queda, será colocado fixado no suporte um recipiente plástico com areia para colocação da vela, oferecendo mais estabilidade para o frasco coletor. Os reagentes que foram utilizados são os dispostos na ABNT NBR 6211/2001 [7], a fim de determinar o teor de cloretos.

Os resultados serão expressos em massa de cloreto por unidade de área e por unidade de tempo. Através da equação 1, conforme ABNT NBR 6211/2001 [7].

Equação 1 – Determinação do teor de cloretos

$$\text{Cloreto}(\text{mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})) = \frac{2(A - B) \cdot M \cdot 35,5 \cdot V_T}{V_a \cdot S \cdot t}$$

Onde:

A: volume gasto de solução-padrão de nitrato mercúrico com a alíquota, em mililitros;

B: volume gasto de solução-padrão de nitrato mercúrico com o branco, em mililitros;

M: concentração de solução-padrão de nitrato mercúrico, em molaridade;

VT: volume total da amostra após a diluição, em mililitros;

Va: volume de alíquota, em mililitros;

S: área da gaze exposta, em metros quadrados;

t: tempo de exposição, em dias.

4. RESULTADOS

Os resultados da determinação do teor de íons cloro pelo método da vela úmida nos dois ciclos analisados são apresentados no Quadro 5 a seguir:

Quadro 5: Resultados dos Ciclos

Distância em relação ao mar (m)	Concentração de cloreto (mg/(m ² .d))					
	CICLO 01		CICLO 02		MÉDIA	
	Praia de Iracema	Praia do Futuro	Praia de Iracema	Praia do Futuro	Praia de Iracema	Praia do Futuro
50	125,48	580,81	179,78	402,20	152,63	491,50
250	16,28	173,34	77,83	225,63	47,05	214,48
500	20,23	24,56	71,41	82,57	45,82	53,56
1000	22,62	40,23	21,58	73,89	22,10	57,06
2000	9,67	22,45	15,62	53,95	12,64	38,02
4000	8,90	10,06	22,07	39,46	15,48	24,76

Verifica-se a elevada concentração de íons cloro nos pontos mais próximos ao mar, e logo após o decréscimo da concentração de íons cloro, à medida que vai se aumentando a distância em relação ao mar, o que é bastante evidente, como observado no gráfico 1, resultante da média dos ciclos analisados:

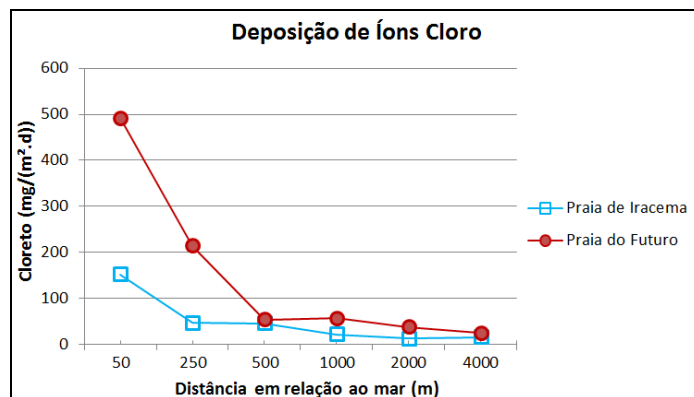


Gráfico 1: Deposição de íons cloro na cidade de Fortaleza

Verifica-se ainda a disparidade na diferença dos resultados da praia do Futuro em relação a praia de Iracema, nos primeiros metros de distância em relação ao mar. A praia do Futuro apresenta uma concentração 3,22 vezes maior que a concentração de íons cloro na praia de Iracema, o que nos mostra que a praia do Futuro é muito mais agressiva do que a praia de Iracema. No entanto, a partir dos primeiros 500 metros, observa-se que os resultados da praia do Futuro se assemelham aos da praia de Iracema, mesmo sendo bem mais agressiva nos seus primeiros metros.

Se comparada a outras capitais, com base nos resultados obtidos em estudos anteriores como o de: Pontes [3] em Recife, Meira e Padaratz [22] em João Pessoa, Costa [28] em Salvador e Borba Junior [24] em Vitória, expressos no quadro e gráfico abaixo, pode-se perceber que o comportamento da salinidade na cidade de Fortaleza é superior ao das outras cidades, havendo maior concentração nos primeiros metros de distância do mar e reduzindo exponencialmente após os primeiros 200 metros. Constata-se ainda tanto a praia de Iracema quanto a praia do Futuro apresenta resultados bem superiores a todas as outras cidades estudadas, conforme Quadro 6 e Gráfico 2.

Quadro 6: Comparativo com outras cidades

Distância em relação ao mar (m)	Concentração de cloreto (mg/(m².d))					
	Fortaleza		Recife	João Pessoa	Salvador	Vitória
	Praia de Iracema	Praia do Futuro				
50	152,63	491,50	413,55	111,40	8,82	298,22
200	-	-	99,46	67,90	8,31	42,43
250	47,05	214,48	-	-	-	-
500	45,82	53,56	5,75	25,23	7,37	0,86
1000	22,10	57,06	0,05	4,85	6,03	0,00
2000	12,64	38,02	-	-	-	-
4000	15,48	24,76	-	-	-	-

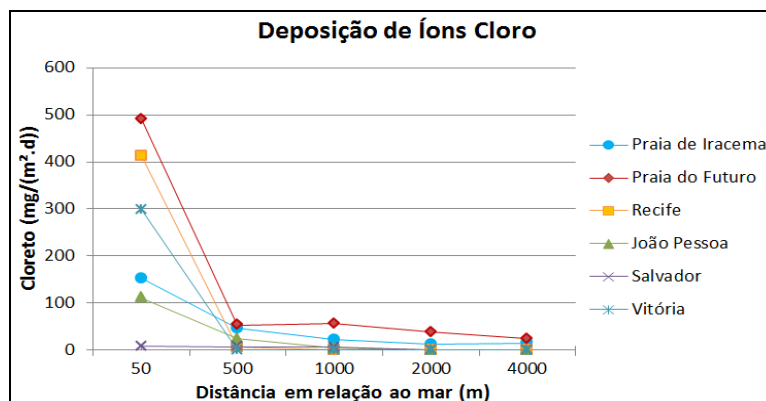


Gráfico 2: Comparativo com outras cidades

Verificamos que nos primeiros 50 m de distância do mar, a praia de Iracema está abaixo somente de Recife e Vitória, no entanto, na faixa dos 500 m verifica-se que a Praia de Iracema supera os valores das outras cidades ficando abaixo somente da praia do Futuro, ou seja, Tanto a praia de Iracema quanto a praia do Futuro a partir dos primeiros 500m apresentam valores superiores a outros estudos. Em relação ao resultado de João Pessoa, até então o maior resultado para esta distância, a praia de Iracema é 81,6% e a praia do Futuro 112,0% mais agressiva. Quando analisamos os resultados encontrados à 1000m de distância, verificamos que a praia de Iracema é 266,5% e a praia do Futuro é 805,71% mais agressiva que o maior valor encontrado, em Salvador.

Quadro 7: Comparativo de agressividade

Comparativo de agressividade					
Distância em relação ao mar (m)	Praia de Iracema	Praia do Futuro	Maior Agressividade/distância	Praia de Iracema	Praia do Futuro
	Cloreto (mg/m ² .dia)	Cloreto (mg/m ² .dia)	Cloreto (mg/m ² .dia)	% mais agressivo	% mais agressivo
50	152,63	491,50	413,55 (Recife)	-63,0%	+18,8%
500	45,82	53,56	25,23 (João Pessoa)	+81,6%	+112,0%
1000	22,10	57,06	6,03 (Salvador)	+266,5%	+805,71%

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Confirmou-se, com os resultados deste estudo, a alta agressividade do meio quanto à névoa salina, no que diz respeito a concentração de íons cloro, na cidade de Fortaleza. Verificou-se ainda que dentro da mesma cidade, o comportamento da agressividade é diferente, quando comparada a região da praia de Iracema com a região da praia do Futuro, sendo que esta última apresenta resultados mais elevados, inclusive quando se comparado a de outras cidades brasileiras. Confirmando que, devido à elevada concentração de íons cloro, a região é altamente agressiva, o que requer diretrizes construtivas com cuidados especiais para manter a durabilidade das construções.

Verificou-se também que a taxa de deposição de íons cloro tem um decrescimento exponencial a medida que se afastam do mar. Vale ressaltar que estes resultados correspondem somente a duas regiões, que são parte do mapeamento geral da cidade, onde já se percebe as diferenças de agressividade nas regiões da cidade.

6. REFERÊNCIAS

- [1] SOUZA, Vicente Custódio; Ripper, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.
- [2] HELENE, Paulo R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção das estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1992.
- [3] PONTES, Ronaldo B. **Disseminação de íons cloreto na orla marítima do bairro de Boa Viagem, Recife-PE**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, 2006.
- [4] PORTELLA, Caio S. A. **Avaliação da durabilidade de concretos produzidos segundo a ABNT NBR 6118:2007 e expostos aos cloretos disseminados em névoa salina na Praia do Futuro, em Fortaleza-Ce**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.
- [5] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Disponível em <http://teen.ibge.gov.br/mao-na-roda/posicao-e-extensao>. Acessado em 25/09/2014.
- [6] ALBUQUERQUE, A.T; OTOCH, S.. **Proposta de Classificação da Agressividade do Ambiente na Cidade de Fortaleza**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Pernambuco, 2005.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6211: Corrosão atmosférica - Determinação de cloretos na atmosfera pelo método da vela úmida**. Rio de Janeiro, 2001.
- [8] MONTEIRO, P.J.M; MEHTA, P.K.; **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 3ª ed. São Paulo: IBRACON 2013.
- [9] CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção. **Desempenho de edificações habitacionais: Guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013**. Câmara Brasileira da Indústria da Construção. Brasília, 2013.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575: Edificações Habitacionais – Desempenho**. Rio de Janeiro, 2013.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland –**



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

- [13] CABRAL, Antônio E. B. **Notas de aula da disciplina Patologia das Edificações.** Fortaleza: Universidade Federal do Ceará, 2014.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15577: Agregados - Reatividade álcali-agregado Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto.** Rio de Janeiro, 2008.
- [15] PAULETTI, C. **Estimativa da cabornatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [16] NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 2ª ed. São Paulo. PINI, 1997.
- [17] PEREIRA, Valéria G. A. **Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: Influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- [18] NEPOMUCENO, A. A. **Mecanismo de transporte de fluidos no Concreto.** In: CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações, cap. 26. Edição ISAIA, G. C.; 2ª ed. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v.
- [19] ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras.** São Paulo, PINI. 1992. 104p.
- [20] VILAS BOAS, J.L.M.; E MACHADO, S. L. **Uma proposta da classificação ambiental para a cidade de Salvador-BA.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, São Paulo, 2010.
- [21] BRANDÃO, Ana Maria da S. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1998.
- [22] MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos.** In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. IBRACON, 2002
- [23] GARCIA, R. B., PADARATZ, I. J.; SPOGANICZ, B. **Agressividade marinha medida pela taxa de deposição de cloretos na Região da grande Florianópolis.** IN: 49º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Anais. Bento Gonçalves, IBRACON, 2007
- [24] BORBA JR., J. C.; MEIRA, G. R.; CALMON, J. L; TRISTÃO, F. A. **Deposição de cloretos em ambiente marinho e concentração superficial de cloretos em concretos na cidade de Vitória.** In: VII Congresso Internacional.
- [25] VILAS BOAS, J. M. L.; **Durabilidade das edificações de concreto armado em Salvador: Uma contribuição para implantação da NBR 6116:2003.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia (UFBA), Salvador, 2004.
- [26] OLIVEIRA, P. C. M.; **Avaliação do teor de deposição de íons cloreto na atmosfera da praia de Iracema em Fortaleza/CE.** Monografia de graduação em Engenharia Civil. Centro de Tecnologia. Universidade Federal do Ceará-UFC. Fortaleza, 2013.
- [27] SANTOS, D. V.; **Avaliação do teor de íons cloro no ar atmosférico da praia do Porto das Dunas, em Aquiraz/Ce.** Monografia de graduação em Engenharia Civil. Centro de Tecnologia. Universidade Federal do Ceará-UFC. Fortaleza, 2013.
- [28] COSTA, E. A. L.; **Determinação do Potencial de Agressão dos sais marinhos sobre as argamassas de revestimento na região metropolitana de Salvador.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Rio Grande do Sul, 2001.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



TECNOLOGIA DA INFORMAÇÃO E COMUNICAÇÃO (TIC) APLICADA AO CONTROLE DE QUALIDADE COMO FORMA DE ASSEGURAR DESEMPENHO E ATENDIMENTO DA VUP (VIDA ÚTIL DE PROJETO)

J. S. BÖES
Engenheiro Civil
UNISINOS
São Leopoldo; Brasil
boes.jeferson@gmail.com

J. O. PATZLAFF
Professor Mestre; Engenheiro Civil
UNISINOS
São Leopoldo; Brasil
jefersonpatzlaфф@gmail.com

RESUMO

A vigência da ABNT NBR 15575:2013 vem promovendo mudanças no setor da construção civil que envolvem toda cadeia produtiva, principalmente no que tange o processo de projeto, seja através de etapas como a escolha de componentes e sistemas construtivos ou na própria busca por certificação de produtos e sistemas construtivos, por parte dos fabricantes, de forma que seus insumos e componentes aplicáveis às edificações habitacionais atendam à referida Norma. Contudo, a fase de construção também tem um papel fundamental para assegurar que os requisitos estabelecidos em projeto sejam atendidos. Frente a esse contexto, a partir da implantação de um Controle de Qualidade, pode-se monitorar e gerir o processo executivo, buscando e assegurando que esses sistemas construtivos sejam executados de forma adequada, atestando a qualidade do empreendimento, como um todo. Nesse sentido, o presente trabalho aponta o uso da Tecnologia da Informação e Comunicação (TIC) no Controle da Qualidade, através do uso de tecnologias atuais, de modo a atender o cumprimento dos requisitos estabelecidos e assegurar a VUP (Vida Útil de Projeto) da edificação. Conclusivamente, o Controle de Qualidade aplicado durante a fase de execução melhora os níveis de produção de obras com maior grau de qualidade, conseqüentemente aumentando sua Vida Útil (VU) e gerando a expectativa de maior durabilidade.

Palavras-chave: edificação, qualidade, vida útil, durabilidade, desempenho, execução, projeto.

ABSTRACT

The validity of the NBR 15575: 2013 has been promoting changes in the construction industry involving the entire production chain, especially regarding the design process, either through steps such as the choice of components and construction systems or in the pursuit of certification construction systems and products, by manufacturers, so that their inputs and components applicable to residential buildings meet the said standard. However, the construction phase also plays a key role in ensuring that the requirements in the project are met. Faced with this context, since the implementation of a Quality Control, you can monitor and manage the enforcement proceedings, seeking and ensuring that these constructive systems to run properly, attesting to the quality of the enterprise as a whole. In this sense, this study points to the use of Information and Communication Technology (ICT) in Quality Control, through the use of current technologies in order to meet compliance with the established requirements and ensure the VUP (Project Lifespan) of edification. Conclusively, the quality control applied during the implementation phase improves the works of production levels with the highest degree of quality, thereby increasing its Lifespan and generating the expected durability.

Keywords: building, quality, lifespan, durability, performance, execution, design.

1. INTRODUÇÃO

Com a vigência da ABNT NBR 15575:2013 – Edificações Habitacionais – Desempenho, toda a cadeia produtiva da indústria da construção civil muda o conceito de produzir e construir, iniciadas pelas edificações habitacionais. Normas de desempenho têm por finalidade atender às exigências dos usuários. No caso, a ABNT NBR 15575:2013 refere-se aos sistemas que compõe as edificações habitacionais, independente dos sistemas construtivos e os materiais adotados. A norma enfoca as exigências dos usuários, no que tange ao comportamento ao uso, sem prescrição dos sistemas



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



construtivo utilizados [1]. Esta mudança transforma a relação entre construtora e cliente em uma relação de consumo. Para tal, faz-se necessário mudar o conceito de projetar e construir, a fim de atender aos novos requisitos.

Também, a fase de execução possui papel importante no atendimento dos requisitos estipulados em projeto, pois através desta que assegura-se o cumprimento dos requisitos previstos em todos sistemas construtivos. O desafio para o atendimento dos requisitos estabelecidos em projetos, como assegurar a Vida Útil de Projeto (VUP), durante a fase de construção, está em controlar todas as atividades executadas ao longo da obra, de modo eficaz, conferindo qualidade e a correta execução, do ponto de vista técnico. Deste modo, faz-se necessário criar mecanismos que visem monitorar e gerir o processo construtivo buscando assegurar o atendimento destes requisitos de forma integral e em todas etapas da obra. Para isto, o Controle de Qualidade apresenta-se como uma forma de garantir o atendimento e controlar a execução do empreendimento, atestando a qualidade como um todo.

De acordo com Righi [2], o controle de qualidade foi implementado com o objetivo de que os produtos defeituosos não fossem colocados à disposição do consumidor. Esta afirmação vai ao encontro da ABNT NBR 15575:2013, pois torna-se uma ferramenta com alto potencial de aplicação nos canteiros de obra para o cumprimento da norma, pois os *produtos defeituosos* não atendem os requisitos estipulados e a VUP de uma edificação.

Para o atendimento da qualidade nas obras e, como consequência, a satisfação total do cliente e o atendimento dos requisitos da NBR 15575:2013, as empresas do setor vem adotando Sistemas de Gestão da Qualidade, com destaque para ISO 9001 e o PBQP-H, ambos bastante difundidos e que permeiam com solidez o mercado. No entanto, surgem questionamentos quanto à metodologia atual de coleta e tempo de análise em relação às inspeções de serviços executados nos canteiros de obra. Para estes problemas, a Tecnologia da Informação e Comunicação (TIC) aparece como uma opção para somar aos sistemas de gestão atuais.

A literatura nos últimos anos, aponta a tendência de TIC nos canteiros de obra. Estudos realizados por Kim et al. [3], Chen e Namara [4], Leão [5], Nakagawa [6] e Izquierdo [7] sobre o uso da TIC, através do uso de dispositivos móveis, constataram que, por meio do monitoramento das informações em tempo real, houve a melhora na tomada na decisão, diagnósticos de problemas e ação mais rápida na resolução.

Frente a esse contexto, o presente estudo consistiu em utilizar a Tecnologia da Informação e Comunicação (TIC), para implantação de um Controle de Qualidade em tempo real para monitorar e gerenciar os processos executivos de uma obra, a fim de monitorar e evidenciar o cumprimento dos requisitos estipulados em projeto bem como, assegurar a VUP. O estudo foi realizado em uma obra de um Complexo Logístico, caracterizado por sistemas construtivos versáteis, curto prazo de execução e alto nível de desempenho solicitado nos seus sistemas.

O presente estudo limita-se em analisar os quesitos de qualidade, no que tange às verificações de serviços realizadas através das Fichas de Verificações de Serviços (FVS) e a análise destas informações. Foram definidos cinco serviços para realizar aplicação do controle de qualidade: estacas hélice contínua, pilares pré-fabricados, piso de concreto, *Tilt-up* e blocos e baldrame de fundação.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O desempenho e a durabilidade dos empreendimentos são o reflexo da qualidade na indústria da construção civil, em que a qualidade dos serviços associados torna um carácter essencial pela obtenção da qualidade dos empreendimentos [8]. Bolina et al. [9] complementam, afirmando que os conceitos de desempenho, durabilidade e vida útil são correlatos. Afirmam que, de acordo com a ABNT NBR 15575, a durabilidade é “a capacidade de uma edificação e de seus sistemas de desempenhar suas funções ao longo do tempo e sobre as condições de uso e manutenção especificadas”. No conceito, ao citar que os sistemas devem *desempenhar* suas funções, a norma refere-se ao comportamento da edificação ou sistema durante o uso, que nada mais é que a própria definição de desempenho para a referida norma. A norma apresenta com asserção o conceito de durabilidade como *ao longo do tempo*, introduzindo, assim o conceito de vida útil como o *período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando a aperiodicidade e correta execução dos processos de manutenção*.

O emprego da palavra qualidade pode ser dado pelas características do produto que vão ao encontro da necessidade do cliente, gerando a satisfação do mesmo e pela ausência de falhas [10]. Hirschfeld [11] complementa que a qualidade na construção civil deve ser vista de forma ampla, focando nas várias etapas de processo de produção e uso, sendo elas divididas em planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes, execução de obras e uso, operação e



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



manutenção. Dessa maneira, a qualidade inicia-se na identificação das necessidades do usuário, passando pelas etapas do processo onde os diversos produtos e serviços serão agregados com seus diferentes níveis de qualidade, resultando um produto final que deva satisfazer as necessidades iniciais do usuário, identificadas no início do processo. O setor da construção vem buscando, nas últimas décadas, elevar os padrões de qualidade de seus produtos e serviços, enfocando sua confiabilidade, conformidade, durabilidade e principalmente o atendimento das necessidades do cliente [12].

O controle de qualidade está diretamente relacionado à qualidade final da obra e, por consequência, ao cumprimento dos requisitos estabelecidos, como também assegurar a VUP. Para Marosszky et al. [13], o controle da qualidade deve ser realizado simultaneamente com a execução das atividades na obra, de modo a identificar os problemas de qualidade e agir de maneira a limitar sua recorrência. Picchi e Agopyan [14] afirmam que o controle da qualidade deve estender-se a todos os estágios da execução, tais como:

- a) Análise de unidade prótipo (avaliação preliminar, em escala real, do resultado conjunto dos produtos e processos especificados);
- b) Controle de pré-montagens (controle da qualidade de fôrmas, armação, kits hidráulicos e outras pré-montagens antes do envio à obra);
- c) Qualificação de subempreiteiros (avaliação da capacidade anteriormente à contratação);
- d) Planejamento e controle de equipamentos (para garantir sua alocação conforme previsões);
- e) Controle da qualidade do produto final e da manutenção da qualidade até a entrega ao cliente.

De acordo com Picchi e Agopyan [14], o controle de qualidade na construção civil deve ser um controle formalizado, tendo objetivos, avaliando características prioritárias, conforme padrões estabelecidos em normas, com critérios de aceitação, indicando tolerâncias permitidas.

A indústria da construção caracteriza-se por possuir informações intensivas e que necessitam ser transferidas e trocadas durante o ciclo de vida do projeto [4]. Ela é essencial para as construtoras nos dias de hoje. O tratamento do fluxo de informações entre os diversos agentes intervenientes ao longo de todo processo é um dos fatores críticos para o sucesso de um empreendimento [15]. A falta de tratamento dos fluxos de informações nos processos constitutivos pode levar a problemas patológicos e baixa qualidade [16]. A falta de informação em tempo real também é uma característica da indústria da construção civil. Essa ausência cria obstáculos e reduz a capacidade dos gestores de acompanharem os indicadores de desempenho, diminuindo sua habilidade de detectar ou controlar a variabilidade e incerteza inerentes nas atividades de construção [17].

A Tecnologia da Informação e Comunicação (TIC) leva o nome das tecnologias utilizadas para capturar, armazenar, processar e distribuir informações no meio eletrônico. A construção civil apresenta um atraso na adesão dessas tecnologias em seus processos [15]. No entanto, Moraes et al. [18], constaram que este panorama vem alterando-se nos últimos anos, em que a construção civil vem consolidando a adoção do TIC. De acordo com Kim et al. [3], é um desafio para os engenheiros coletar as informações em todos locais de uma obra em tempo real. Para superar este desafio faz-se necessário o emprego de Tecnologias da Informação e Comunicação. Leão [5] vai ao encontro à Kim et al. [3], onde aponta o uso de dispositivos móveis em canteiros de obras, como uma alternativa para coletar e gerenciar as informações geradas ao longo da obra, de maneira eficaz. A aplicação de dispositivos móveis na construção civil vem sendo um dos principais temas de pesquisas e estudos do domínio da *Information Technology in Construction* (ITC) [4].

Realizar um intercâmbio eficaz de informações entre os participantes de uma construção não é tarefa fácil, pois canteiros de obras com grandes áreas, condições climáticas adversas e recursos espalhados tornam difícil aos engenheiros e aos gerentes essa extração da informação do local onde está ocorrendo atividade até o escritório [19]. O emprego da Tecnologia da Informação e Comunicação para gestão da qualidade em canteiros de obra torna-se um mecanismo inovador, quando surge a utilização de um *software* como uma alternativa vantajosa e em potencial para essa aplicação [20].

Ainda, Bowden et al. [21] destacam benefícios do uso de dispositivos móveis nos canteiros de obra:

- a) A qualidade de trabalho;
- b) Não conformidades são detectadas anteriormente, o que leva a intervenção mais eficaz no que tange custos;
- c) Os defeitos são imediatamente comunicados aos empreiteiros, agilizando o processo de correção.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



3. ESTUDO DE CASO

3.1. Software utilizado

O *software* utilizado para implantação do controle de qualidade é voltado para mobilidade na construção civil, desenvolvido para recolher, em tempo real, informações que servem como base para tomada de decisões estratégicas, melhoria da qualidade, redução de custos, sustentabilidade ambiental e agilidade na decisão. Ele funciona em duas plataformas: *web* e *mobile*. A plataforma *web* é responsável por cadastrar os formulários, receber, centralizar e processar todas as informações coletadas em campo. Através dela é possível fazer a gestão dos módulos em tempo real e acompanhar os indicadores da obra. A plataforma *mobile* é responsável por realizar a coleta das informações em campo. Nela, o usuário realiza as inspeções, registra as NC e transmite os formulários para plataforma *web*. Ele pode ser utilizado através de *smartphones* e *tablets* como aplicativo, pelos profissionais nas obras e permite o controle da qualidade, produtividade, mão de obra em tempo real. Seu sistema é habilitado para operar online e offline, de modo atender as obras que não possuem conexão com internet.

3.2. Hardware utilizado

Para realização do estudo foram utilizadas duas plataformas de *hardware*: *notebook* e *tablet*.

Notebook Samsung RV420 – 2310M, com as seguintes configurações técnicas: processador Intel Core i3, 4GB de memória RAM, velocidade de 2.1 GHz e 500GB de memória HD.

Tablet Samsung Galaxy Tab 4, com as seguintes configurações técnicas: sistema operacional Android 4.0, velocidade de 1.2GHz, memória de 16GB, Wi-fi e 3G.

3.3. Implantação

Em virtude do curto prazo para a execução, somado à necessidade de obter maior controle da qualidade dos serviços executados, de modo assegurar o atendimento dos requisitos estabelecidos em projeto, como a VUP, definiu-se cinco atividades para implantar o controle de qualidade. Os serviços foram ao longo do estudo, as principais atividades realizadas na obra, sendo elas execução de fundações do tipo estacas hélice contínua, blocos de coroamento, pilares pré-fabricados, execução de piso e execução de *Tilt-up*. A figura 1 ilustra as FVS referente às atividades acompanhadas ao longo do presente estudo.

Figura 1 – Relação das Fichas de Verificações de Serviço

Registro da Ficha de Verificação de Serviço	Descrição
FVS-003	Execução de Estaca Hélice Contínua
FVS-004	Execução de blocos e baldrame
FVS-006A	Execução de piso de concreto (sub-base)
FVS-006B	Execução de piso de concreto (fôrmas)
FVS-006C	Execução de piso de concreto (concretagem)
FVS-006D	Execução de piso de concreto (acabamento)
FVS-006E	Execução de piso de concreto (juntas)
FVS-030A	Execução de Tilt-up (fôrmas)
FVS-030B	Execução de Tilt-up (armação)
FVS-030C	Execução de Tilt-up (concretagem)
FVS-031	Recebimento de Pré-fabricado
FVS-034	Montagem de Pré-Fabricado

Fonte: Böes (2015)

Foi realizado o cadastro das FVS que a empresa possui em seu Plano de Qualidade da Obra do meio físico, papel, para o meio digital, plataforma *web* do *software*. Deste modo, pode-se manter o mesmo padrão de inspeção que a construtora já adotava. Também foram acrescentadas em cada FVS, as inspeções necessárias para a verificação do atendimento dos requisitos estabelecidos em projeto como no asseguramento da VUP.

A etapa de coleta de dados teve duração de três meses e foi desenvolvida na medida em que os serviços eram realizados em campo, com as inspeções de qualidade através das FVS via *tablet*. Para realização das FVS, não se fez necessária

conexão com a rede de internet, pois a plataforma permite trabalhar totalmente *offline*. O controle de qualidade foi realizado pela equipe de qualidade da construtora. À medida em que eram realizadas as inspeções, os dados eram enviados automaticamente do campo para a plataforma *web*, onde o responsável pela gestão da qualidade monitorava em tempo real o desempenho da execução dos serviços. As figura 2 e 3 mostram o formato da inspeção via plataforma *mobile*.

Figura 2 – Aplicação do Controle de Qualidade – Execução de Tilt-up

Fonte: Böes (2015)

Figura 3 – Aplicação do Controle de Qualidade – Execução de Estacas Hélice Contínua

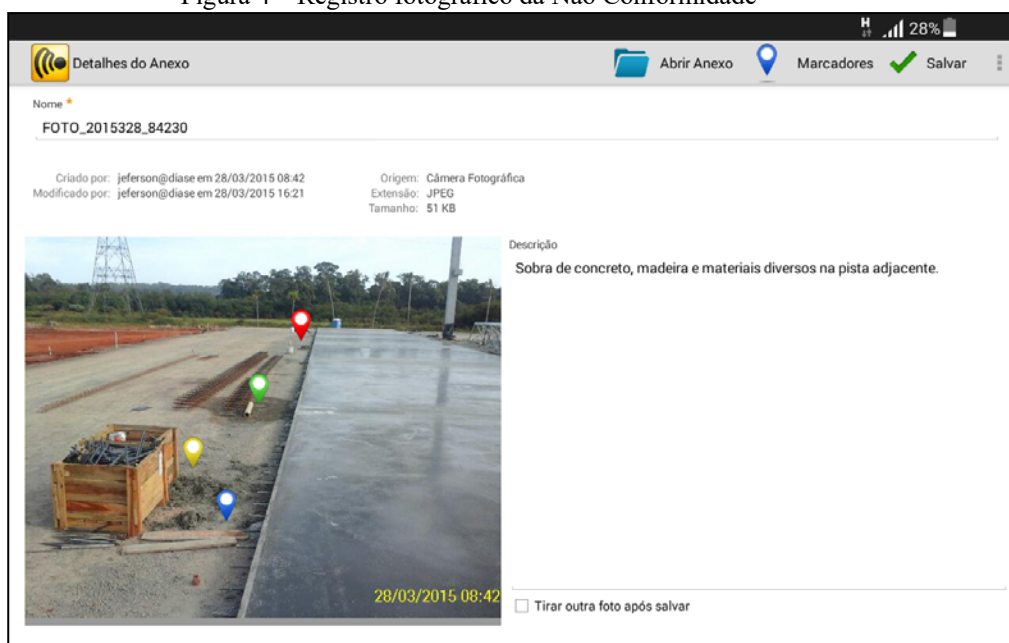
Fonte: Böes (2015)

As FVS aplicadas no controle de qualidade tinham as respostas pré-definidas, de acordo com o item a ser inspecionado, onde era definido no momento do cadastro na plataforma *web*. Apresentava os itens que deveriam ser verificados em cada elemento, o método de verificação, tolerância ou critério de aceitação do desvio e um campo para inserir observação em relação à inspeção. Todas estas especificações que compõe as FVS foram elaboradas de acordo com os requisitos de desempenho estabelecidos em projeto para o atendimento da VUP.

As FVS foram programadas para o caso de houver a reprovação de algum item inspecionado, automaticamente fosse criado uma Não Conformidade (NC). Neste caso, a plataforma *mobile* abre uma nova janela, onde o inspetor pode preencher a NC *in loco*, de modo a relatar o ocorrido com maior número de informações sem perda ao longo do processo. Além do preenchimento da NC, com as causas do ocorrido, a descrição do problema, é possível anexar registros fotográficos de modo a ilustrar o problema encontrado. A figura 4 apresenta esta aplicação. Ao concluir o preenchimento da NC e posteriormente o a FVS, o formulário é enviado para plataforma *web*. Desta forma o gestor é avisado automaticamente que houve um desvio do padrão especificado, como também é enviado um comunicado aos responsáveis pela execução do serviço, de modo a agilizar a correção.

A NC fica registrada no sistema de modo a evidenciar o desvio ocorrido. A partir deste ponto é realizado o monitoramento do problema até a solução, como a avaliação da solução dada. A partir deste controle de qualidade, é possível registrar o responsável pela execução do serviço, os materiais e equipamentos empregados.

Figura 4 – Registro fotográfico da Não Conformidade

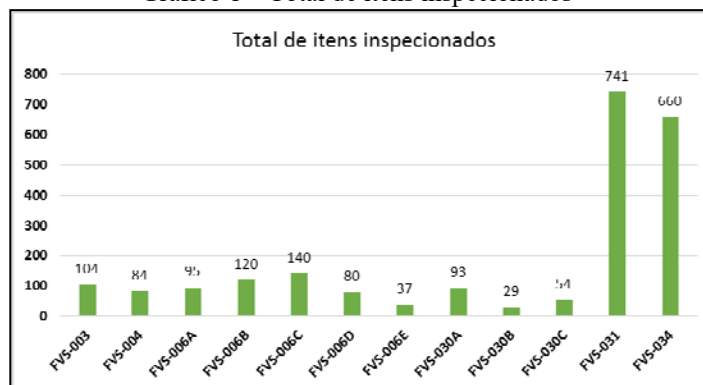


Fonte: Bões (2015)

4. RESULTADOS

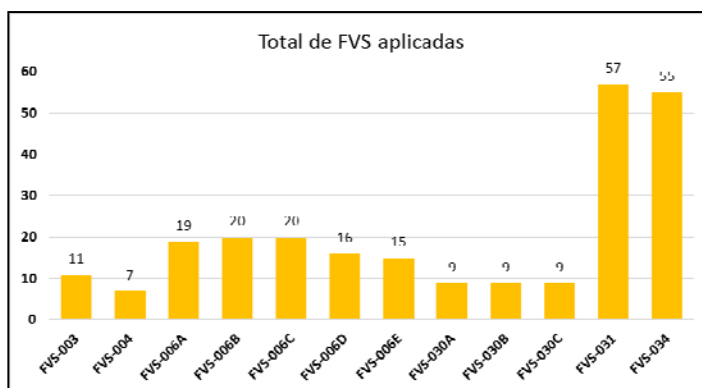
Ao longo do estudo foram inspecionados 237 elementos, entre eles, estacas hélice contínua, blocos de coroamento, pilares pré-fabricados, piso de concreto e *Tilt-up*, totalizando 2.237 itens inspecionados, conforme ilustra o gráfico 1, completando 247 FVS aplicadas, como apresenta o gráfico 2.

Gráfico 1 – Total de itens inspecionados



Fonte: Bões (2015)

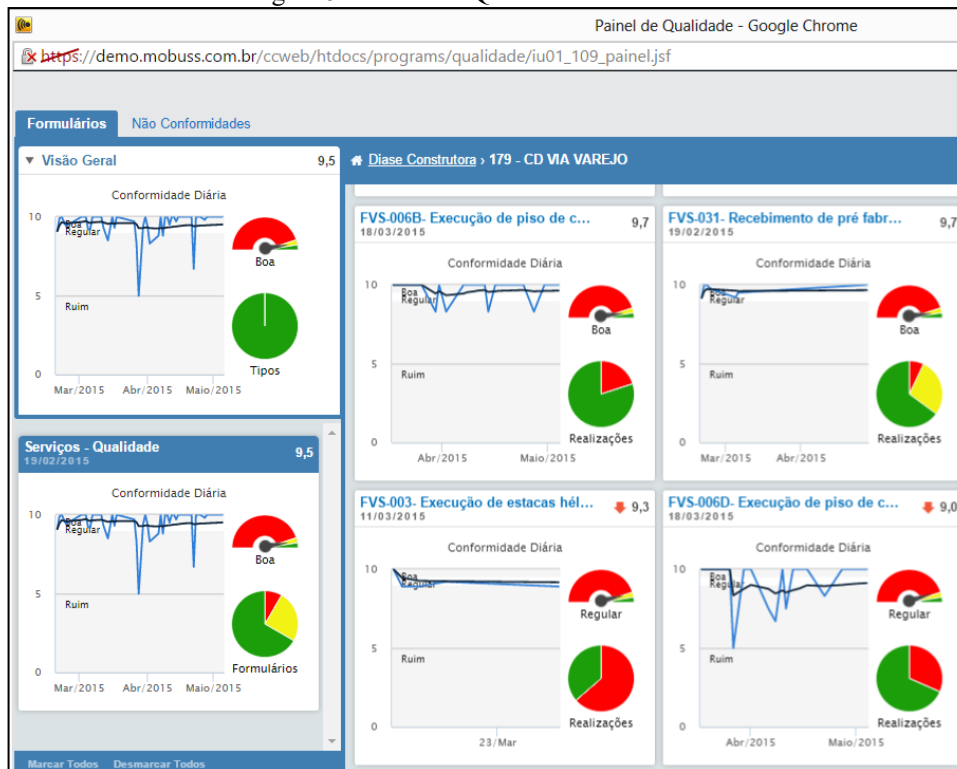
Gráfico 2 – Total de FVS aplicadas



Fonte: Böes (2015)

Através da plataforma *web*, foi possível monitorar o desempenho da qualidade da obra, por meio de indicadores em tempo real, em que o responsável pela qualidade e pela gerência acompanhavam diariamente. O monitoramento era feito através de uma ferramenta da plataforma *web* chamada de Painel de Qualidade - Formulários. Trata-se de um *dashboard* apresentado na figura 5, onde em um único *layout* é possível monitorar e analisar o desempenho da qualidade da execução dos serviços, medir a conformidade do empreendimento e averiguar quais os serviços que estão apresentando desvios. A empresa do estudo estipulou como classificação Ruim de 0% a 90% de conformidade, Regular de 90,1% a 95% e Bom 95,1% a 100%. O Painel de Qualidade era atualizado a cada novo formulário transmitido no campo, pela plataforma *mobile*, de modo a permanecer atualizado.

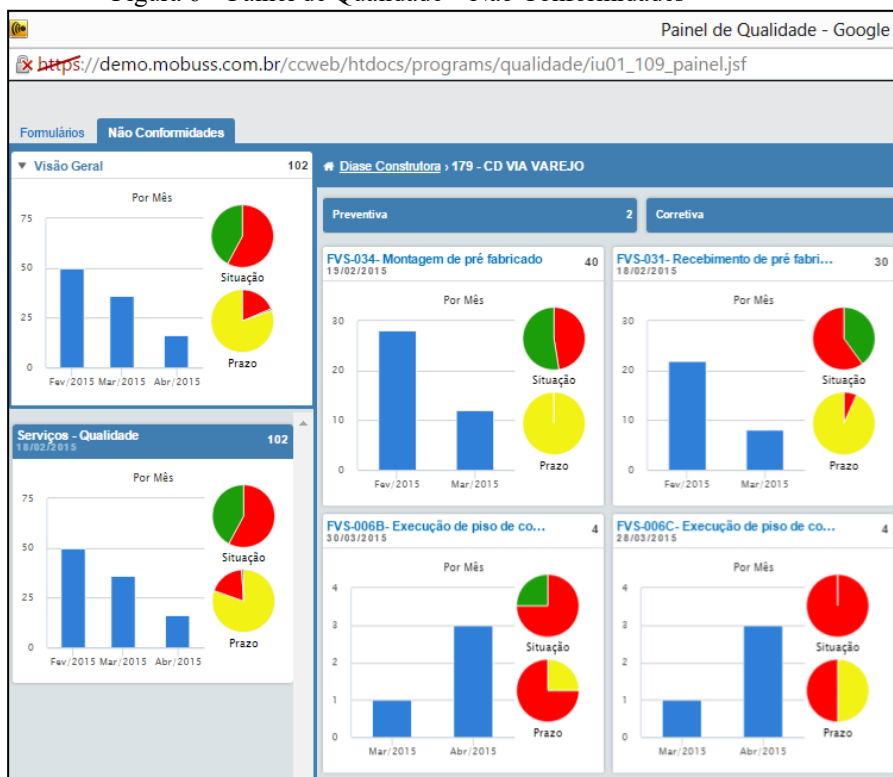
Figura 5 – Painel de Qualidade - Formulários



Outra ferramenta disponibilizada pela plataforma *web* era o Painel de Qualidade – Não Conformidades. Neste *dashboard*, eram apresentadas as NC geradas ao longo da obra, separadas por formulários preenchidos. Esta ferramenta possibilitou a gestão dos desvios, o monitoramento das NC com relação a prazo de correção, eficácia da correção e

causa raiz. O *dashboard* foi muito importante, pois através dele, ocorreu todo processo de recuperação de desvios, assegurando a correção dos problemas encontrados em campo. A figura 6 apresenta este *dashboard*.

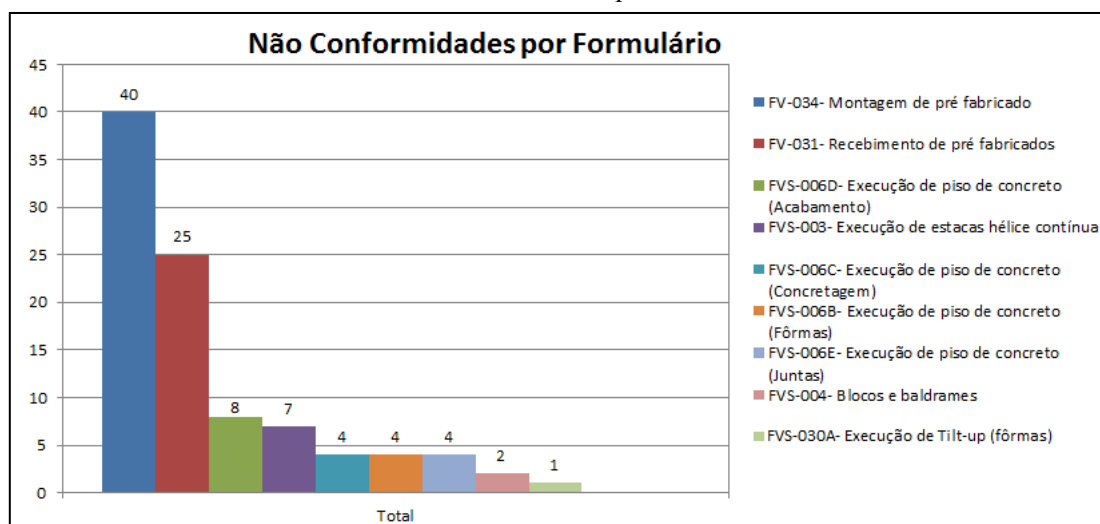
Figura 6 – Painel de Qualidade – Não Conformidades



Fonte: Bões (2015)

Também constatou-se as NC geradas por formulários preenchidos, quando percebeu-se as principais atividades que registraram problemas ao longo de sua execução. Essa informação foi de extrema importância, pois serviu como base para análise da qualidade dos serviços executados na obra. Destaca-se a *FVS-034 – Montagem de pré-fabricado*, em que depois de constatado um volume significativo de FVS, tomou-se como premissa buscar a causa raiz das NC e treinar a equipe responsável pela execução da atividade a fim que houvesse a redução de desvios, como também a recuperação dos desvios já detectados. Nesse sentido foi diagnosticado um número elevado de NC na *FVS-031- Recebimento de pré-fabricado*, onde as NC geradas pelo *software* foram encaminhadas ao fornecedor do produto. Essa constatação foi essencial para a melhoria do produto, que no segundo lote de entrega apresentou melhoria significativa na qualidade. O gráfico 3 ilustra as Não Conformidades por formulário aplicado.

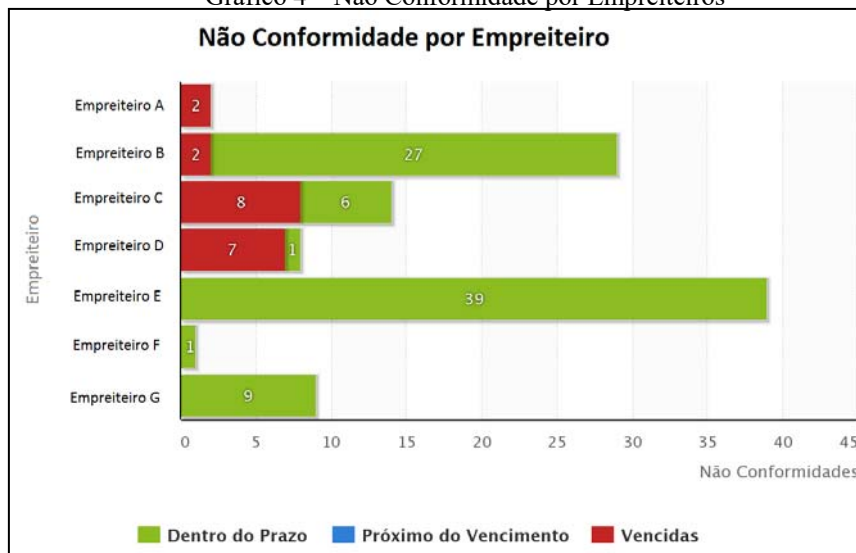
Gráfico 3 – Não Conformidades por Formulário



Fonte: Bões (2015)

O gráfico 4 ilustra as NC por empreiteiros, com as NC que estão no prazo de resolução, vencidas e próximas do prazo. Através desta informação foi possível diagnosticar desvios por parte dos empreiteiros, quando foram realizadas reuniões para apresentar os indicadores e a realização de treinamentos na busca da capacitação deles, visando o aumento das conformidades e por consequência, o atendimento dos requisitos de desempenho estabelecidos em projeto, como também, assegurar a VUP. Pode-se constatar que após as ações tomadas tendo como base, as informações coletadas *in loco*, os empreiteiros tiveram uma postura mais atuante quanto à preocupação com a qualidade dos serviços executados.

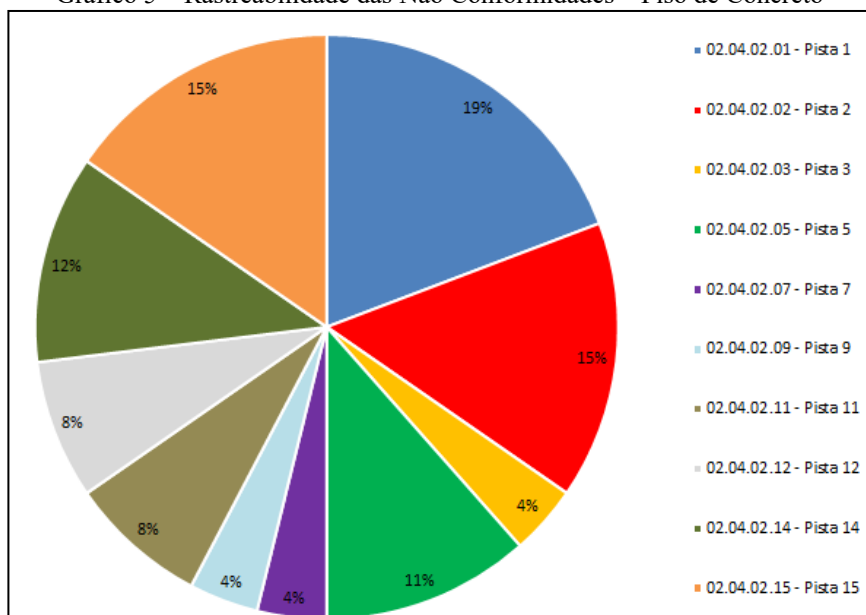
Gráfico 4 – Não Conformidade por Empreiteiros



Fonte: Bões (2015)

A partir da implantação do controle de qualidade através do uso da TIC, foi possível realizar a rastreabilidade das NC encontradas, de modo a gerar uma análise analítica. O Gráfico 5 apresenta a rastreabilidade das NC geradas no piso de concreto. Elas foram divididas em pistas de concretagem, conforme projeto. A rastreabilidade foi indispensável, pois através dela pode-se averiguar as circunstâncias que levaram à geração das NC no dia, como ausência de equipamentos e materiais, intempéries e falhas humanas. A ferramenta também serviu para o monitoramento de 100% dos serviços e elementos executados, através do qual pode-se ter o controle total do desempenho dos elementos e, nos casos de NC, rastreá-los e solicitar a correção.

Gráfico 5 – Rastreabilidade das Não Conformidades – Piso de Concreto



Fonte: Bões (2015)



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



5. CONCLUSÃO

O uso da Tecnologia da Informação e Comunicação (TIC) para gestão da qualidade na obra em estudo, mostrou-se totalmente satisfatório e aplicável. A partir dos principais parâmetros, evidenciados ao longo da pesquisa, infere-se que está capacitada para ser expandida ao controle de todos os serviços executados da obra e para a gestão da qualidade em larga escala. O setor de produção do empreendimento teve uma alta adesão na aplicabilidade da TIC, através do uso do *tablet* no preenchimento das FVS, pois possibilitou ao setor assegurar, de modo eficaz, que os serviços executados atendiam os requisitos estabelecidos, onde incentivavam o uso constante do *tablet* na obra.

O emprego do *software* permitiu aos gestores do empreendimento o monitoramento em tempo real dos indicadores e o acompanhamento das atividades executadas. Os *dashboards* possibilitaram, através de sua versatilidade de informações e por sua linguagem objetiva e dinâmica, o entendimento e uma visão ampla das NC e da abrangência das FVS em toda obra. Outro benefício gerado pela implantação do *software* foi a geração automática de relatórios das FVS e das NC. Essa automação possibilitou uma ágil gestão e encaminhamento dos problemas diagnosticados para os respectivos responsáveis pela resolução.

Por fim, pode-se concluir que o emprego da Tecnologia da Informação e Comunicação no controle de qualidade em obras pode assegurar o atendimento dos requisitos de desempenho estabelecidos em projeto, como também contribuir, a partir da garantia de execução do empreendimento a partir dos parâmetros estabelecidos em projeto, o atendimento da VUP. O controle de qualidade exercido de forma eficaz in loco e o monitoramento das Não Conformidades até sua resolução servem de evidências e garantias para o atendimento dos requisitos.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575**: edificações habitacionais – desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [2] RIGHI, M. R. **Sistema de controle da qualidade e planejamento de curto prazo na construção civil**: integração e compartilhamento de informações. 2009. 73 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [3] KIM, C. et al. On-site construction management using mobile computing technology. **Automation in Construction**, v. 35, p. 415-423, nov. 2013.
- [4] CHEN, Y.; KAMARA, J. M. A framework for using mobile computing for information management on construction sites. **Automation in Construction**, v. 20, n. 7, p. 776-788, nov. 2011.
- [5] LEÃO, C. F. **Proposta de modelo para controle integrado da produção e da qualidade utilizando tecnologia de informação**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.
- [6] NAKAGAWA, Y. Real time performance information system. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE INTERNATIONAL GROUP OF LEAN CONSTRUCTION, 14., Santiago, 2006. **Anais...** Santiago, 2006.
- [7] IZQUIERDO, E. M. Á. **Developing a construction management software for mobile devices**. 2013. Proyecto final (Grado) – Grado em Ingenieria de la Edificación, Escola Politècnica Superior d'Edificació de Barcelona-Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2013.
- [8] BRAZ, A. J. de Oliveira. **Da qualidade dos serviços da construção**: contribuição para a sua melhoria em Portugal. Lisboa: Ministério do Equipamento Social. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1999.
- [9] F. Bolina; J. O. Patzlaff; B. Fernandes; B. F. Tutikian / **Análise do grau de contaminação do terreno para projeto estrutural de fundações: estudo de caso**. In: Anais do XIII Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção. Lisboa, 2015.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [10] JURAN, J. M.; GRZYNA, F. M. **Controle da qualidade**. São Paulo: Makron, McGraw-Hill, 1991. v. 1: Conceitos, políticas e filosofia da qualidade.
- [11] HIRSCHFELD, H. **A construção civil e a qualidade**: informações e recomendações para engenheiros, arquitetos, gerenciadores, empresários e colaboradores que atuam na construção civil. São Paulo: Atlas, 1996.
- [12] COSTA, D. B. et al. **Sistema de indicadores para benchmarking na construção civil**: manual de utilização. Porto Alegre: UFRGS/PPGEC/NORIE, 2005.
- [13] MAROSSZEKY, M. et al. Quality management tools for lean production: moving from enforcement to empowerment. In: **Annual Conference of the International Group for Lean Construction**, 10, 2002, Gramado. Proceedings... Gramado: IGLC, 2002.
- [14] PICCHI, F. A.; AGOPYAN, V. **Sistemas da qualidade na construção de edifícios**. São Paulo: EPUSP, 1993. 24 p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [15] NASCIMENTO, L. A.; SANTOS, E. T. A indústria da construção na era da informação. **Ambiente Construído**, n. 11, p. 69-81, 2008.
- [16] TZORTZOPOULOS, P. **Contribuições para o desenvolvimento de um modelo do processo de projeto de edificações em empresas construtoras incorporadoras de pequeno porte**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1999.
- [17] HOWELL, G.; KOSKELA, L. Reforming project management: the role of lean construction. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE INTERNATIONAL GROUP OF LEAN CONSTRUCTION, 8., Brighton, 2000. **Anais...** Brighton, 2000.
- [18] MORAES, R. M. M.; GUERRINI, F. M.; SERRA, S. M. B. Aplicação de tecnologia de informação no setor da construção civil. In: SIMPÓSIO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 12., 2006, Bauru. **Anais...** Bauru, 2006.
- [19] KIM, C.; LIM, H.; KIM, H. **Mobile computing platform for construction site management**. In: Proceedings of 28th International Symposium on Automation and Robotics in Construction. Seoul, Korea. 2011.
- [20] BÖES, Jeferson Spiering. **Tecnologia da Informação e Comunicação (TIC) aplicada ao sistema de qualidade de obras**: estudo de caso. 2015, 155 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2015.
- [21] BOWDEN, S. et al. Making the case for mobile IT in construction. **Computing in Civil Engineering**, p. 1-12, 2005.



**UM ESTUDO SOBRE A CONFORMIDADE DOS PRODUTOS DA CERÂMICA VERMELHA
PRODUZIDOS NO VALE DO ASSÚ E REGIÃO**

I. L. R. BATISTA

Graduanda em Engenharia Civil
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
islalicy@icloud.com

J. M. SILVEIRA

Graduanda em Bacharelado Ciência e Tecnologia
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
josy-marques@hotmail.com

C. F. BARACHO

Graduanda em Engenharia Civil
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
candicefonseca@hotmail.com

M. FURUKAVA

Professor Adjunto
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Rio Grande do Norte; Brasil
furukava@ufersa.edu.br

H. J. F. DIÓGENES

Professor Adjunto
Universidade Federal da Paraíba
Paraíba; Brasil
hidelbrando@ct.ufpb.br

RESUMO

Dentre a enormidade de materiais utilizados na indústria da construção os produtos da cerâmica vermelha se destacam. A região Vale do Assú, mais importante polo ceramista do estado do Rio Grande do Norte, apesar dos notórios avanços em termos de tecnologia manufatureira a questão do controle tecnológico ainda é amplamente ignorado pela indústria desta região o que compromete o desempenho dos produtos de cerâmica (tijolos, telhas e lajotas, por exemplo), afetando portanto sua qualidade e durabilidade, facilitando assim o surgimento de patologias. Nesse contexto o presente estudo objetivou alertar as indústrias ceramistas do Vale do Assú sobre a importância do controle tecnológico, contextualizando as patologias usualmente apresentadas com às não conformidades oriundas do precário controle tecnológico. Seis cerâmicas foram avaliadas e para cada produto avaliado, seis amostras foram coletadas. As amostras foram avaliadas no tocante a precisão dimensional, absorção de água e módulo de elasticidade dinâmico. Os resultados ratificam a hipótese do estudo, que há de fato pouco, ou quase nenhum, controle tecnológico, até mesmo nos critérios de precisão dimensional.

Palavras-chave: cerâmica vermelha, controle tecnológico, patologias.

ABSTRACT

Among the multitude of materials used in the construction industry of the red ceramic products stand out. Vale region of Assu, most important potter Polo state of Rio Grande do Norte, despite notable advances in terms of manufacturing technology the issue of control technology is still largely ignored by the industry in this region which compromises the performance of ceramic products (bricks, tiles and slabs, for example), thus affecting its quality and durability, thus facilitating the development of pathologies. In this context, the present study aimed to alert the potters industries Assu Valley on the importance of technological control, contextualizing the pathologies usually displayed by the non-compliance arising from the precarious control technology. Six ceramic were evaluated and rated each product, six samples were collected. The samples were evaluated in respect of dimensional accuracy, water absorption and dynamic modulus of elasticity. These results confirm the hypothesis of the study, that there is indeed little, or no, control technology, even in the dimensional accuracy criteria.

Keywords : red pottery, technological control , pathologies.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

No Brasil, o setor ceramista possui grande importância econômica e social, visto que além da geração de empregos, participa com, em média, 5% do PIB da Indústria da Construção Civil que, por sua vez, representa entre 6% e 9% do PIB nacional [1].

O subsetor de cerâmica vermelha é responsável por 4,5% da Indústria da Construção Civil, sendo o principal fornecedor de materiais para alvenarias e coberturas, tanto para uso residencial quanto para uso comercial, além de ser responsável pela geração de aproximadamente 300 mil postos de trabalho direto e 1,25 milhão de postos de trabalho indireto [2].

Esse segmento produz materiais com coloração avermelhada, como tijolos, blocos. Telhas, elementos vazados, lajes, tubos cerâmicos e argilas expandidas, e utensílios de uso doméstico e decorativo. A grande utilização desses materiais é justificada pelas qualidades intrínsecas que estes possuem, como resistência e durabilidade, além da tradição e flexibilidade nos processos de produção. A produção dos materiais de cerâmica vermelha é feita, em sua maioria, por empresas de pequeno e médio porte, de capital nacional.

A localização das unidades produtivas é determinada por dois fatores: proximidade de jazidas e proximidade de mercado consumidor. No país, essas unidades estão concentradas principalmente nas regiões sudeste e sul, onde são encontrados os maiores polos cerâmicos. No entanto, outras regiões tem apresentado certo crescimento, em especial o nordeste, pela existência de matéria-prima, energia viável e mercado consumidor em desenvolvimento [3].

Apesar de possuir grande importância na Indústria da Construção Civil e na indústria de materiais, o setor de cerâmica vermelha apresenta algumas falhas que propiciam o aparecimento de patologias nos produtos, contribuindo assim para falta de qualidade deles. Os problemas são relacionados ao fato de o setor ser constituído, geralmente, por empresas de pequeno e médio porte com características de estrutura familiar, onde mão de obra não é qualificada, normas técnicas não são utilizadas e há ausência de assessoria técnica externa [4].

Visto que os consumidores estão cada vez mais exigentes, prezando a qualidade de produtos e serviços, o controle tecnológico e o controle de qualidade não são somente imprescindível nas obras, mas também na produção de materiais de construção, como os cerâmicos. Estes constituem na amostragem dos serviços que estão sendo realizados além da realização de ensaios para verificar diversas fases de execução. Eles objetivam a verificação das especificações, a verificação dos resultados dos ensaios realizados para controle, e sua referência normativa [5].

Devido a relevância da participação dos produtos cerâmicos na construção civil, faz-se necessário a verificação da existência do controle tecnológico e de qualidade das cerâmicas, já que esses requisitos melhoram características, como durabilidade e resistência, as quais diminuem o índice de patologias nesses materiais. Dessa forma, o presente trabalho objetiva avaliar telhas, tijolos e lajotas de seis cerâmicas localizadas no Vale do Assú, onde se encontra o polo ceramista do Rio Grande do Norte. Para cada produto, seis amostras foram coletadas. As amostras foram avaliadas no tocante a precisão dimensional, absorção de água e módulo de elasticidade dinâmico.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Processo produtivo

O processo produtivo ideal da indústria de cerâmica vermelha é feito através das seguintes etapas [3]:

- Extração de argila:

A extração de argila ocorre a céu aberto, preferencialmente nos meses de menor precipitação, podendo ser realizada manualmente ou mecanizada, com auxílio de escavadeiras, pás carregadeiras, trator de esteira com lâmina, entre outros equipamentos.

A extração de argila e areia ocorre de forma conjunta ou separada, já que para realizar a extração de areia é necessário retirar a camada superior do terreno constituída de argila, que representa de 30% a 40% do material bruto que passa pelo desmonte.

- Recebimento da matéria-prima:



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



No recebimento, a argila deve ser armazenada em pequenos lotes cobertos com uma lona plástica para acelerar o processo de decomposição da matéria orgânica e sais solúveis. Esta deve ser armazenada em camadas para facilitar a mistura no momento de sua retirada das pilhas de estocagem. É importante que a argila passe por um período de descanso para melhorar os resultados na conformação do produto acabado.

Ao receber a argila, o responsável deve coletar uma pequena amostra para ensaio de resíduo, sendo recomendada esta operação na primeira e na última carga, para verificar se houve alguma mudança significativa na extração.

- **Preparação da massa cerâmica:**

A produção de uma boa massa cerâmica é um passo essencial para obtenção de um produto de alta qualidade, redução de perdas e consequentemente melhoria do desempenho ambiental do processo. Uma massa bem preparada pode gerar grandes benefícios como: economia do consumo de energia de 35%; acréscimo de 25% na produtividade; e redução de cerca de 40% dos índices de deformação.

Deve ser feito: boa homogeneização da argila; redução dos grãos; e descanso da massa cerâmica por um período de 24 a 48 horas.

- **Laminação:**

Consiste no direcionamento de partículas das argilas, sendo fundamental sua regulação periódica. É recomendado um distanciamento de 2 a 3 mm para o último laminador. A qualidade da laminação determina a qualidade do acabamento dos produtos, evita perdas e pode levar a uma redução no consumo de energia na queima, visto que a granulometria do material diminui.

- **Extrusão:**

Consiste em forçar, por pressão, a massa a passar através de um bocal apropriado ao tipo de peça a ser produzida. A extrusora, também conhecida como maromba, recebe a massa preparada para ser compactada e forçada por meio de um pistão ou eixo helicoidal através de bocal. Como resultado obtém-se uma coluna extrusada para confecção de blocos ou em tarugos para fabricação de telhas.

Esta etapa é responsável por mais de 15% dos custos de fabricação, devido ao alto consumo de energia e desgaste dos componentes.

- **Corte:**

Pode ser realizado com cortadores manuais ou automáticos, sendo usado para dar a dimensão desejada ao produto. As peças cortadas podem ser retiradas manualmente ou automaticamente. Depois de cortadas, por inspeção visual, as peças são selecionadas e encaminhadas para o setor de secagem. Já as peças defeituosas são reintroduzidas na etapa de preparação de massa.

- **Secagem:**

Existem dois tipos de secagem utilizados pelas cerâmicas: natural e artificial.

A secagem natural demanda menor custo com geração de calor e favorece os locais em que as condições climáticas são mais favoráveis, no entanto possui algumas desvantagens como: tempo elevado de secagem, baixa produção, dependência do fator climático, e pode afetar a qualidade das peças (trincas, deformações, de homogeneidade de secagem) caso o processo não seja bem controlado.

A secagem artificial também demanda menor tempo de secagem, além de ter maior produtividade, redução de perdas e melhoria da qualidade das peças. Suas desvantagens são: custo com geração de calor, além requerer mais conhecimento técnico do operador e exigir equipamentos e controles, como termômetros e higrômetros.

O material após a secagem fica sensível a choques, portanto deve-se evitar os solavancos e trepidações, principalmente no transporte manual, e o excesso de carga nos carros. É também recomendável que o material seja encaminhado o mais rápido possível para o forno, pois a argila tem o poder de reabsorver a umidade contida no ar, deixando o material fraco.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- **Queima:**

Nessa operação as peças adquirem suas propriedades finais. Esse tratamento térmico é responsável por uma série de transformações físico-químicas das peças como: perda de massa, desenvolvimento de novas fases cristalinas, formação de fase vítrea e a soldagem (sinterização) dos grãos.

Esse processo é que dá ao material as propriedades adequadas ao uso, como: dureza, resistência mecânica, resistência à água, à intempéries e a agentes químicos.

Os produtos são submetidos a temperaturas elevadas, que para a maioria dos produtos situa-se entre 800° C a 1.000° C, em fornos contínuos ou intermitentes que operam em três fases: aquecimento da temperatura ambiente até a temperatura desejada; patamar durante certo tempo na máxima temperatura da curva de queima; e resfriamento até temperaturas inferiores a 200° C.

Uma combustão é dita completa quando todo o combustível for queimado e a quantidade de ar para realiza-la for exata. Assim, é importante que o excesso de ar seja controlado.

A seleção do melhor forno a se utilizar depende da eficiência de produção desejada, do investimento e do combustível utilizado. Os fornos são classificados em intermitentes e contínuos.

- **Expedição:**

O produto queimado ao sair do forno deve ser transportado com cuidado, evitando batidas desnecessárias. Nessa fase as peças são inspecionadas e as defeituosas são retiradas. O controle de qualidade deve ser realizado em lotes pequenos de aproximadamente 100 peças, separadas aleatoriamente. Os testes a serem realizados compreendem: absorção de água; torção; desvio padrão em relação ao esquadro; bitolas (dimensões); permeabilidade (telhas); sonoridade (blocos e telhas) e empenamento (telhas).

Dependendo do produto e qualidade requerido, da filosofia e do porte da empresa, existem algumas variações no processo produtivo.

2.2 Controle tecnológico

O controle tecnológico dos produtos cerâmicos consiste na verificação de cada fase do processo produtivo, na verificação das especificações segundo a normalização e em ensaios de controle, os quais são feitos para avaliar propriedades e características dos materiais produzidos.

Esse procedimento é de inteira importância na produção de materiais e execução de serviços, pois é através dele que é avaliado o desempenho dos produtos e do sistema.

O controle tecnológico engloba o conhecimento e a experiência tecnológica, devendo ser realizado por técnicos especializados, com experiência técnica comprovada. Porém não basta somente isto para garantir a eficácia de um ensaio, as rotinas do controle devem ser específicas e orientadas por normalização, requerendo dos técnicos e auxiliares um treinamento adequado e atualização constante [5].

Os principais ensaios realizados em materiais cerâmicos são:

- Verificação de resistência à compressão de blocos cerâmicos
- Determinação de absorção de água em materiais cerâmicos
- Resistências à flexão de telhas cerâmicas
- Verificação de impermeabilidade em telhas cerâmicas
- Padronização (forma e dimensões) de blocos cerâmicos
- Determinação de absorção de água em telhas cerâmicas
- Padronização (forma e dimensões) de telhas cerâmicas

O controle tecnológico quando feito de maneira correta evita problemas patológicos nos produtos e nas construções.



2.3 Patologias

Dependendo do emprego dos materiais, técnica e sistema construtivos numa intervenção de restauro, são inúmeras as deteriorações acarretadas numa edificação, onde os materiais cerâmicos são amplamente utilizados.

A degradação das peças cerâmicas pode acontecer por deficiência no próprio material e erros na fase de projeto e execução, além de agentes físicos externos, como: vegetação, chuvas, e a temperatura; agentes químicos internos, como umidade e agentes mecânicos, como: esforços de compressão, flexão e outros. [6].

O aparecimento de patologias nos materiais cerâmicos está relacionado diretamente com o seu processo de produção. Geralmente as empresas ceramistas possuem mão-de-obra não qualificada, ausência da utilização de normas técnicas e assessoria técnica externa. Essa dificuldade de se adequar as normas técnicas pertinentes aos produtos é devido a complexidade das características do setor da cerâmica vermelha [4].

A consequência da inexistência de um sistema de qualidade, é inexistência de planejamento estratégico, variações das características dos produtos e atraso tecnológico, além da atuação incorreta das técnicas de conformação, tanto para secagem quanto para queima dos produtos [4].

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Coleta das amostras em campo

Realizou-se visitas em seis cerâmicas localizadas na região do Vale do Assú e questionários foram aplicados. Foram coletadas amostras de tijolos, telhas e lajotas nas cerâmicas visitadas, no entanto apenas as amostras de tijolos foram coletadas em todas as cerâmicas, em três delas foram coletadas amostras de telhas, em quatro amostras de lajotas. Para cada portfólio seis unidades foram coletadas.

A medição das dimensões (altura, largura e comprimento) e pesagem (peso seco) das amostras coletadas foi realizada. Os questionários aplicados são referentes a informações básicas do modo de produção dos produtos. As principais informações retiradas dos questionários estão disponíveis na tabela 1.

Tabela 1 - Informações complementares obtidas através da aplicação do questionário

Cerâmica	Portfólio	Tipo de forno	Processo de secagem	Acompanhamento técnico
Cerâmica 1	Tijolos/Telhas	A lenha	Natural	Não possui
Cerâmica 2	Tijolos/Lajotas	A lenha	Natural	Não possui
Cerâmica 3	Tijolos/Lajotas	A lenha	Natural	Não possui
Cerâmica 4	Tijolos/Lajotas/Telhas	A lenha (Acompanhando a temperatura do forno digital)	Natural (Tijolos e lajotas); Estufa (Telhas)	Possui
Cerâmica 5	Tijolos	A lenha	Natural	Não possui
Cerâmica 6	Tijolos/Lajotas/Telhas	A lenha	Natural	Não possui

3.2 Ensaio não destrutivos

3.2.1 Módulo de elasticidade dinâmico

Nos ensaios não destrutivos realizados para a obtenção do módulo de elasticidade foi utilizado o software Sonelastic. A partir da técnica de excitação por impulso, este software é capaz de determinar os módulos elásticos e o amortecimento dos materiais. O princípio de ensaio é simples, a frequência natural de vibração é captada por um microfone e como há uma relação inequívoca com o módulo elástico, o software Sonelastic® determina o valor do módulo de elasticidade. A determinação do amortecimento é realizada a partir do decremento logarítmico do sinal da resposta, também processado pelo software. No entanto, nesse trabalho apenas o módulo de elasticidade foi determinado.

Para obtenção desses valores foi necessário retirar testemunhos das peças cerâmicas, uma vez que o software reconhece apenas geometrias simples como barra, cilindro, disco e placa. A correta confecção dos testemunhos não foi realizada, pois no campus da UFERSA – ANGICOS, onde aconteceu a etapa de confecção dos testemunhos, as infraestruturas de laboratório dos cursos ainda estão sendo implementadas. Apenas amostras de tijolos e lajotas foram ensaiadas.

A confecção dos testemunhos dos tijolos e lajotas estão disponíveis na figura 1.



Figura 1: Preparação das amostras para avaliação do módulo de elasticidade dinâmico.

3.2.2 Ensaio de absorção de água

Para o ensaio de absorção de água, primeiramente as peças foram colocadas para secar naturalmente ao sol até não possuírem mais variação de massa e assim pesadas, encontrando o peso seco (M_s). Em seguida estas foram imergidas em um tanque de água fervente, que possibilitou a submersão total dos corpos de prova, por duas horas. Após esse período esperou-se as peças esfriassem até temperatura ambiente para assim ser pesadas novamente para, obtendo o peso saturado ou molhado (M_h).

Esse ensaio foi realizado em duas peças de cada portfólio coletado. Diferentemente do ensaio de módulo de elasticidade, foram ensaiados as peças inteiras e não os testemunhos delas. A balança utilizada tem resolução de 1g [7].

A absorção de água é medida em porcentagem pela fórmula 1.

$$(1) \quad AA(\%) = ((M_h - M) / M_s) \times 100, \text{ onde:}$$

AA = Absorção de água

M_h = Massa em estado saturado de água

M_s = Massa

A figura 2 mostra a realização do ensaio de absorção.



Figura 2: Etapas do ensaio de absorção de água

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Resultados da avaliação dimensional do material cerâmico da região do Vale do Assú

Conforme delineado no item 3.2.1, houve dificuldade em se captar as amostras para a avaliação do módulo de elasticidade dinâmico dos produtos da cerâmica vermelha, utilizando para isso o método da resposta acústica. Ainda assim na tabela 2, tabela 3 e tabela 4, são apresentados alguns dados relacionados a conformidade dimensional dos produtos da cerâmica vermelha captados nas seis cerâmicas visitadas.

As dimensões nominais para os tijolos avaliados, 8 furos convencional, as dimensões de 9 cm x 19 cm x 19 cm, com uma tolerância de 0,3 cm para a média das dimensões e uma tolerância de 0,5 cm na variação por peça [8]. Utilizando o referido critério entende-se que todas as cerâmicas avaliadas não atenderam as prescrições da portaria Inmetro nº 16 de 05 de janeiro de 2011. Em alguns casos elas obedeceram a tolerância na média, mas desobedeceram a tolerância por peça. Se abrangermos o mesmo critério para as lajotas cerâmicas, comportamento semelhante é observado.

Tabela 2 – Variação dimensional - Tijolos de 8 furos

Cerâmica 1					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	18,6	8,5	18,7	2400,0	Maior e Menor lado
Coefficiente de Variação	0,86%	1,22%	1,60%	0,00%	
Cerâmica 2					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	18,8	8,9	18,8	2450,0	Maior e Menor lado
Coefficiente de Variação	1,46%	1,74%	1,01%	8,06%	
Cerâmica 3					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	19,0	8,7	18,6	2400,0	Maior lado
Coefficiente de Variação	1,19%	2,34%	1,21%	0,00%	

Cerâmica 4					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	18,4	8,5	18,2	2400,0	Maior e menor lado
Coefficiente de Variação	0,53%	1,15%	1,36%	0,00%	
Cerâmica 5					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	18,8	8,9	18,3	2200,0	Maior lado
Coefficiente de Variação	1,16%	2,22%	1,19%	0,0%	
Cerâmica 6					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	19,0	8,6	18,8	2400,0	Maior e menor lado
Coefficiente de Variação	0,70%	1,21%	1,46%	0,00%	

Tabela 3 – Variação dimensional - Lajotas cerâmicas

Cerâmica 1					
Não produz lajotas					
Cerâmica 2					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	19,0	8,0	30,0	3100,0	Maior e menor lado
Coefficiente de Variação	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Cerâmica 3					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	18,8	6,9	28,0	2616,7	Maior e menor lado
Coefficiente de Variação	0,71%	2,14%	1,15%	7,80%	
Cerâmica 4					
	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Peso seco (g)	Desvio do esquadro
Médias das dimensões	18,6	7,5	29,5	3200,0	Maior lado
Coefficiente de Variação	1,72%	1,46%	0,93%	0,00%	
Cerâmica 5					
Não produz lajotas					
Cerâmica 6					
	LARGURA (cm)	ALTURA (cm)	COMPRIMENTO (cm)	PESO SECO (g)	DESVIO DO ESQUADRO
Médias das dimensões	18,9	6,9	28,5	3000,0	Maior lado
Coefficiente de Variação	0,65%	4,42%	1,46%	0,00%	

Tabela 4 – Variação dimensional - Telhas (colonial)

Cerâmica 1				
	Comprimento (cm)	Lado maior (cm)	Lado menor (cm)	Peso seco (g)
Médias das dimensões	48,9	15,5	12,1	1185,0
Coefficiente de Variação	0,17%	1,89%	1,05%	0,00%
Cerâmica 2				
Não produz telhas				

Cerâmica 3				
Não produz telhas				
Cerâmica 4				
	Comprimento (cm)	Lado maior (cm)	Lado menor (cm)	Peso seco (g)
Médias das dimensões	48,3	15,2	12,4	1185,0
Coefficiente de Variação	0,50%	1,78%	1,58%	0,00%
Cerâmica 5				
Não produz telhas				
Cerâmica 6 – De primeira qualidade				
	Comprimento (cm)	Lado maior (cm)	Lado menor (cm)	Peso seco (g)
Médias das dimensões	50,3	15,3	12,2	1185,0
Coefficiente de Variação	0,75%	1,31%	1,37%	0,00%
Cerâmica 6 – de segunda qualidade				
	Comprimento (cm)	Lado maior (cm)	Lado menor (cm)	Peso seco (g)
Médias das dimensões	52,0	15,9	12,6	1185,0
Coefficiente de Variação	2,43%	0,74%	2,99%	0,00%

Em relação as telhas cerâmicas do tipo colonial, o tamanho usualmente encontrado nas olarias e cerâmicas da região apresentam as dimensões médias da figura 3. E ainda, deve-se [9]:

- A massa da telha seca não deve ser superior a 6% do valor declarado pelo fabricante.

Tolerâncias dimensionais $\pm 2,0\%$;

- Altura mínima do pino para telhas prensadas - 7 mm;
- Altura mínima do pino para telhas extrudadas - 3 mm;
- A tolerância admitida para rendimento médio é de $\pm 1\%$
- Absorção de água máxima = 20%;
- Impermeabilidade – a telha não deve apresentar vazamentos ou formação de gotas em sua face inferior;

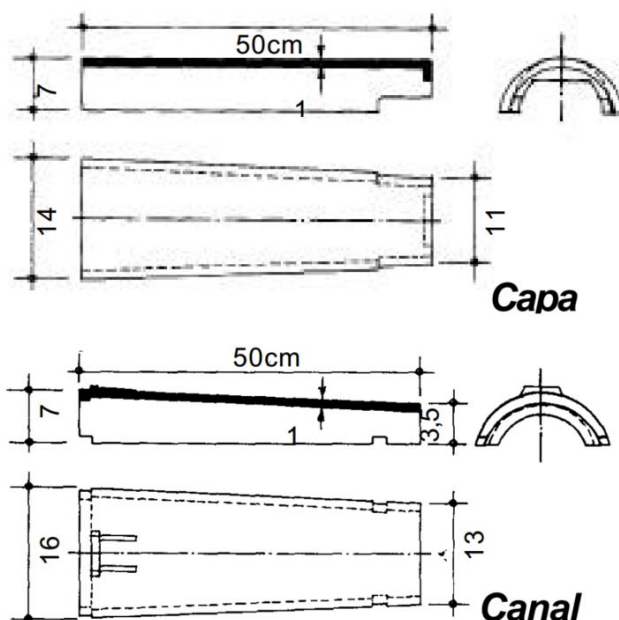


Figura 3 : Dimensões usais – Telha colonial do Rio Grande do Norte

Assim, em acordo com as recomendações normativas, pode-se inferir que apenas quando considerado telhas de segunda qualidade, as cerâmicas avaliadas não atendem ao critério das tolerâncias dimensionais. Entretanto não é aceitável vender-se um material de “segunda” que não atenda minimamente as exigências normativas.

4.2 Resultado da determinação do módulo de elasticidade dinâmico

Para a caracterização do módulo de elasticidade de forma direta, utilizando o software Sonelastic[®], se faz necessário que a amostra tenha uma geometria prismática ou cilíndrica. Assim, a primeira ideia era preparar amostras prismáticas de pequena espessura (da ordem da espessura de telhas, tijolos e lajotas) que pudessem ser colocadas nos fornos junto a cada lote de material, de forma a determinar com precisão o valor do módulo de elasticidade da cerâmica em condições usuais de fabricação. E ainda, correlacionar esse valor com a frequência natural do produto final (lajota ou tijolo), de maneira a criar um parâmetro de controle tecnológico das propriedades mecânicas do material cerâmico, baseado apenas na obtenção do módulo de elasticidade dinâmico.

Entretanto não foi possível a preparação das amostras prismáticas de cerâmicas em nenhuma das cerâmicas. Nesse sentido, uma alternativa encontrada foi extrair testemunhos prismáticos, dos produtos da cerâmica.

A etapa de extração dos testemunhos foi prejudicada pela falta de infraestrutura do campus da UFERSA – ANGICOS. Por se tratar de um campus fruto do Reuni, as infraestruturas de laboratório dos cursos ainda estão sendo implementadas, contudo o atual cenário de crise econômica, impossibilitou que tivéssemos a tempo a infraestrutura necessária para correta confecção dos testemunhos.

De maneira análoga ao realizado para o concreto e para argamassa, mais uma vez utilizando o software Sonelastic[®], o módulo de elasticidade dinâmico da cerâmica encontrada nas empresas avaliadas, são apresentados nas tabelas 5 e 6. Ressaltasse que o módulo foi obtido a partir da frequência natural associada ao primeiro modo de vibrar flexional, do prisma extraído (testemunho).

Tabela 5 – Avaliação do módulo de elasticidade dinâmico da cerâmica – Lajotas

Empresa	E_{dflex} médio (gpa)	Coefficiente de variação (%)
Cerâmica 2	42,03	44,8
Cerâmica 3	50,81	50,2
Cerâmica 4	61,88	20,0
Cerâmica 6	32,97	35,6

Tabela 6 – Avaliação do módulo de elasticidade dinâmico da cerâmica – Tijolos

Empresa	E_{dflex} médio (gpa)	Coefficiente de variação (%)
Cerâmica 1	122,15	42,7
Cerâmica 2	78,31	48,7
Cerâmica 3	33,78	26,9
Cerâmica 4	84,94	27,7
Cerâmica 5	53,32	27,7
Cerâmica 6	33,93	39,1

Apesar de em alguns casos, os valores do módulo de elasticidade dinâmico serem próximos do que se espera para materiais cerâmicos de uso comum na construção civil (à base de sílica) – da ordem de 73 Gpa [10]– os resultados obtidos até aqui são inconclusivos.

Acredita-se que a dificuldade de se obter um testemunho com precisão dimensional foi o fator preponderante para a obtenção de coeficientes de variação elevados. O que impossibilitou, nesta pesquisa, correlacionar o módulo de elasticidade dinâmico obtido como parâmetro de controle tecnológico de produtos da cerâmica vermelha.

Uma alternativa a ser testada para o futuro, voltado ao controle de qualidade e a detecção de defeitos na linha de produção, seria realizar a análise baseando-se somente nas frequências de ressonância, o que consiste essencialmente em tornar o "teste do sino" quantitativo.

4.3 Resultados do ensaio de absorção de água

Nas tabelas 7, 8 e 9 apresentam os resultados referentes a absorção de água dos tijolos, lajotas e telhas analisadas.

Tabela 7 – Absorção de água - Tijolos de 8 furos

Cerâmica 1			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2290	2489	8,69
Amostra 2	2382	2588	8,65
Cerâmica 2			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2199	2179	9,82
Amostra 2	2607	2819	8,13
Cerâmica 3			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2463	2643	7,31
Amostra 2	2447	2673	9,24
Cerâmica 4			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2175	2242	3,08
Amostra 2	2234	2391	7,03
Cerâmica 5			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2284	2563	12,22
Amostra 2	2350	2635	12,13
Cerâmica 6			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2565	2790	8,77
Amostra 2	2384	2613	9,61

Tabela 8 – Absorção de água - Lajotas cerâmicas

Cerâmica 1			
Não produz lajotas			
Cerâmica 2			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	3085	3366	9,11
Amostra 2	3089	3361	8,81
Cerâmica 3			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2656	2839	6,89
Amostra 2	2709	2918	7,72
Cerâmica 4			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	3265	3448	5,60
Amostra 2	3240	3426	5,74
Cerâmica 5			
Não produz lajotas			
Cerâmica 6			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	2941	3116	5,95
Amostra 2	2908	3073	5,67

Tabela 9 – Absorção de água - Telhas (colonial)

Cerâmica 1			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	1445	1538	6,44
Amostra 2	1412	1443	5,74
Cerâmica 2			
Não produz telhas			
Cerâmica 3			
Não produz telhas			
Cerâmica 4			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	1187	1239	4,38
Amostra 2	1183	1231	4,05
Cerâmica 5			
Não produz telhas			
Cerâmica 6			
	Peso seco (g)	Peso úmido (g)	Absorção de água (%)
Amostra 1	1470	1585	7,82
Amostra 2	1497	1604	7,15

A absorção ou infiltração de água em excesso reduz a resistência mecânica da telha o que representa um risco para a segurança do usuário, principalmente, para profissionais que trabalham com o conserto de telhados. Além disso, o excesso de água aumenta a carga sobre a estrutura de madeira que suporta as telhas, ocasionando, portanto, risco de desabamento.

O limite máximo admissível de absorção de água nas telhas é de 20% [9]. Dessa forma, todas as cerâmicas visitadas que produzem telhas (C1, C4 e C6) estão em conformidade. Percebeu-se que na Cerâmica 4, onde há acompanhamento técnico e o processo de secagem das telhas é feito em estufa os valores de absorção de água foram relativamente mais baixos que os demais.

A absorção de água de tijolos cerâmicos não deve ultrapassar 25% [11], pois paredes construídas com esse tipo de tijolo podem sofrer aumento de carga quando exposta à chuva, podendo acarretar problemas estruturais à construção. Além de acarretar problemas na aderência da argamassa de reboco, pois a água existente na composição da argamassa é absorvida, resultando em uma massa seca sem poder de fixação.

No entanto, todas as cerâmicas visitadas que produzem tijolos (C1, C2, C3, C4, C5 e C6) e lajotas (C2, C3, C4 e C6) obtiveram valores a baixo de 25% na absorção de água. A Cerâmica 4 obteve valores relativamente mais baixos de absorção de água, e esse fato pode ser associado a seu processo de produção.

Ao avaliar as amostras coletadas, percebeu-se que em nenhuma houve aparecimento de imperfeição superficial, fissuras ou eflorescência.

5 CONCLUSÃO

Amostras de seis cerâmicas localizadas no vale do Assú foram coletadas. Nas amostras ensaios foram realizados, como: absorção de água, determinação do módulo de elasticidade dinâmico e padronização (forma e dimensões).

Obteve-se resultados positivos em relação a absorção de água em tijolos, lajotas e telhas de todas as cerâmicas que produzem esses materiais, já que os resultados foram bem inferiores aos limites máximos admissíveis. No entanto, para se obter resultados mais precisos era necessário coletar amostras de diferentes fornadas e analisar uma quantidade maior de amostras.

Os ensaios de determinação do módulo de elasticidade dinâmico foram inconclusivos, pois verificou-se coeficientes de variação muito elevados. Houve dificuldade de se obter testemunhos com precisão dimensional, os quais eram necessários para a correta realização dos ensaios. Associa-se esse fato a falta de infraestrutura da UFERSA-Angicos.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



No tocante da avaliação dimensional das amostras coletadas, percebeu-se que as cerâmicas analisadas não atendem a tolerância de dimensões. A irregularidade das dimensões das cerâmicas analisadas está diretamente relacionada a falta de controle tecnológico e de qualidade nas fases do processo produtivo dos produtos.

Dessa forma, apesar de resultados positivos referentes a absorção de água e permeabilidade, as cerâmicas analisadas não estão em conformidade com as normas técnicas, pois o critério de padronização não atende as especificações e exigências.

6 REFERENCIAS

- [1] SEBRAE/MG. Setores estratégicos 2005-2007 – **Pefil do setor de Cerâmica**. Belo Horizonte, 2005.
- [2] ANICER – Associação Nacional da Indústria Cerâmica. **Cartilha Ambiental: Cerâmica vermelha**. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] GOVERNO DE MINAS. **Guia técnico ambiental da indústria de cerâmica vermelha**. Belo Horizonte, 2013.
- [4] PASCHOAL, J.A.M.; **Estudos de parâmetros de qualidade para a cerâmica estrutural vermelha**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2003.
- [5] FORTES, R.M.; MERIGHI, J.V. **Controle tecnológico e controle de qualidade – Um alerta sobre sua importância**. Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia. Brasília, 2004.
- [6] SILVA, J. M. **Alvenarias não estruturais. Patologias e estratégias de reabilitação**. In: Seminário sobre Paredes de Alvenaria, P.B. Lourenço & H. Sousa (Eds.), Porto, 2002
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8947: Telha cerâmica - Determinação da massa e da absorção de água - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1985.
- [8] BRASIL. **Portaria nº 16 de 05 de Dezembro de 2011 do Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade industrial - INMETRO**. Dispõe sobre o regulamento técnico metrológico.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15310: Componentes cerâmicos - Telhas - Terminologia, requisitos e métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2009.
- [10] PEREIRA, A.H.A.; VENET, M.; TONNESEN, T.; RODRIGUES, J.A. **Desenvolvimento de um equipamento para a caracterização não-destrutiva dos módulos elásticos de materiais cerâmicos em geral**. Cerâmica (São Paulo. Impresso). v. 56, p. 118-122, 2010.
- [11] BRASIL. **Portaria nº 558 de 19 de Novembro de 2013 do Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade industrial - INMETRO**. Dispõe sobre regulamentação técnica para componentes cerâmicos para alvenaria.



**UMA ANÁLISE PATOLÓGICA NA CIDADE DE MONTEIRO/PB:
AVALIAÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR**

I. KARENN DE FREITAS CARNEIRO

Estudante de Graduação em TCE
IFPB – Campus de Monteiro
Paraíba, Brasil
bella.karenn@gmail.com

G. MARTINS DE ARAÚJO

Estudante de Graduação em TCE
IFPB – Campus de Monteiro
Paraíba, Brasil
bibi_araujoo@hotmail.com

P. JULYANNE BARBOSA SOUSA

Estudante de Graduação em TCE
IFPB – Campus de Monteiro
Paraíba, Brasil
pamella_jylyanne_bs@hotmail.com

W. OLIVEIRA DE BRITO

Professor Efetivo
IFPB – Campus de Monteiro
Paraíba, Brasil
wbrito1313@gmail.com

I. JOSÉ DA COSTA RIBEIRO

Professora Efetiva
IFPB – Campus de Monteiro
Paraíba, Brasil
iracira@hotmail.com

RESUMO

Em meio à expansão na construção civil, faz-se necessário um acompanhamento profissional adequado, no intuito de que todas as técnicas construtivas sejam aplicadas corretamente, para evitar anomalias ou falhas construtivas. Entretanto, muitas edificações são executadas sem nenhum acompanhamento técnico, e o resultado disso, é o surgimento, sobretudo após o uso e ocupação, dos mais variados problemas. Partindo desta perspectiva, este trabalho através de análises visual e fotográficas, faz um levantamento das falhas construtivas (manifestações patológicas) e investiga suas possíveis causas em uma edificação residencial situada na cidade de Monteiro, estado da Paraíba. O objeto de estudo está situado no centro histórico da cidade, e, a mais de dez anos vem apresentando problemas como eflorescência das paredes, deslocamento de piso cerâmico, falhas nas instalações elétricas e hidráulicas, além de recalques de fundações. A análise desses e outros problemas fornecerão dados que explicarão suas causas, formas de contenção e correção, e, se estes problemas também podem vir a prejudicar as edificações vizinhas, uma vez que está residência é conjugada a outras duas.

Palavras Chaves: Patrimônio Histórico, Qualificação, Materiais de Construção.

ABSTRACT

Amid the expansion in construction, appropriate professional follow-up is necessary in order that all construction techniques are applied properly to avoid anomalies or constructive failures. However, many buildings are performed without any technical assistance, and the result is the emergence, especially after use and occupation of various problems. From this perspective, this work by visual and photographic analysis, makes a survey of constructive failure (pathological manifestations) and investigate their possible causes in a residential building in the city of Monteiro, state of Paraíba. The object of study is located in the historic center of the city, and more than ten years has been having problems as efflorescence walls, ceramic floor displacement faults in the electrical and hydraulic installations, as well as settlements of foundations. The analysis of these and other problems will provide data that will explain its causes, forms of restraint and correction, and if these problems can also come to harm neighboring buildings, as it is residence is coupled with the other two.

Key Words: Historical, Qualification, Building Materials.

1. INTRODUÇÃO

Segundo Souza e Ripper (1998) as causas da deterioração das edificações (manifestações patológicas) podem ser as mais diversas, indo do envelhecimento natural das estruturas, à irresponsabilidade de alguns profissionais que optam pela utilização de materiais fora das especificações, por alegadas razões econômicas. Johnson (1973) apud Medeiros (2004) complementa que o surgimento regular de problemas de mesmo tipo em obras análogas situadas em condições



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



similares, leva a pensar que estes problemas podem surgir talvez do emprego involuntário e repetido de detalhes construtivos inadequados, do emprego de métodos de projeto e execução mal feita, ou ambos os fatores. Thomaz (1989) cita que as falhas, disfunções, defeitos que alteram a estética e o desempenho, esses termos se enquadram como patologias, sendo necessário identificar causas, estabelecer seus mecanismos de evolução e posteriormente, buscar meios de prevenção e recuperação.

Nem sempre são erros de projeto ou execução que afetam o desempenho de uma construção. As condições ambientais também favorecem o surgimento de patologias, bem como os vícios de manutenção. Este último é bem recorrente na construção civil, já que muitos empreendimentos não possuem um plano concreto e eficiente de manutenção predial, mesmo sendo a manutenção na construção de suma importância, pois pode diagnosticar pequenas manifestações patológicas, que, uma vez cuidadas, diminuem consideravelmente sua evolução para uma situação insatisfatória. Quanto a isso, Johnson (1973) apud Medeiros (2004) diz que normalmente as obras suportam as cargas a que estão sujeitas, porém muitas vezes deixam de suportar em meio a graves problemas de falta de conservação durante seu uso, o que é confirmado por Ioshimoto (1985) apud Medeiros (2004) ao comentar que a forma como a manutenção é feita pelos usuários também implica no surgimento de problemas, que segundo Lichtenstein (1986) a detecção destes problemas, ou manifestações patológicas e estabelecimento das soluções, seguem duas etapas básicas, no qual a primeira consiste no levantamento dos problemas existentes e a uma segunda etapa, dar-se por meio da investigação das possíveis causas.

Para o levantamento das manifestações patológicas faz-se necessária uma vistoria no local para determinação da existência e da gravidade da patologia, conhecendo os elementos que estão sendo afetados e seu grau de comprometimento. Na sequência, é necessária uma análise mais específica através de ensaios laboratoriais, ou mesmo in loco, dos elementos afetados (MACHADO, 2002).

2. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES RESIDENCIAIS

Na construção civil, os defeitos mais comuns são decorrentes da penetração de água ou devido à formação de manchas de umidade. Esses defeitos geram problemas bastante graves e de difíceis soluções, tais como: Prejuízos de caráter funcional da edificação; Desconforto dos usuários e em casos extremos os mesmos podem afetar a saúde dos moradores; Danos em equipamentos e bens presentes nos interiores das edificações; E diversos prejuízos financeiros. Os problemas de umidade podem se manifestar em diversos elementos das edificações – paredes, pisos, fachadas, elementos de concreto armado, etc. Geralmente eles não estão relacionados a uma única causa (SOUZA, 2008).

Segundo Verçosa (1991) a umidade não é apenas uma causa de patologias, ela age também como um meio necessário para que grande parte das patologias em construções ocorra. Ela é fator essencial para o aparecimento de eflorescências, ferrugens, mofo, bolores, perda de pinturas, de rebocos e até a causa de acidentes estruturais.

Alem dos problemas recorrentes a presença de água na edificação, outros fatores influenciam nas falhas que surgem na obra, de acordo com Santos (2006) verifica-se que ao se atuar sobre 30% das vinte e duas falhas encontradas, o que corresponde a aproximadamente sete falhas, combate-se cerca de 70% do problema. Portanto, conclui-se que as poucas falhas, porém vitais, responsáveis pelo maior quantitativo de queixas são: Infiltração, rachaduras, desagregação/deterioração, perda do revestimento interno, desagregação/deterioração, perda do revestimento externo, estrutural, telhados, instalações hidrosanitárias.

3. METODO DE ESTUDO

Este trabalho, ainda de etapa inicial, frente as inúmeras manifestações patológicas apresentadas em muitas residências situadas na cidade de Monteiro, estado da Paraíba, se manteve na análise de apenas uma edificação situada na rua Olímpio Gomes, N° 133, centro, e que tem como proprietária a senhora Maria de Souza Lima. Trata-se de uma edificação construída a cerca de vinte e oito anos atrás, por uma construtora da região. Caracteriza-se como residência unifamiliar com cerca 170 m² de área construída.

Segundo a proprietária a casa vem apresentando nos últimos dez anos diferentes manifestações patológicas e que nunca foi realizado nenhum tipo de reforma, mas, pequenos reparos foram executados na sua estrutura e acabamentos.

A casa não é conjugada e o telhado é de quatro águas, apresenta um índice regular de ventilação e iluminação natural. A mesma contém os seguintes cômodos: área externa, duas salas, uma suíte e dois quartos, um banheiro social, cozinha e área de serviço.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análises de Patologia

De acordo com a análise visual e fotográfica pode-se identificar as seguintes manifestações patológicas:

4.1.1 Piso da Área Externa

O piso apresenta rachaduras, trincas, infiltrações e manchas, causando assim um aspecto de degradação. As possíveis causas para tais problemas, são a má compactação do solo que serve como base, bem como a dilatação da argamassa de rejuntamento, em meio às variações térmicas e a falta de manutenção ao longo de todos esses anos.

Como nesse ponto não foi feito nenhum reparo, uma possível solução consiste apenas remover o piso atual, e refazer, desde a compactação do solo até o acabamento em material cerâmico.



Figura 1- Piso da Área Externa
Fonte: Própria, 2015.

4.1.2 Paredes com Eflorescências e Infiltrações

No interior da residência muitos são os pontos onde são necessários reparos no reboco, em virtude das infiltrações ocasionadas por falta de uma impermeabilização eficiente. Diferentemente das demais manifestações patológicas, muitas áreas do interior da casa já vem passando ao longo dos anos por pequenos reparos, principalmente com relação a eflorescência nas paredes. A solução corretiva proposta é a retirada do reboco de todas as áreas afetadas até o nível dos tijolos e em seguida aplicar impermeabilizantes nos tijolos como também na argamassa, e após sua execução, esperar o tempo necessário de cura do reboco, para só assim, aplicar a pintura.



Figura 2 – Eflorescência nas Paredes Internas
Fonte: Própria, 2015.

4.1.3 Recalque no Banheiro

Devido a penetração da água no contra-piso e no solo, uma parte do piso do banheiro sofreu recalque de aproximadamente 50 cm de profundidade a alguns anos atrás (cinco anos segundo a proprietária) e como correção do problema foi feito um aterramento e posteriormente, a colocação de novo revestimento cerâmico no local.



Figura 3 - Banheiro com Ação Corretiva Devido a Recalque
Fonte: Própria, 2015.

Uma solução definitiva neste caso, é refazer o piso por completo aplicando técnicas construtivas adequadas como a compactação do solo, aplicação de impermeabilizante no contra-piso e execução correta do revestimento cerâmico, eviando sobretudo, falhas na aplicação da argamassa colante e rejuntamento

4.1.4 Recalque da Bancada da Pia da Cozinha

Na cozinha, especificamente na bancada inferior do balcão da pia ocorreu o afundamento da base, fato este causado provavelmente pelo recalque do piso, seja por má compactação ou por encharcamento do solo devido a presença de água no subsolo.

Como correção, seria prudente um novo aterramento e nova compactação e portanto outra base com revestimento cerâmico diferente do original.

4.1.5 Descolamento do Azulejo da Lavanderia

O azulejo da lavanderia apresenta descolamento da parede. Isso pode ser causado por má execução, como também a utilização de materiais de má qualidade.

3.1.6 Reservatório de Água com Vazamento

O reservatório apresenta vazamento em todas as suas faces, o que pode comprometer seriamente sua estrutura, causando riscos aos moradores da residênci.

Como solução, uma vistoria mais detalhada indicará se existe danos estruturais, caso exista, o reservatório pode ser demolido, para que um novo seja construído, caso não existam danos estruturais, basta remover todo o revestimento, interno e externo, e refazer ambos com o uso de impermeabilizantes.



Figura 4 - Reservatório com Vazamento
Fonte: Própria, 2015.

4.1.7 Trinca no Pilar da Caixa D'água.

Um sério problema patológico encontrado foi com relação ao pilar de apoio da caixa d'água. Este pilar apresenta trincas verticais em sua estrutura. Mesmo já tendo sido submetido a pequenos reparos, a peça ainda apresenta manifestações patológicas.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Como solução, recomenda-se uma análise mais criteriosa, tendo em vista a possibilidade de demolição, ou apenas a remoção do concreto e ferragem deteriorada, em seguida a recomposição dessa estrutura com uma nova ferragem e aplicação de um concreto mais resistente.

5. CONCLUSÃO

Podemos concluir através de todos os problemas patológicos analisados, que a maioria destes decorre de questões como deficiência na elaboração do projeto, má execução da obra, bem como a possível utilização de materiais inadequados e de qualidade inferior ao necessário ou mesmo da falta deles, como, por exemplo, materiais impermeabilizantes.

Fica, portanto, claro e evidente que a casa em questão precisa de reparos corretivos, estes são de fácil execução bastando apenas que sejam executados de acordo com padrões e procedimentos predefinidos, pela própria construção civil e suas normas regulamentadoras.

A maioria das patologia constatadas encontra-se em fase inicial podendo assimserreversíveiscom pequenas ações corretivas e de baixo custo. Caso a casa não receba os devidos cuidados e reparos os problemas tendem a se desenvolverem até atingirem patamares de alta degradação necessitando de medidas corretivas difíceis e consequentemente com elevados custos.

6. REFERÊNCIAS

- [1] LICHTENSTEIN, N. *Patologia Das Construções: Procedimento Para Formulação Do Diagnóstico De Falhas E Definição De Conduta Adequada À Recuperação De Edificações*. São Paulo: Escola Politécnica da USP: Dissertação (mestrado em engenharia civil) 1985.
- [2] SOUZA, V. C. M. & Ripper, T. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: Pini, 1998.
- [3] MEDEIROS, V. *Quadros de Análise e mapeamento das manifestações patológicas vistoriadas pela seguradora em imóveis financiados pela Caixa Econômica Federal no Rio Grande do Sul em 1999 e 2000*. UFRS. Porto Alegre: 2004.
- [4] MACHADO, S. L. *Relatório final do projeto purifica: proposta para remediação de áreas degradadas pela actividade extractiva de chumbo em Santo Amaro da Purificação*, Salvador, 2002.
- [5] SOUZA, M. F. *Patologias ocasionadas pela umidade nas edificações, Minas Gerais, 2008*.
- [6] SANTOS, B. J. *Análise das falhas mais frequentes encontradas na construção civil segundo as quixas feitas ao crea-pe, Recife, 2006*.
- [7] THOMAZ, E. *Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*. São Paulo: Pini, 1989.



**USO DE ADITIVO REDUTOR DE PERMEABILIDADE EM LAJES DE SUBPRESSÃO.
CASO HABITAR-DF**

M. MOREIRA
Engenheira Civil
UnB
DF; Brasil
mirellenunb@outlook.com

M. A. R. MANZANO
Engenheiro Civil
UnB
DF; Brasil
malroma81@gmail.com

E. F. SILVA
Engenheira Civil
UnB
DF; Brasil
eugenia@unb.br

R. BLANCO
Engenheiro Civil
Habitar
DF; Brasil
rogerio blanco@habitar df.com.br

RESUMO

O tempo que o concreto deve manter suas propriedades, conhecido como vida útil, é um importante parâmetro de projeto para o desempenho das estruturas. Um concreto poroso tem um maior grau de permeabilidade à água e à agentes agressivos, o que pode ocasionar a deterioração das armaduras por mecanismos como a corrosão. Além de não garantir a estanqueidade, por exemplo, em lajes sob pressão hidrostática negativa (lajes de subpressão). Esse tipo de laje tem sido utilizada com o objetivo de viabilizar ou facilitar ações construtivas associadas a estruturas situadas abaixo do nível do lençol freático. Várias são as vantagens desse tipo de construção: redução de impactos ambientais uma vez que evita a instalação de sistemas permanentes de bombas submersas, o que diminui o uso de energia elétrica; não ocorrência de recalques ocasionados pelo rebaixamento do lençol freático, que se estende para as áreas adjacentes ao canteiro de obras; e menor impacto sobre a água subterrânea, o que acarreta consequências graves na disponibilidade desse recurso nas áreas urbanas. Esse artigo apresenta um estudo de caso sobre a concretagem de uma laje de subpressão, com 30cm de espessura e volume de 750m³, em concreto armado, de um edifício residencial misto, situado no Setor Noroeste, Brasília-Distrito Federal (Brasil). Para garantir a estanqueidade dessa laje de subpressão, utilizou-se um aditivo redutor de permeabilidade a pressão hidrostática, conhecido pela sua capacidade de promover o selamento de fissuras de até 0,4mm através do fenômeno de autocicatrização. Os resultados comprovaram que tanto a composição do concreto (contendo aditivo redutor de permeabilidade) quanto à adoção de estratégias construtivas adequadas, foram fundamentais para se garantir uma estrutura íntegra e estanque.

Palavras-chave: laje de subpressão, aditivo redutor à pressão hidrostática, estanqueidade, durabilidade.

ABSTRACT

The time required for the concrete to maintain its mechanical and physical properties, known as “lifetime”, is an important project parameter. A porous concrete (higher permeability) is more susceptible to the infiltration of water and aggressive substances, which leads to the deterioration of the steel reinforcement and the loss of tightness. For instance, slabs under negative hydrostatic pressure, also known as *anti-flotation slabs*, are employed in cases where the construction is situated below the water table. There are several advantages in this type of construction: less impact into the construction site due to the lowering of the water table level, preservation of subterranean water and reduction of environmental damages, since it does not required electricity to run water pumps. This work presents a case study concerning the construction of a 30cm thick and 750m³ *anti-flotation* slabs of reinforced concrete used into the construction of a residential building in Brasília, Brasil. In order to assure the tightness of such structure, a catalyst additive is used. This catalyst is known for its capacity of sealing cracks under 0,4mm by self-healing. The results showed that both the composition of the concrete (containing permeability-reducing admixture) and the adoption of appropriate constructive strategies were essential to ensure a integer and watertight structure.

Keywords: anti-flotation slabs, permeability-reducing admixture: hydrostatic conditions, tightness, durability.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Diversos fatores podem comprometer o desempenho de uma estrutura no que se refere a impermeabilidade ao longo do tempo. Estes fatores, sejam eles internos ou externos, como ataque por sulfatos e cloretos, desgaste da superfície, carbonatação, intemperismo, reações álcali-agregado e até mesmo a execução de procedimentos em desacordo com as normas podem ocasionar patologias no concreto como corrosão nas armaduras, redução de seção do aço, juntas frias e fissuras, que reduzem a vida útil da estrutura e conseqüentemente, comprometem a durabilidade do sistema.

Com a publicação da ABNT NBR 6118: 2014 [1] foi previsto a utilização de concretos de resistências mais elevadas. Este tipo de concreto apesar de proporcionar grandes vantagens, tanto econômicas quanto estruturais, como alta resistência aos esforços mecânicos, baixa porosidade e permeabilidade e, conseqüentemente, um menor tempo e custo para a manutenção. Por outro lado, há desvantagens como um elevado grau de retração autógena e térmica, maiores deformações e mudanças volumétricas no concreto. E, por serem críticas nas primeiras idades tornam o concreto mais vulnerável podendo ocasionar fissuras, que podem deteriorar as propriedades mecânicas e/ou a durabilidade do concreto.

Quando se trata de durabilidade, a definição não deve ser baseada apenas na relação água/cimento, no teor de cimento ou com a especificação de uma resistência mínima à compressão. A durabilidade pode ser quantificada através de baixa permeabilidade, que é uma característica de desempenho do concreto (Lema [2]). Um concreto é considerado durável quando sua estrutura original se mantém íntegra quando expostos a qualquer processo de degradação.

Além disso, para concepção de obras capazes de promover uma barreira eficiente ao ingresso de água, tais como: barragens, estações de tratamento de água, reservatórios de armazenamento de água, lajes de subpressão, faz-se necessário a utilização de materiais resistentes, impermeáveis e com baixa permeabilidade. E, de acordo com Britze *et al* [3], a maior problemática no uso do concreto nestas situações está relacionada com a dificuldade de se obter a estanqueidade da estrutura final, que depende tanto do material quanto dos procedimentos executivos condizentes com boas práticas de execução, para que não ocorra a formação de fissuras ou juntas frias não previstas, através das quais possa ocorrer a percolação de água.

De acordo com Takagi [4], o concreto é um material susceptível à formação de fissuras. Sendo que, quanto maior a abertura da fissura, maior é o comprometimento da sua durabilidade, sendo necessário o seu reparo. A introdução intencional de propriedades autocicatrizantes no concreto poderia ser benéfica. Pois, representa uma economia de custos diretos, tanto de produtos quanto de mão de obra dos serviços para o reparo, e também de custos indiretos porque estas estruturas necessitariam ficar em desuso durante o seu reparo e manutenção.

Ourives [5] menciona que várias técnicas tem sido desenvolvidas para a diminuição da permeabilidade no concreto. Uma vez que, isso pode assegurar maiores resistências mecânicas e durabilidade. Para se reduzir a passagem de fluidos pelo concreto é preciso uma melhoria na pasta de cimento que envolve os agregados, a partir do uso de baixas relações água/cimento, de maiores consumos de cimento, da utilização de aditivos redutores de água (superplastificantes). Além disso, existe a opção tecnológica do uso de aditivos específicos para impermeabilização, que reduzem a permeabilidade do concreto, por meio da cristalização integral dos seus poros e capilares.

Com a criação do comitê técnico SHC 221 da RILEM [6], diferentes abordagens vêm sendo desenvolvidas para o estudo de um concreto que tenha a capacidade de autoreparar suas próprias fissuras. Conforme o comitê, concreto autocicatrizante é um composto capaz de se autocurar quando danificado, sem a intervenção externa, inspirado por sistemas biológicos como a pele humana, que é capaz de se regenerar.

Propriedades autocicatrizantes podem ser introduzidas na microestrutura do concreto, a partir do uso de aditivo redutor de permeabilidade durante a sua produção. De acordo com o relatório ACI 212.3R -10 [7], sobre aditivos químicos, os que visam reduzir a permeabilidade podem ser classificados como: Aditivos redutores de permeabilidade não expostos a pressão hidrostática (ARPNH) e os Aditivos redutores de permeabilidade expostos à pressão hidrostática (ARPH).

Os ARPH's são materiais cimentícios sintéticos classificados como impermeabilizantes hidrófilos, que reduzem a permeabilidade a partir do aumento de resistência à penetração de água sob pressão no concreto, proporcionando um aumento da durabilidade da estrutura. Ainda em concordância com o ACI 212.3R -10 [7], os ARPH's são aditivos cristalinos que, em presença d'água e partículas de cimento, no concreto, formam hidratos de silicato de cálcio ocasionando o bloqueio dos poros nas microfissuras existentes.

Lema [2] cita que os aditivos cristalinos são compostos por ingredientes ativos que na presença de água livre do concreto, reagem com os compostos da pasta tais como: hidróxido de cálcio, alumínio, óxidos metálicos e água; e formam uma estrutura cristalina insolúvel no interior dos poros e fissuras de até 0,4mm de abertura. A formação destes cristais proporcionará propriedades de impermeabilização resultando maior resistência a penetração de água e, conseqüentemente, maior durabilidade e vida útil a estrutura.

Concretos autocicatrizantes foram utilizados na laje de subpressão estanque em concreto armado do Museu da Imagem e do Som (M.I.S) [3], em Copacabana (RJ). Sendo uma laje de 1m de espessura, com volume de 1200m³ e uma relação água/aglomerante de 0,35 (Figura 1-a). Para a cobertura fluida do Museu de Arte do Rio (M.A.R) [8], no centro da cidade do Rio de Janeiro, também foi especificado um concreto autocicatrizante com volume de 320m³ e uma relação água/aglomerante de 0,45 (Figura 1-b). Na construção da laje no subsolo do Condomínio Adelaide, localizado próximo da Baía de Todos os Santos em Salvador (BA), foi utilizado 630m³ de concreto autocicatrizante para uma relação água/aglomerante em torno de 0,47 (Figura 1-c).

Com o objetivo de garantir maior durabilidade à estrutura, aditivos para impermeabilização com propriedades autocicatrizantes também foram utilizados na reforma do complexo do Estádio Governador Magalhães Pinto – o Mineirão, em Belo Horizonte (MG), que envolveu a ampliação do estádio e a construção do Museu do Futebol Brasileiro, na atualização tanto do Estádio Estadual Kleber Andrade, em Cariacica (ES), quanto do Estádio Castelão, em Fortaleza (CE), conforme ilustrado na Figura 1-d.

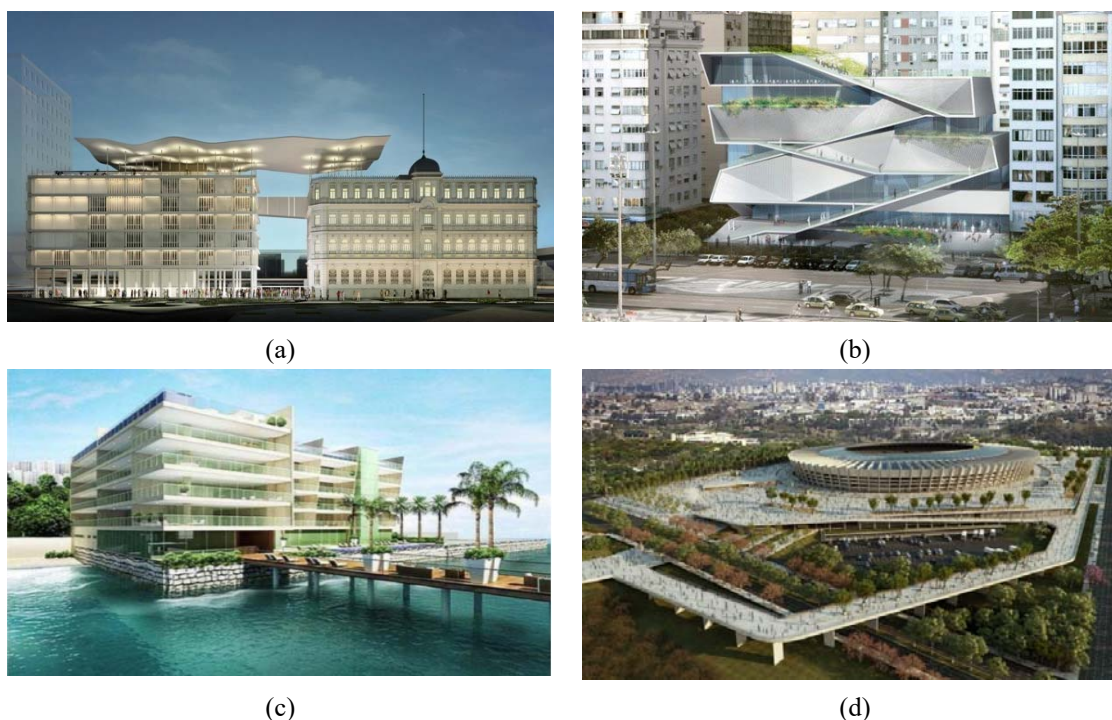


Figura 1: Obras onde foram utilizados concretos cicatrizantes: (a) Museu de Arte do Rio - RJ [9], (b) Museu da Imagem e do Som -RJ [10], (c) Condomínio Adelaide – BA [5] e (d) Complexo do Estádio Mineirão – MG [11].

2. DADOS DE PROJETO E PROCEDIMENTOS ADOTADOS NA CONSTRUÇÃO DA LAJE

2.1 Dados básicos de projeto

A região Noroeste de Brasília - Distrito Federal, rodeada de áreas verdes, é considerada o primeiro bairro ecológico planejado do Brasil. Formado por 20 quadras, 11 lotes, 220 prédios residenciais, 140 edifícios comerciais e áreas exclusivas para ciclovias. Sendo o último setor habitacional a ser construído, na área tombada como patrimônio histórico e cultural da humanidade, em Brasília, e todo o conjunto foi amparado por soluções sustentáveis.

O empreendimento, que faz parte deste conjunto (Figura 2), é uma obra vertical composta por nove pavimentos formado por: 3 Subsolos, que serão utilizados como estacionamento; 1 Térreo, que será acesso e lojas; 1 Mezanino para utilização das lojas; 3 Pavimentos residenciais de apartamentos e 1 Cobertura; além da caixa d'água inferior.

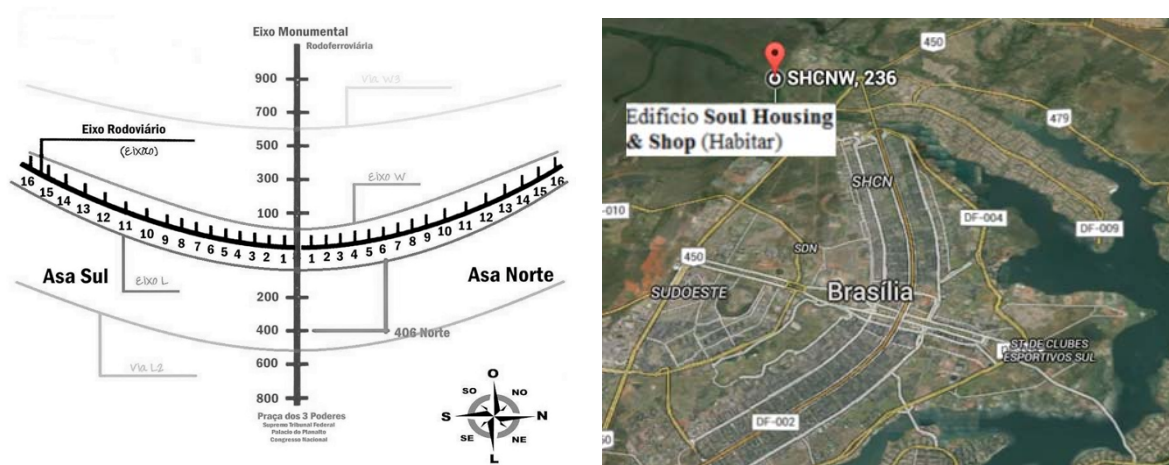


Figura 2: Representação do Plano Piloto e dos setores de Brasília (DF), destaque para o setor Noroeste, e a localização do novo empreendimento: Soul Housing & Shop no Noroeste [12].

Por se tratar de um bairro ecológico, as obras, realizadas no Setor Noroeste, seguem os procedimentos contidos no manual de sustentabilidade, denominado Manual Verde, desenvolvido pela TERRACAP - Agência de desenvolvimento do Distrito Federal [13]. Conforme apresentado no Manual, durante o planejamento executivo é necessário a apresentação dos planos de: erosão e sedimentação, gestão de resíduos, prevenção. Além, de um controle de poluição das atividades da construção e sua sustentabilidade ambiental respeitando o Plano de Gestão Ambiental de Implantação (PGAI), a licença de instalação, o Manual ambiental de construção e o próprio manual de sustentabilidade contidos no Manual Verde, específico para o Setor Noroeste.

O maior desafio do projeto de execução, do empreendimento, era a construção de uma laje de subpressão. Sendo necessária devido a presença de água no subsolo que, na ausência de bombas de sucção, poderia chegar até o 3º nível do subsolo. Para garantir a estanqueidade da laje foi adotado um sistema de impermeabilização, a partir de aditivos cicatrizantes, que apresentou um alto desempenho além de seguir os padrões ecológicos do bairro.

Em Brasília existe um grande problema relacionado ao descarte de materiais de construção. Visto que, não existem unidades de tratamento e destinação final adequados de resíduos da construção civil (RCCs). E materiais como o caso das mantas asfálticas, que são constituídas de compostos petroquímicos, devem receber uma destinação adequada em conformidade com normas técnicas específicas (Conama 307/2002 [14]).

Neste sentido, uma das decisões importantes tomada durante o planejamento executivo da obra, para questões relacionadas a impermeabilização do concreto, como no caso da laje de subpressão, foi à adoção de um aditivo redutor de permeabilidade à pressão hidrostática (ARPH) junto à mistura do concreto. Evitando assim o uso de soluções tradicionalmente poluentes, como as mantas.

A laje de subpressão estanque em concreto armado, desse novo empreendimento, possui uma área de 2.500,00m², 30 cm de espessura, com um volume total de 750 m³ de concreto para laje de subpressão e cortinas, e 500m³ para blocos de fundação. E, em relação ao volume total de concreto utilizado, foram aplicados 3.000kg de aditivo ARPH para a construção da laje, que foi calculada com uma taxa alta de armadura de aço consumido no valor de 72.208Kg.

O traço do concreto, com propriedades autocicatrizantes, possuía relação água/aglomerante = 0,45 (170 litros de água), com classe de agressividade IV e consumo por m³ de: 380 Kg de cimento CPIII - Cauê, 0,45Kg de fibra de polipropileno e 3,8kg de aditivo ARPH.

A concretagem total da laje de subpressão foi realizada em 3 etapas, com um intervalo de um mês entre elas. Sendo que, as etapas de concretagem foram ininterruptas de 4 horas, totalizando 12h para toda a sua execução. Como a construção foi feita em partes, juntas de concretagem foram confeccionadas para aderirem o concreto velho ao novo. Esta ponte de



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



aderência foi realizada por meio de uma fita hidroexpansiva flexível (Penebar SW 55-B), que foi aderida, cuidadosamente, a interface da junta fria através de uma emulsão de polímero acrílico (Penebar Primer).

A construção de lajes de subpressão em subsolos apresenta desafios durante a etapa de execução no que se refere a impermeabilização do concreto. Por estar submetida à uma constante pressão hidrostática da água, faz-se necessário a produção de um concreto menos poroso para reduzir a incidência da penetração da água a partir de fenômenos como absorção por capilaridade e permeabilidade da água (devido a pressão hidrostática, através dos poros ou das microfissuras). Sendo requisito a este tipo de estrutura apresentar uma durabilidade elevada.

2.2 Traço do Concreto e preparação

O concreto, para a laje de subpressão, apresentava as seguintes especificações técnicas, de acordo com o projeto estrutural e as recomendações do tecnologista:

- ✓ $f_{ck} \geq 35\text{MPa}$ (aos 28 dias de idade);
- ✓ relação água/cimento $\leq 0,60$: de acordo com a classe de agressividade;
- ✓ teor de argamassa da ordem de 53 a 55%: para garantir um concreto coeso e com maior trabalhabilidade;
- ✓ slump de $18 \pm 2\text{cm}$: para melhor segurança na descarga e lançamento por bombeamento do concreto (fluido), em função da fibra de polipropileno aplicada;
- ✓ consumo mínimo de cimento = 350 Kg/m^3 ;
- ✓ diâmetro característico do agregado brita 1 com $D < 19 \text{ mm}$;
- ✓ módulo de elasticidade mínimo na idade da desforma – $E > 21 \text{ Gpa}$
- ✓ adição de ARPH (Penetron): para o processo de autocatrização de fissuras;
- ✓ temperatura do concreto fresco $\leq 30^\circ\text{C}$: para prevenção de fissuras de origem térmica;
- ✓ uso de fibras de polipropileno e evitar taxa de evaporação superior à $0,5 \text{ kg/m}^2$ de superfície exposta, por hora.

O ARPH foi dosado conforme as especificações do fabricante. No caso, foi utilizado o Penetron Admix, fornecido pela empresa Penetron®, na proporção de 0,8% em massa do consumo de cimento e adicionado durante a operação na central de mistura. Destaca-se que houve controle técnico deste teor, através de visitas do representante técnico à usina.

O concreto foi produzido conforme as prescrições da ABNT NBR 12655:2015 [15] e da ABNT NBR 7212:2012 [16]. O traço de concreto, tal como a procedência dos materiais empregados na concretagem da laje de subpressão, podem ser observados na Tabela 1.

Grandes áreas de concreto expostas, como no caso da laje em estudo, são particularmente vulneráveis aos problemas relacionados à retração por secagem e à temperatura. A especificação técnica para recebimento do concreto em obra foi da ordem de 28°C à 30°C de temperatura, em função de quatro parâmetros: umidade relativa, temperatura do próprio concreto, velocidade do vento e temperatura do ar. Na prática, essa temperatura oscilou em $28 \pm 2^\circ\text{C}$, em dias com temperatura ambiente em média de 30°C . Mesmo nos dias mais quentes a diferença de temperatura não ocasionou fissurações térmicas.

A taxa de evaporação foi especificada na faixa de até $0,5\text{kg/m}^2$ de superfície exposta por hora para minimizar o efeito da retração por secagem nas primeiras idades, conhecidas como retrações plásticas, e que podem ocasionar fissuração no concreto.

Tabela 1 – Composição do concreto utilizado na laje de subpressão.

Materiais	Consumo/m ³
CP III-40 RS – Cauê (Inter cement) consumo de cimento por m ³	380 kg
Areia Quartzo (Areia de Cava Quartzosa - Sobradinho-DF MF = 1,07)	384 kg
Areia Britada ((Mineração Calcário - Sobradinho-DF MF = 2,95)	415 kg
Brita 0 (Mineração Calcário - Sobradinho-DF)	205 kg
Brita 1 (Mineração Calcário - Sobradinho-DF)	818 kg
Água de amassamento	170 kg
Aditivo plastificante polifuncional (829 SPX, Grace)	1,9l kg
Aditivo superplastificante (Tecflow 50N, Grace)	1,5l kg
Aditivo redutor de permeabilidade hidrostática (Penetron Admix)	3,04 kg
Fibra de Polipropileno Neomatex	0,45 kg
Ar aprisionado considerado na mistura	2,0%

O aditivo superplastificante utilizado tinha como objetivo prolongar a trabalhabilidade do concreto, proporcionando uma boa fluidez para o bombeamento, conforme o slump inicial (18 ± 2 cm) esperado, antes da pega. A obra, por estar localizada numa área residencial, precisava realizar todo o lançamento do concreto até as 22h, período permitido à circulação de caminhões betoneira até às 22h. Sendo assim, o superplastificante ao produzir um concreto mais fluido, sem perder na coesão, permitiu uma maior agilidade durante o lançamento.

Em todas as 3 etapas, a concretagem foi iniciada às 16h, com o objetivo de reduzir potencial de retração térmica do concreto. Interrupções programadas na concretagem foram realizadas e as marcas de juntas entre as camadas sucessivas de concreto foram tratadas com a instalação da fita hidroexpansiva (Penebar SW55 – B). Trata-se de um material hidrofílico, que se expande, de forma controlada e lenta, quando exposto a umidade ocasiona um selamento nas juntas.

2.3 Procedimentos de Concretagem

Para a execução da laje de subpressão foi utilizado um concreto pré-misturado, produzido nas centrais da Concrecon – Concreto e Construções Ltda., com rigoroso controle de qualidade. De acordo com as especificações do projeto de execução, a laje, com 750m³ de concreto, deveria ser executada em 3 etapas paralelas. E, na interface de cada etapa da laje deveria ser executado as juntas de concretagem.

O volume máximo de concreto, em cada etapa, era da ordem de 270m³ (27 caminhões betoneiras por etapa, aproximadamente). O tempo médio para recebimento e descarga de cada caminhão betoneira foi, aproximadamente, de 15 minutos. A produção efetiva por etapa foi de 67,5m³/h, isto é, foram lançados em média 750m³ de concreto, em aproximadamente, 12h de execução.

Vale ressaltar que em todo o lote, de concreto usinado, foi verificado tanto a temperatura quanto o abatimento, durante a chegada dos caminhões e depois do seu lançamento. A medição da temperatura de chegada do concreto foi realizada em todos os caminhões betoneiras com termômetro digital de vareta (Figura 3a). Com este tipo de termômetro é possível realizar a medição da temperatura em todo o volume de concreto, e não apenas superficialmente, como é o caso do termômetro a laser.

Como o intuito era evitar a fissuração da laje, a concretagem foi realizada no período noturno reduzindo os picos de temperatura alta ao longo do dia além disso os balões dos caminhões betoneiras foram resfriados externamente com água corrente. Somado a isso, os agregados e o cimento foram estocados por mais de 24h, as britas e as areias foram protegidas do sol e molhadas, constantemente. Desta forma, foi possível garantir que a temperatura do concreto lançado não ultrapassasse a temperatura limite de projeto de 30°C, para evitar ao máximo a fissuração por temperatura.

Após o lançamento do concreto, a medição da temperatura no seu interior foi realizada utilizando sensores termopares, que consistem na colocação de fios, no interior do concreto, para posterior medição da temperatura com equipamento específico (Figura 3b e 3c). Esse procedimento fornece a temperatura real dos pontos desejados no interior do concreto, diferentemente dos ensaios realizados com medições realizadas superficialmente, e podem sofrer influência da temperatura externa. A medição do concreto ocorreu utilizando um *Data Logger*, que realiza a medição de temperatura automaticamente, a cada 60 minutos, permitindo avaliar toda a elevação ocorrida no interior do concreto nas próximas 24h, bem como o seu valor máximo (Figura 3).



(a)

(b)

(c)

Figura 3: Medições da temperatura no concreto, em dois momentos distintos: a) nos caminhões, a partir de um termômetro digital de vareta; b) no lançamento, a partir de sensores termopares e c) instalação dos fios do termopar no interior do concreto.

O slump teste foi realizado através do ensaio de abatimento pelo tronco de cone (norma ABNT NBR NM 67:1998 [17]) para confirmação das características de fluidez requeridas: 18cm (slump). Foram aceitas variações na faixa de até +/- 2cm. Além disso, foi realizada uma análise visual nos lotes para verificar indícios de segregação.

O lançamento do concreto ocorreu por meio de bombeamento utilizando duas bombas (uma de reserva) através de tubulações para grandes distâncias, tanto horizontais quanto verticais (Figura 4), devido ao difícil acesso ao local da concretagem, localizado à 9,82m abaixo do nível da rua. Em relação aos constituintes do concreto, foi assegurado uma granulometria contínua dos agregados para garantir menos atrito nas paredes da tubulação e um teor mínimo de vazios na mistura. De acordo com Neville *et al* [18], esta é a situação ideal para se ter um concreto bombeável de qualidade, evitando a excessiva resistência devido ao atrito na tubulação ou a segregação da mistura.

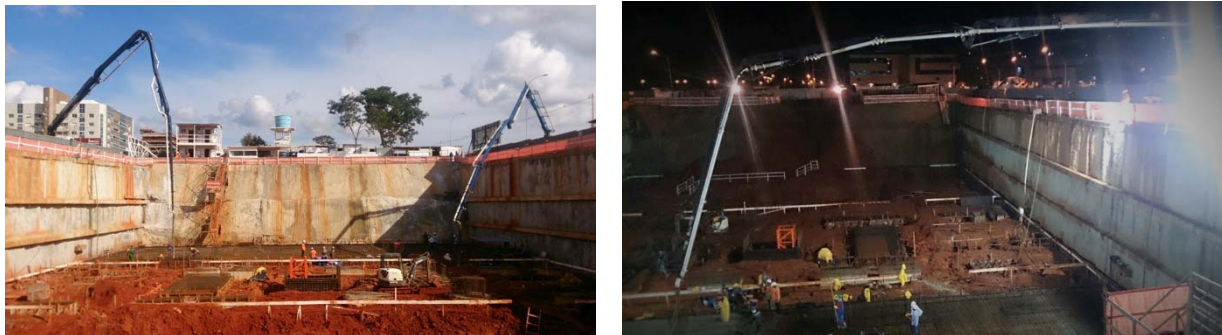


Figura 4: Lançamento do concreto na 1ª etapa da laje, a partir de tubulações de grande alcance.

As operações de lançamento e adensamento foram executadas quase simultaneamente. O concreto foi lançado verticalmente em camada uniforme, com espessuras de 30cm. O adensamento foi realizado através de quatro vibradores de imersão, além de outros 3 vibradores reserva, e seguiu os preceitos da ABNT NBR 14931:2004 [19]. Com os devidos cuidados para que o vibrador permanecesse na posição vertical, durante o adensamento, além de evitar a vibração da armadura para que não se formem vazios ao seu redor, com prejuízos da aderência.

As juntas de concretagem, formadas na região de ligação entre as três partes da laje, eram os pontos de maior atenção para se garantir a estanqueidade da estrutura. A fita hidroexpansiva foi instalada minutos antes do início da etapa seguinte de concretagem, sendo aplicada no meio da espessura da laje anterior, por todo o seu comprimento.

A cura do concreto, para as três etapas, foi cuidadosamente planejada e executada, iniciando logo após ao término das operações de lançamento e adensamento do concreto. É vital para a durabilidade do concreto, garantir que a sua cura aconteça até que os capilares, na pasta de cimento hidratada, se tornem segmentados. Para esta condição, é necessário o controle da taxa de evaporação da água superficial do concreto, que depende de variáveis como: temperatura, umidade relativa do ar no local, velocidade do vento.

Para se conseguir essa condição na obra, foi realizada a pulverização de água sobre a superfície do concreto, como demonstrado na Figura 5-a, logo após a etapa de acabamento. Esta névoa úmida auxilia na perda de água para o meio ambiente e não ocasiona prejuízo à concretagem, contribuindo com o aspecto visual final da laje além de minimizar o risco de fissurações.

A cura úmida foi iniciada a partir do endurecimento superficial do concreto, através de uma análise tátil-visual. O procedimento para a cura se deu através do represamento de uma lâmina de água ($h \pm 5\text{cm}$) por no mínimo 7 dias (Figura 5-b).

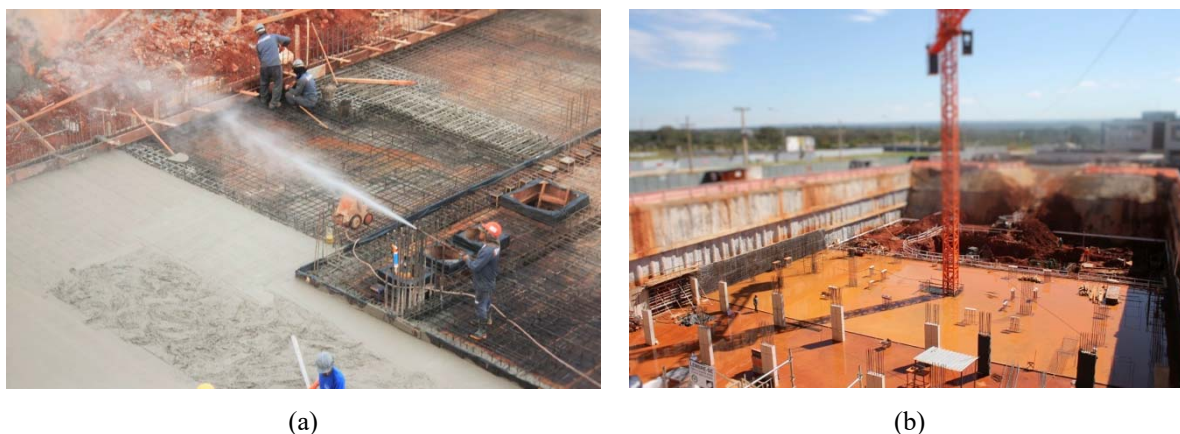


Figura 5: Detalhes do tipo de cura: a) Pulverização de água no concreto b) Selamento da superfície do concreto com lâmina de água constante.

Durante a concretagem dessa laje de subpressão, foram empregados alguns procedimentos relevantes, e que merecem destaque, tais como:

- ✓ Para garantir a integridade e o posicionamento da armadura inferior da laje, preparou-se um concreto magro de $f_{ck} = 15\text{Mpa}$, brita 1, com slump de $10 \pm 2\text{cm}$, executado antes da concretagem estrutural (Figura 6-a);
- ✓ Nas juntas de concretagem, ao longo de todo o seu comprimento, foi utilizada uma tela de aço galvanizado para melhorar a rugosidade e auxiliar o adensamento do concreto nesta região.
- ✓ A fita hidroexpansiva (Penebar SW55 - B) foi instalada ao longo da interface da camada já concretada (ao meio da espessura de cada parte da laje) e alguns instantes antes da concretagem (Figura 6-b);
- ✓ No tratamento das juntas de concretagem, para evitar o deslocamento da fita hidroexpansiva durante o lançamento do concreto, foi utilizado um primer à base de emulsão acrílica (Penebar Primer), que melhora a aderência entre a fita e a superfície do concreto (Figura 6-c);
- ✓ Na ponte de ligação, entre os concretos de idades distintas, foi aplicado o aditivo autocicatrizante (Penetron Admix) com o traço, em volume, 1(água): 2,5(Penetron), e também na base dos pilares. Essa aplicação foi realizada no máximo 20 minutos antes do lançamento do concreto novo (Figura 6-d);
- ✓ Para garantir uma umidade acima de 50%, durante a concretagem, foi utilizada uma lavadora de alta pressão, para realizar a “nebulização” na região da concretagem;
- ✓ Após o endurecimento do concreto (tátil-visual) as cortinas foram cobertas com manta (Bidim) úmida de água no mínimo 7 dias, mantendo o cuidado saturá-las com água potável durante todo o período de cura;
- ✓ Verificação do concreto, em relação a presença de ARPH (Penetron), a partir do rastreador presente na sua composição, que devido a sensibilidade aos raios UV torna a água de exsudação com a coloração “amarela-fluorescente” (Figura 6-e);
- ✓ Durante a chegada de cada caminhão betoneira à obra, foi realizado o controle tecnológico do concreto, a partir de uma empresa acreditada do Inmetro e não vinculada à concreteira (Figura 6-f).



a) Detalhe do concreto magro executado.



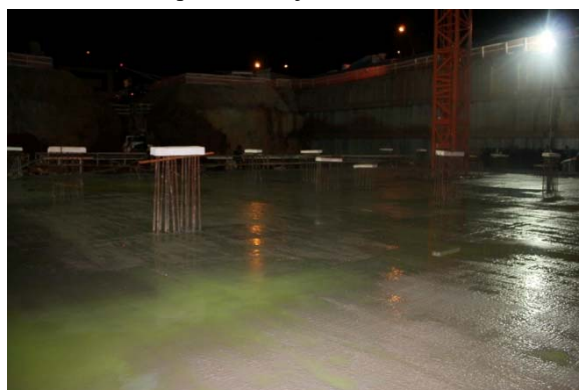
b) Detalhe da fita hidroexpansiva flexível instalada na interface da junta.



c) Detalhe do primer (tom laranja) para fixação da fita hidroexpansiva na junta das cortinas.



d) Aplicação do aditivo autocicatrizante na base dos pilares.



e) Detalhe do rastreador primer (tom amarelo-fluorescente).



f) Controle tecnológico do concreto realizado em todos os caminhões, antes do lançamento.

Figura 6: Detalhamento dos procedimentos considerados relevantes durante a concretagem da laje de subpressão.

3. RESULTADOS

3.1 Controle Tecnológico do Concreto

O recebimento e controle do concreto foi executado seguindo as prescrições da norma ABNT NBR 12655:2015 [15]. Para a aceitação provisória, foram verificadas as propriedades do concreto fresco pelo ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone em cada lote. Todos os valores obtidos neste ensaio ficaram dentro da especificação de 18 ± 2 cm.

Para a aceitação definitiva do concreto, foram moldados quatro corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm de cada caminhão betoneira, seguindo a norma ABNT NBR 5738:2015 [20]. O ensaio de resistência à compressão foi realizado nessas amostras aos 7 e 28 dias de idade, conforme a ABNT NBR 5739:2007 [21]. O concreto foi aceito, porque o valor

da resistência característica estimada (f_{ckest}) atendeu a prescrição normativa da relação: $f_{ckest} \geq f_{ck}$, em cada uma das amostras coletadas.

3.2 Controle de Temperatura

De acordo com as especificações técnicas do projetista e do tecnologista, foi feito o controle da temperatura. Inicialmente, para o recebimento e aceitação do concreto na obra, a temperatura foi medida por meio do termômetro digital de vareta (Figura 3-a). Na figura 7 são mostrados os valores da temperatura coletados dos caminhões betoneiras das três etapas, que conformaram a concretagem da laje de subpressão.

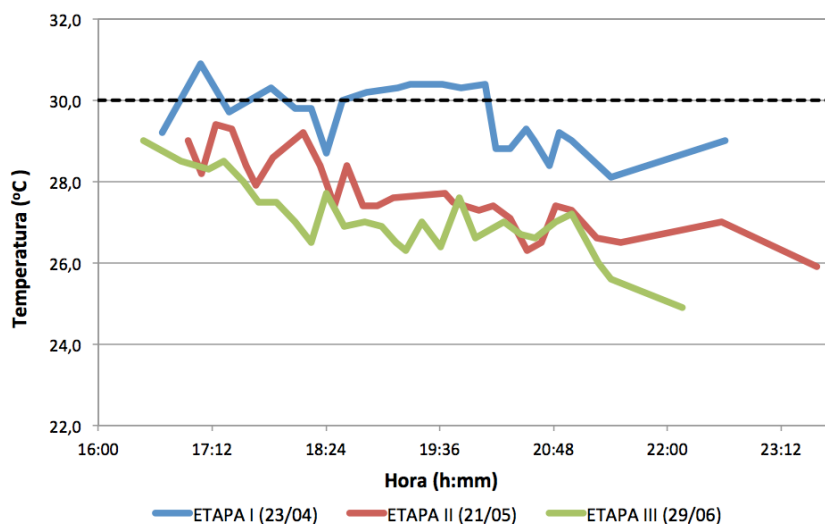


Figura 7: Valores da temperatura de lançamento do concreto na obra.

Conforme a figura 7, somente na primeira etapa de concretagem a temperatura de lançamento superou os 30°C. Durante o tempo de concretagem a temperatura ficou abaixo dos 31°C, não comprometendo as operações de lançamento do concreto. Também pode ser observada a tendência da diminuição da temperatura com o tempo para cada etapa de execução. Esta tendência era esperada pois foi atendida a recomendação de que o concreto fosse lançado no final da tarde, evitando assim a fissuração térmica.

Posteriormente, a evolução da temperatura ao longo do tempo foi monitorada a partir da instalação de dois termopares (*Data Logger*) no concreto da laje em cada uma das etapas de concretagem. Estes sensores permitiram avaliar a elevação de temperatura ocorrida no interior do concreto, durante as primeiras 24h, bem como identificar o seu valor máximo (Figura 8).

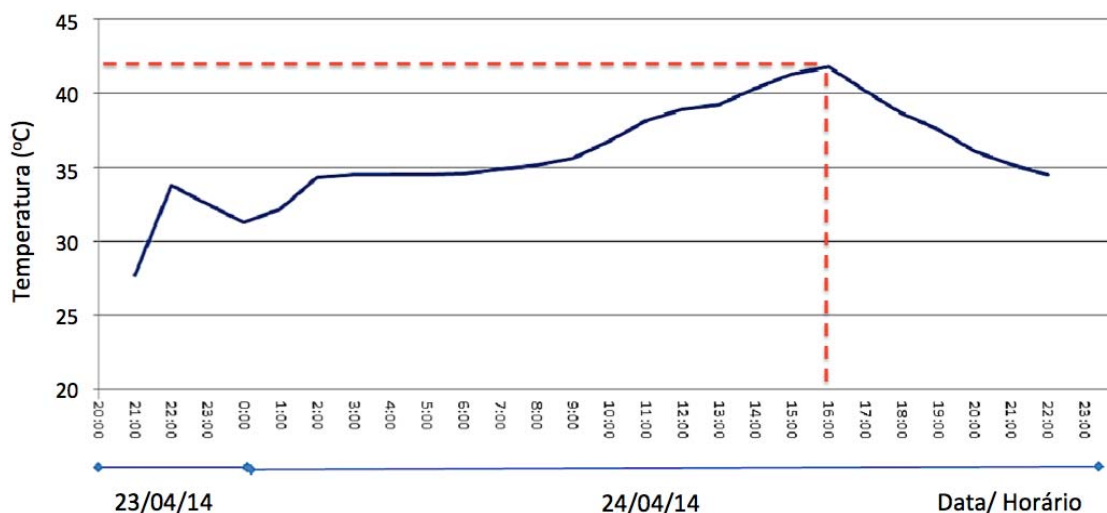


Figura 8: Evolução da temperatura da camada de concreto ao longo do tempo [22].

Na Figura 8 é apresentada a curva de evolução da temperatura, no ponto mais crítico, que registrou os maiores valores (etapa I – termopar 2). Neste caso, a temperatura máxima do concreto foi de 41,8°C, medida após 19 horas do lançamento do concreto. A temperatura máxima registrada pelos sensores foi menor que o limite estipulado (60°C) para impedir os possíveis problemas por fissuração térmica. Portanto, pode-se que concluir que todas as estratégias usadas para o controle tecnológico foram satisfatórias.

3.3 Estanqueidade

Segundo Brites *et. al* [3], a estanqueidade de uma estrutura de concreto pode ser entendida como a capacidade dessa estrutura de não permitir a percolação de líquidos, por nenhuma das paredes, juntas ou lajes que os confinam. Com o objetivo de avaliar essa propriedade, mesmo com os resultados obtidos da temperatura, foi feita uma inspeção visual ao longo das etapas da laje de subpressão. E constatou-se que não houve fissuração de origem térmica ou por retração, inclusive em regiões mais críticas como a caixa d'água, que se localizava no nível mais baixo da obra, à -3,68m abaixo do nível superior da laje de subpressão. Além disso, não se apresentaram problemas de vazamento ou percolação de água na laje ou nas cortinas do projeto, como mostra a Figura 9.



Figura 9: Laje de subpressão e cortinas laterais.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio do cumprimento das especificações de projeto, assim como das recomendações do tecnólogo sobre: o traço de concreto, a adição de aditivo redutor de permeabilidade, as atividades de controle tecnológico e procedimentos construtivos; foi possível alcançar um elemento estrutural íntegro e estanque (sem fissuração de origem térmica ou por retração). Não sendo necessário realizar qualquer outro procedimento de impermeabilização, após a cura do concreto, diminuindo os custos de manutenção. Mostrando que o uso do ARPH é uma alternativa viável em obras com elevados requerimentos de estanqueidade e durabilidade.

Considera-se que os procedimentos executivos apresentados ao longo do artigo estão de acordo com as normas prescritas e podem ser considerados como boas práticas para futuras obras similares.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Construtora Habitar Empreendimento Imobiliários por permitir o desenvolvimento deste trabalho, pelo apoio e colaboração no repasse de informações. E a Penetron Brasil Ltda, a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao CNPq pelo apoio financeiro.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014. 221p.
- [2] LEMA, D. *et al*, Durabilidade das estruturas pela impermeabilização por cristalização integral do concreto. *Rev. CONCRETO e Construções*. [online]. 2015, vol.77, pp. 94-102. ISSN 1809-7197.
- [3] BRITTEZ, C. *et al*, Estanqueidade de lajes de subpressão. *Caso MIS-RJ*. *Rev. IBRACON Estrut. Mater.* [online]. 2014, vol.7, n.6, pp. 913-921. ISSN 1983-4195.
- [4] TAKAGI, E. M. *Concretos autocicatrizantes com cimentos brasileiros de escória de alto-forno ativados por catalisador cristalino*. 2013. 130 f. Dissertação de mestrado em Engenharia de Infraestrutura Aeroportuária – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.
- [5] OURIVES, C. N. *et al*, Estudo de Caso: Impermeabilização do subsolo do condomínio Adelaide. 13º Simpósio Brasileiro de Impermeabilização. São Paulo, 2013. 11p.
- [6] RILEM. *Self-healing phenomena in cement-based materials*. Heidelberg: Springer Netherlands, v.11, 2013.
- [7] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 212.3R-10: Report on Chemical Admixtures for Concrete*. USA, 2010.
- [8] ALMEIDA, I. R. de. *A onda de concreto que flutua no M.A.R.* *Rev. CONCRETO e Construções*. [online]. 2013, vol.72, pp. 100-110. ISSN 1809-7197.
- [9] DUVIVIER, J. G., SANSON, M., Art of Travel. Disponível em: http://www.artoftravel.com.br/web/dt_portfolio/mar-museu-de-arte-do-rio/. Acesso em 4 de fevereiro de 2016.
- [10] DILLER E. *et al*, Concurso Internacional – Museu da Imagem e do Som – Rio de Janeiro. Disponível em: <https://concursosdeprojeto.org/2009/08/07/concurso-mis-rj-finalistas/>. Acesso em 4 de fevereiro de 2016.
- [11] MINAS ARENA. Estádio Governador Magalhães Pinto. <http://www.minasarena.com.br/mineirao/esplanada/>. Acesso em 4 de fevereiro de 2016.
- [12] BRASÍLIA - DF. Representação do Plano Piloto e dos setores de Brasília (DF). <https://www.google.com.br/maps/place/SHCNW,+236+-+Bras%C3%ADlia,+DF/@-15.7827242,-47.9223263,14824m/data=!3m1!1e3!4m2!3m1!1s0x935a39fa751587b7:0x5a97c6d8c546424e!6m1!1e1?hl=es>. Acesso em 4 de fevereiro de 2016.
- [13] TERRACAP, Companhia Imobiliária de Brasília. *Manual Verde Noroeste. Plano de Gestão Ambiental de Implantação*. Manual Ambiental de Construção (PGAI). Licença de Instalação. Brasília, jan. 2009.
- [14] CONAMA, Conselho Nacional Do Meio Ambiente. *RESOLUÇÃO CONAMA nº 307, de 5 de julho de 2002*. Brasília, 2002.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12655: concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2012. 18p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7212: Execução de concreto dosado em central:Procedimento*. Rio de Janeiro, 2012. 16p.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro, 1998. 8p.
- [18] Neville, A.M. *et al*, Tecnologia do Concreto. 2ª ed. BOOKMAN, 2013, pp. 448.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14931: Execução de estruturas de concreto: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2004. 53p.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro, 2015. 9p.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007. 9p.
- [22] MM ENGENHARIA. *Relatório Técnico Medição de Temperatura Da Laje De Subpressão*. Brasília-DF, 2015.



USO DE FIBRA CELULÓSICA CONTENDO POLÍMERO SUPERABSORVENTE COMO AGENTE DE CURA INTERNA EM MATRIZES DE CIMENTO PORTLAND, AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA E COMBATE A RETRAÇÃO

A. KOPPE

Mestranda do PPGE
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul, Brasil
angelicakoppe@gmail.com

M. MANCIO

Prof. Dr. do PPGE
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul, Brasil
mancio@gmail.com

T. L. A. C. ROCHA

Profa. Dra. do PPGE
Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Rio Grande do Sul, Brasil
tlavila@unisin.br

RESUMO

Com o avanço de tecnologias de materiais e a necessidade do aumento da velocidade de execução de obras civil, vem surgindo uma série de manifestações patológicas em estruturas de concreto. A expansibilidade, rachaduras, contrações térmicas têm acarretado em uma redução de durabilidade das estruturas, muitas vezes ocasionadas por falhas no sistema de pós concretagem, principalmente a falta de cura. Esta, por sua vez, passou a ser estudada de modo a ser inserida na mistura por meio de reservatórios internos de água, cura interna. Diversos são os materiais promissores a esta técnica, dentre eles se destaca o polímero superabsorvente (PSA), com capacidade de reter grandes taxas de água e liberá-la conforme a necessidade de hidratação do cimento. Contudo, não se tem conhecimento de estudos de PSA de origem residual, inserido em fibras celulósicas (PSAR), para tal fim. Com a finalidade de discutir o uso de cura, o estudo busca apresentar a cura interna, por meio da inserção PSAR, avaliando suas propriedades, resistência mecânica e o controle da retração. A partir dos resultados alcançados, pode-se concluir que a cura é de extrema importância para se adquirir propriedades desejadas em uma matriz de cimento e o PSAR apresenta potencial como agente de cura interna. Embora com a desvantagem de gerar poros, combate a retração, reduzindo em 38% a retração em idades de até três dias, e age como plastificante, reduzindo a relação a/c de 0,54 para 0,48 com seu uso.

Palavras-chave: Cura do concreto, cura interna, polímero superabsorvente.

ABSTRACT

With the advancement of material technologies and the need for increased civil works execution speed, it has emerged a number of pathological manifestations in concrete structures. The expansion, cracks, thermal contractions have entailed a reduction in the durability of the structures, often caused by failures in the post concreting system, particularly the lack of healing. This, in turn, has come to be studied to be inserted into the mix by internal water reservoir, internal cure. There are several promising materials to this technique, among which stands out the superabsorbent polymer (SAP), with capacity to hold large water rates and release it as needed to cement hydration. However, it is not aware of SAP studies of residual origin, inserted into cellulosic fibers (PSAR) for this purpose. In order to discuss the use of healing, the study aims to present the domestic demand through the PSAR insertion, assessing its properties, mechanical strength and control of the retraction. From the results obtained, it can be concluded that the healing is of utmost importance to acquire desired properties in a cement matrix and PSAR has potential as an internal curing agent. But with the disadvantage of generating pores, combat the decline, reducing by 38% the decline in age up to three days, and acts as a plasticizer, reducing the w/c ratio of 0,54 to 0,48 with its use.

Keywords: Concrete healing, internal curing, superabsorbent polymer.



1. INTRODUÇÃO

O avanço de tecnologias voltadas à construção civil tem gerado novos materiais, a fim de minimizar a necessidade de extração de insumos naturais, novas bases de cálculo, aperfeiçoando técnicas, e novos processos de execução, a fim de acelerar o sistema construtivo. Contudo, o concreto ainda é uma das matrizes de cimento mais versáteis e confiáveis por apresentar facilidade em se conseguir diferentes formas, com baixo custo de produção, em função da facilidade em se conseguir insumos, e por apresentar propriedades que geram durabilidade ao longo de muitos anos [1].

Utilizado em grandes proporções, atualmente alcançando um volume de 33 bilhões de toneladas por ano [1], atuando na modernização, praticidade e agilidade de estruturas, é também responsável por apresentar um vasto nicho de manifestações patológicas. Nos últimos anos com o aumento gradativo da velocidade de execução das estruturas, maior necessidade de resistência inicial, menor porosidade, entrelaçado a uma maior resistência mecânica e finura de cimentos, estruturas vem apresentando maior índice de fissuração, expansibilidade, rachaduras, contrações térmicas, acarretando em uma redução de durabilidade [2].

Problemas estruturais gerados por falhas no sistema de pós-concretagens são os mais comuns, ainda mais quando envolve cimentos com resistências e finuras elevadas [3]. A cura do concreto, procedimento no qual se mantém a umidade satisfatória para a hidratação de partículas de cimento, evitando a evaporação da água da mistura, tem a finalidade de proteger a superfície de elementos estruturais de temperaturas elevadas, dessecação e desgaste prematuro [4]. No entanto, é nítido que parte das obras realiza este procedimento somente em estruturas recém concretadas, ou, muitas vezes, nem o realizam. Com isso, as características superficiais são as mais afetadas, aumentando a porosidade, consequentemente gerando permeabilidade, carbonatação, fissuração, etc [3].

A fim de evitar tais problemas estruturais, estudos de cura passaram a ser aprofundados e modernizados. As técnicas de cura interna passaram a ser visadas uma vez que minimizam o erro de mão de obra, atuando em melhorar as propriedades de hidratação. É denominada como um fornecimento de água à mistura, inserido por meio de reservatórios internos de água, através de materiais capazes de reter determinadas taxas de água e posteriormente liberá-la durante a hidratação das partículas de cimento [5].

Denominados como materiais promissores a atuarem como agentes de cura interna, os polímeros superabsorventes (PSA), são materiais com grande capacidade de absorção de água e retê-la em sua estrutura [6]. Dependendo de sua granulometria, podem absorver taxas de até 5000 vezes seu peso em estado seco [6;7]. Segundo [7], toda a água absorvida pelo PSA pode ser considerada quimicamente disponível para reagir com o cimento, melhorando sua hidratação. Contudo apresentam desvantagem na geração de porosidade interna, diretamente influenciada pelas características físicas do material, principalmente granulometria e taxa de absorção e água.

Estudados desde 2001 como agentes de cura interna, já foram utilizados na construção de pontes e pavilhões [8;9]. Seus estudos de aprimoramento tomaram força a partir da união de pesquisadores no desenvolvimento do “Technical Committee 225-SAP – RILEM”, publicado no ano de 2012 pela editora Springer. Contudo não se tem registros do uso de PSA residual, descartado por outros setores no mercado, como agente de cura interna, em todos os casos, são utilizados materiais nobres, produzidos para tal finalidade. Com isso, o estudo visa discutir a importância da cura em estruturas de cimento Portland, avaliando o potencial de uso de um PSA incorporado em fibra celulósica, rejeito do ramo de higiene, como agente de cura interno, avaliando melhoras na resistência à compressão e no combate a retração.

1.1 Cura do concreto

Considerado um dos processos de pós-concretagem mais importantes, a cura consiste no controle de evaporação da água de amassamento do concreto, mantendo uma umidade satisfatória, a fim de que ocorram as reações de hidratação das partículas de cimento, garantindo que a mistura adquira as propriedades desejadas. Além de evitar a evaporação de água do amassamento, a cura objetiva também proteger a superfície do elemento estrutural de temperaturas elevadas, evitando a dessecação, desgaste do prematuro do concreto e fissuração [4].

A perda de água prematura é um dos principais causadores de vazios e cria esforços de retração hidráulica, além de redução da resistência e durabilidade de estruturas de concreto [3]. Como principal manifestação patológica tem-se as fissuras, deixando a camada superficial fraca, porosa e permeável, vulnerável à entrada de substâncias agressivas. [1] representam graficamente as consequências de uma cura inadequada (Figura 1), relacionando o percentual de perda de resistência em função do tempo de cura do concreto. Para os autores, ao realizar-se uma cura de forma adequada,

molhando-se a estrutura de forma contínua, aos 28 dias tem-se 100% do seu potencial desejado, contudo, ao não realizar-se este procedimento, tem-se a perda de 50% de sua eficiência. Além disso, os autores destacam que, ao realizar-se a cura por apenas três dias, tem-se uma eficiência de 80% na mesma idade, apresentando seu potencial em idades reduzidas e destacando a necessidade de cura principalmente nas idades iniciais, a fim de se garantir as propriedades desejadas.

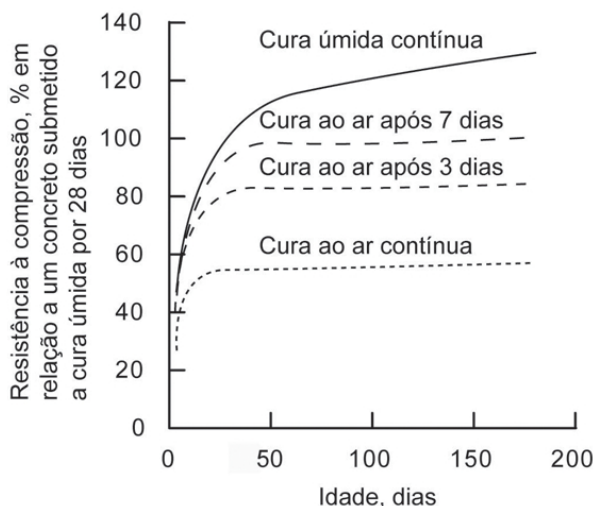


Figura 1: Percentual de ganho de resistência do concreto em função da cura úmida. [1].

Na prática, a aspersão de água e molhagem são os métodos mais tradicionais de se realizar a cura úmida, realizada logo após o lançamento do concreto. Além disso, a utilização de lonas plásticas, mantas, serragem auxiliam a manter a umidade da cura úmida na superfície do concreto por mais tempo.

1.2 Cura Interna

O conceito de cura interna partiu inicialmente de estudos de agregados leves, utilizados pela primeira vez no antigo império Romano na construção da cúpula de Pantheon (118 d.C. até 125 d.C.) com o intuito de reduzir o peso da estrutura. Contudo, até o término da Segunda Guerra Mundial, onde os agregados leves já tinham sido utilizados para a construção de navios e pontes, não se atribuía melhoras na durabilidade das estruturas em função de um melhoramento na cura das estruturas, gerados pelos reservatórios internos de água dos agregados leves. A primeira publicação que atribui à melhora em estruturas em função da cura interna deu-se em 1957 por Paul Klieger, que determinou que agregados leves absorvessem taxas de água consideráveis durante a mistura e que, aparentemente, poderiam liberar para a pasta durante a hidratação [10].

Considerada uma técnica promissora com capacidade de contribuir com a hidratação das partículas de cimento e reduzir a retração, a cura interna baseia-se em proporcionar umidade a uma mistura cimentícia por meio de reservatórios internos de água [11]. A inserção de reservatórios internos pode ser feitos por meio de agregados leves pré-saturados [5], ou por meio de polímeros superabsorventes, fibras de madeira pré-saturada [12], entre outros materiais capazes de reter grandes quantidades de água. Contudo, [13] atribuem somente dois métodos capazes de agirem com eficiência com a cura interna, os materiais porosos saturados; e a utilização de polímeros superabsorventes (PSA).

A Figura 2 [10] apresenta, de forma esquemática, o conceito de cura interna, onde se observa que a zona de hidratação gerada pela cura é ampliada quando há a utilização da cura interna. Com o uso da cura externa, a água de cura necessita ultrapassar uma microestrutura muito densa para reabastecer de água toda a matriz cimentícia, enquanto a água de cura interna possui uma microestrutura reduzida a ultrapassar em função de já estar inserido na matriz [14].

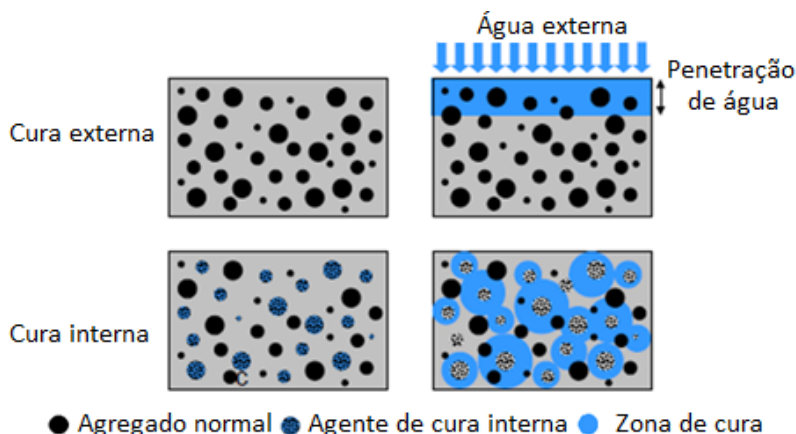


Figura 2: Conceito de cura externa e cura interna [10].

Embora com a vasta vantagem gerada pelo uso de elementos a auxiliarem na cura interna, seu uso não substitui totalmente as práticas recomendadas de cura de uma estrutura, uma vez que é importante manter a superfície do concreto sempre úmido [13]. A técnica é denominada um procedimento a auxiliar a falha de processos externos inadequados de cura, auxiliando na não proliferação de fissuras e melhores taxas de hidratação do cimento.

1.3 Polímero Superabsorvente

Muitos estudos já foram desenvolvidos utilizando-se polímeros superabsorventes (PSA) na construção civil. Foram estudados por Hansen e Jensen em 2001 no combate a retração, e, desde então, são os materiais mais promissores a fim de melhorar as propriedades de hidratação do cimento, quando utilizados como agentes de cura interna. Adicionados a uma matriz cimentícia, atribuem melhoras quanto à trabalhabilidade, melhoras na hidratação interna, diminuição da retração autógena, controle de efeitos de gelo/degelo [7; 8; 9; 12], contudo geram poros internos, considerado a maior desvantagem do seu uso. Recentemente a RILEM estabeleceu um comitê “TC-SAP 225” com a finalidade de estudar e potencializar a sua utilização na construção civil [15], aprimorando seus estudos em cura interna e redução de fissuração em matrizes de cimento Portland.

Desenvolvidos nos anos de 1980 para a indústria de higiene, são materiais com grande capacidade de absorção de líquidos, chegando a absorver 5000 vezes seu peso seco, e retê-los em sua estrutura sem liberá-los [6;8]. Quimicamente são poliacrilatos interligados por ligações covalentes cruzadas, e em função desta estrutura atribuem a capacidade de absorção de líquidos, sem se dissolverem [7;8]. Sua taxa de absorção é diretamente ligada ao tipo de PSA utilizado, sua granulometria (seja na forma de pó, grãos, ou fibras) e a solução a ser absorvida [6]. Ao entrarem em contato com soluções aquosas resultam na formação de um hidrogel, assemelhando-se a um gel, e, após terem absorvido sua capacidade máxima de absorção, formam partículas estáveis, assumindo a mesma forma das partículas em estado seco [9; 16].

Utilizados como agente de cura interna, segundo [6] apresentam dois efeitos opostos: a) o aumento do grau de hidratação das partículas de cimento, elevando a resistência e durabilidade da matriz cimentícia, e b) a geração de poros internos, ao liberarem a água para a matriz cimentícia, diminuindo sua resistência. Diversos são os fatores que tem influência para que um destes efeitos se tornarem dominantes, tal qual a maturidade do concreto, relação a/c, tamanho da partícula de PSA e, principalmente, a quantidade de PSA utilizado. Embora haja a geração de vazios na estrutura da matriz cimentícia, a utilização de PSA gera um efeito plastificante, aumentando a trabalhabilidade da matriz, havendo a vantagem da diminuição da relação a/c da mistura, acarretando em um aumento da resistência mecânica.

Toda a água absorvida pelo PSA pode ser considerada disponível, na forma de reservatório interno, para reagir com as partículas de cimento [7]. A liberação de água do PSA só ocorre em ambientes com pH elevado, e esta liberação se dá à medida que a umidade relativa interna da matriz de cimento Portland reduz, seja pelas reações de hidratação do cimento, que consomem a água da mistura, ou por meio de evaporação precoce [17]. Esta liberação ocorre de forma gradual, conforme a necessidade da matriz cimentícia, promovendo uma cura de dentro para fora [6].

1.4 Fibra celulósica contendo PSA (PSAR)

A fibra celulósica é um material constituído basicamente por fibras vegetais de celulose, e são consideradas alternativas baratas para a substituição de fibras poliméricas [14]. Estes materiais apresentam matriz oca, o que faz com que absorvam pequenas taxas de solução aquosa, agindo como reservatório interno. Utilizados em matrizes de cimento Portland, apresentam vantagem quanto à redução da retração plástica e retração por secagem, a não sofrerem corrosão, além da resistência a ataques alcalinos, contudo, a desvantagem fica a cargo da porosidade deixada à matriz [14]. Contudo, para atuarem como agentes de cura interna necessitam ser incorporado à matriz de cimento, em grandes quantidades, o que geram uma grande perda de resistência mecânica na estrutura devido à alta taxa de porosidade.

Já a fibra celulósica contendo PSA (PSAR) em sua composição (utilizada no estudo), apresenta uma capacidade de absorção de água superior à fibra celulósica pura. Com uma taxa de absorção de 55 g de água por grama de PSAR, apresentam-se com um material com razoável capacidade de absorção, que por sua vez, geram uma menor taxa de poros em uma matriz cimentícia, depois de incorporados. Segundo [17], a taxa de absorção de solução aquosa do PSAR varia conforme o pH da solução, quanto maior o pH, menor a absorção.

Apresentam composição química formada por 70% de fibra celulósica, 10% de PSA e 20% de polietileno de baixa densidade, polipropileno, umidade e outros materiais em menor quantidade [14]. Sua forma física, em estado seco assemelha-se a um algodão, observadas com microscópio, apresenta fibras alongadas, chatas e de curto comprimento (Figura 3-A), e, ao absorverem água apresentam-se na forma de fibras com esferas de gel arredondadas (Figura 3-B e C).

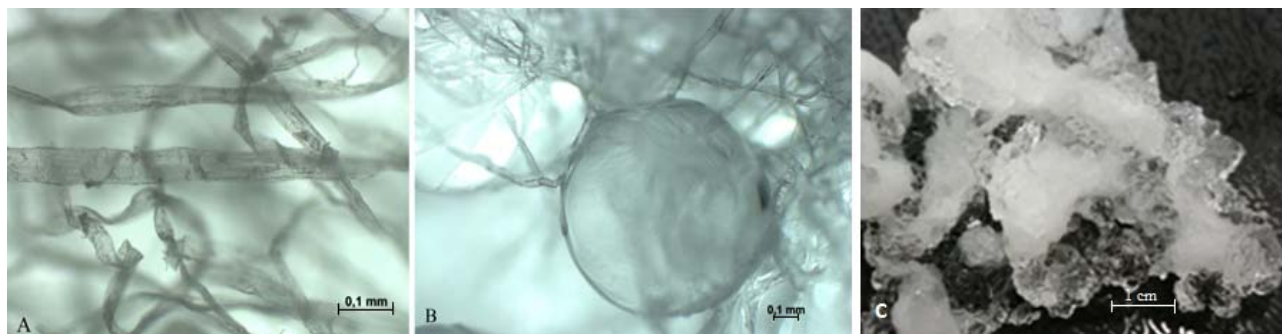


Figura 3: A) PSAR em estado natural, com ampliação de cinco vezes; B) PSAR saturado, com ampliação de 2,5 vezes; C) PSAR saturado, vista a olho nu.

2. OBJETIVO

O presente estudo visa discutir a importância da utilização cura em estruturas de concreto, apresentando o uso de cura interna, através da inserção de fibra celulósica contendo PSA (PSAR), considerado rejeito industrial, avaliando melhoras em propriedades cimentícias e na minimização de manifestações patológicas através do controle de retração.

2. JUSTIFICATIVA

A ineficiência da cura em concretos pode ser um dos grandes vilões de estruturas de concreto. A não realização deste procedimento de pós-concretagem implica diretamente em uma má hidratação das partículas de cimento, e no aparecimento de manifestações patológicas, como a retração e a fissuração, gerando uma redução da vida útil de estruturas de concreto.

A fim de contribuir para uma melhor eficiência deste procedimento, a técnica de cura interna passa a ser uma das opções mais promissoras, não substituindo a cura já realizada em estruturas, mas auxiliando na melhora da qualidade das propriedades desejadas de uma estrutura de concreto. Esta técnica passa a ser realizada por meio de materiais que assumem a posição de reservatórios internos de água, inseridos em toda a mistura cimentícia, auxiliando na hidratação de partículas de cimento de maneira mais eficiente, uma vez que necessitam ultrapassar menores barreiras de microestrutura para fornecerem água a toda a estrutura.

Os polímeros superabsorventes (PSA) são considerados uma opção para a realização de cura interna, uma vez que apresentam a capacidade de absorver grandes quantidades de água, além e atuarem como plastificantes, auxiliando na redução da relação água/cimento. Estudos apontam melhoras nas estruturas de cimento quando utilizado PSA como agente de cura interna, agindo na minimização dos efeitos de retração autógena (seu principal foco de estudo).

Porém, dentre os estudos já realizados, não se tem registro da utilização de PSA misturado a fibras celulósicas (PSAR), descartes de setores empresariais, como agentes de cura interna. Desenvolver técnicas favoráveis à construção civil que visam à utilização de rejeitos industriais, sem gerar manifestações patológicas, e contribuir com o meio ambiente é considerada uma ação sustentável e atual. Ou seja, auxiliar em estudos técnicos de cura interna, a fim de se evitar manifestações patológicas em estruturas de concreto, utilizando-se um rejeito industrial, PSAR, deixa de ser apenas o avanço de uma técnica construtiva, passa, também, a ser obrigação, uma vez que materiais menos nobres podem também se transformar em matéria prima, auxiliando o meio ambiente.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Com o objetivo de discutir a importância da utilização de cura interna, a fim de melhorar propriedades cimentícias e evitar a formação de manifestações patológicas em estruturas de concreto, optou-se por avaliar, consistência, resistência à compressão e o controle de retração em argamassas contendo PSAR. Os materiais utilizados consistem em duas areias, sendo uma natural (60%), extraída de rio e outra artificial (40%), proveniente da britagem e rocha basáltica, um PSAR com taxa de absorção de 55 gramas de água por grama de PSAR e cimento CP IIF-40.

Para a determinação do percentual de PSAR a ser adicionado à argamassa utilizou-se o método proposto por [16], no qual se obteve uma taxa de 0,65 Kg/m³ de PSAR. Com o intuito de se avaliar a trabalhabilidade, observando se o material residual apresenta potencial plastificante, realizou-se o ensaio de consistência das argamassas [18], onde se fixou a consistência da argamassa contendo o PSAR e se modificou a relação a/c da argamassa sem a utilização do material residual, ajustando-a a mesma consistência da argamassa com PSAR.

Para a avaliação da resistência à compressão [18], moldou-se seis corpos de prova para cada idade, fixadas em 1, 3, 14, 28 e 91 dias. Na Tabela 1 está apresentada a identificação das argamassas moldadas, sendo uma referência, e outras duas contendo PSAR, uma com a quantidade calculada e outra com o dobro da dosagem calculada, representando uma forma estimada de adição de PSAR. Cada mistura foi submetida a três condições de cura e umidade relativa (UR) distinta – 100% UR a 23°C, 60% UR a 23°C e 30% UR a 40°C – representando três situações de clima distintas encontradas, principalmente na região Sul do Brasil.

Tabela 1 – Identificação das argamassas moldadas.

Traço	Identificação	Dados de identificação dos traços
A	REF IIF	Traço referência, sem a adição de PSAR.
B	PSAR IIF	Traço contendo PSAR, na dosagem de 0,65 kg/m ³ de PSAR.
C	PSAR+ IIF	Traço com o dobro de PSAR do traço B.

Antes de se iniciar a mistura, o PSAR foi previamente saturado com a quantidade de água destinada à cura interna (55 g/H₂O/g PSAR). O procedimento de saturação ocorreu 30 minutos antes da mistura. Durante o processo de mistura das argamassas, o PSAR, com a água já absorvida, foi adicionado junto à água, e posteriormente foi dada sequência do procedimento de mistura e moldagem [18].

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados segundo procedimentos da mesma norma, utilizando uma prensa marca CONTROLS, modelo Sercomp 2 C80/ES, classe I, com capacidade de carga de 2000 kN. Foi utilizado a velocidade de aplicação de carga de 0,25 MPa/s até que o corpo de prova apresentasse ruptura.

Para a avaliação da retração realizou-se a moldagem de três barras (Figura 4-A), com dimensões de 2,5 x 2,5 x 28,5 cm, de cada argamassa identificada na Tabela 1 e submetida às mesmas condições de cura estipuladas para a resistência à compressão. A moldagem das argamassas obedeceu aos mesmos procedimentos de mistura destinados à resistência à compressão, sua moldagem e avaliação ocorreram segundo [19]. As leituras foram realizadas nas idades de 24 h, 3, 7, 14, 28, 63 e 91 dias. O equipamento utilizado na leitura da retração consiste em um equipamento denominado “aparelho de retração”, da marca Solotest, com um relógio comparado acoplado (Figura 4-B).

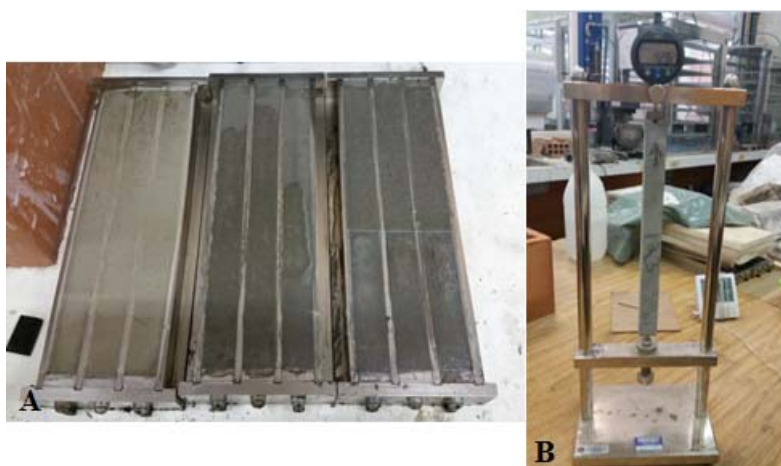


Figura 4: Retração das argamassas. a) Argamassas moldadas para análise de retração; b) Argamassa submetida ao ensaio de retração.

5. RESULTADOS

5.1 Consistência das argamassas

As argamassas contendo PSAR em sua mistura apresentaram aumento de trabalhabilidade com relação à argamassa sem PSAR. A Figura 5 e Tabela 2 apresentam as diferenças de consistência encontradas. A Figura 5-A apresenta a consistência alcançada com o PSAR, com uma relação a/c 0,48; na Figura 5-B tem-se a argamassa referência, sem a adição de PSAR, com mesma relação a/c; já na Figura 5-C têm-se a correção da argamassa referência, ajustando-a a mesma consistência encontrada na argamassa contendo PSAR.



Figura 5: Ensaio de consistência inicial com e sem PSAR. a) Argamassa com PSAR; b) Argamassa referência, sem a adição de PSAR; c) Ajuste de consistência da argamassa referência com relação à consistência encontrada com a incorporação do PSAR.

Tabela 2 – Dados obtidos no ensaio de Consistência.

Traço	Consistência Inicial	Consistência Final	Água de ajuste	a/c final
PSAR	226 mm	226 mm	x	0,48
REF	154 mm	227 mm	38 g	0,54

Observa-se que a argamassa contendo o material residual apresenta maior trabalhabilidade e homogeneidade, quando comparado à argamassa referência, que se apresenta menos trabalhável e sem homogeneidade. Para este traço obteve uma trabalhabilidade inicial de 226 mm, com PSAR, tornando-se este a consistência padrão para este tipo de cimento. Para ajuste da argamassa REF, foi adicionado 38g de água à mistura. Com a adição da água para ajuste da consistência, a argamassa referência passou a ter uma relação a/c final de 0,54, enquanto a argamassa contendo PSAR permaneceu em 0,48.

5.2 Resistência à compressão

A Tabela 3 e a Figura 6 apresentam os resultados de resistência à compressão adquiridos ao longo dos 91 dias. Os resultados apresentados são resultados médios.

Tabela 3 – Síntese dos resultados de compressão obtidos até a idade de 91 dias.

Identificação	Idade de ruptura (dias)				
	1	3	14	28	91
REF 100%	15,82	32,02	40,13	43,98	45,98
PSAR 100%	15,79	32,57	39,26	46,69	46,14
REF 60%	15,82	29,65	38,89	34,18	39,90
PSAR 60%	15,79	29,94	40,40	38,65	39,70
REF 30%	15,82	35,02	34,46	38,68	38,48
PSAR 30%	15,79	32,66	33,76	31,34	37,17
PSAR+ 30%	9,47	26,13	25,90	23,47	28,85

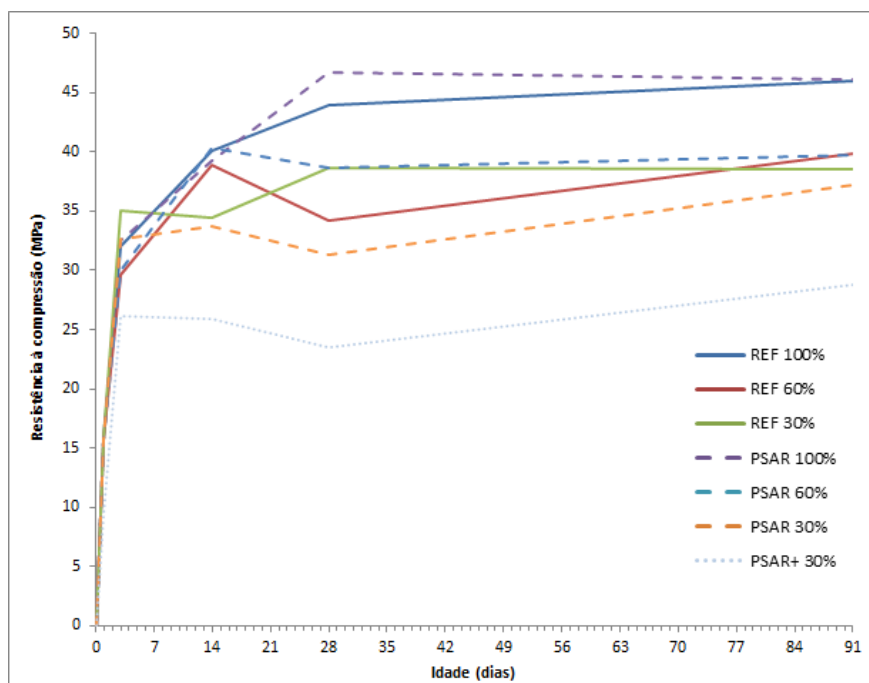


Figura 6: Resultados de resistência à compressão das argamassas.

Através da análise de resultados tem-se que, de maneira geral, as argamassas apresentam uma resistência a compressão variável ao longo das idades. Em idades iniciais (3 dias) observa-se um ganho de resistência superior das argamassas submetidas a condições mais severas de temperatura e umidade (30% UR a 40°C). Contudo estas passam a se estabilizar mais rapidamente, apresentando um ganho de resistência, de 3 dias até 91 dias, aproximadamente 70% inferior as demais condições de cura. Além disso, por se tratar de um cimento sem adições, observa-se, de maneira geral, uma estabilização das resistências já aos 28 dias.

De modo geral, as argamassas contendo PSAR em sua composição apresentam uma resistência à compressão similar às argamassas referência, com variação máxima inferior de 1,33 MPa para a argamassa curada a 30% UR. A estabilização das resistências à compressão se dão em função diminuição da relação a/c da argamassa contendo PSAR e a porosidade interna gerada pelo uso do material residual. Contudo observa-se uma perda significativa de resistência na argamassa contendo o dobro de PSAR (PSAR+30%) gerada pela utilização inadequada do material residual, comprovando a necessidade de dosagem adequada para que o efeito de cura interna seja adquirido de forma positiva.

Com relação às condições de cura, conforme já apresentado por [1], representado na Figura 1, observa-se que quanto pior a condição de cura, menor a resistência à compressão. Ou seja, ao deixar de se submeter às argamassas a uma cura

adequada, tem-se uma diminuição do grau da hidratação das partículas de cimento, acarretando em uma perda de resistência.

5.3 Retração das argamassas

A Figura 7 apresenta os resultados de retração obtidos nas idades de 24h até a idade de 91 dias. É possível observar que a retração está diretamente associada à resistência à compressão, onde, quanto maior a resistência à compressão, menor a retração. Ou seja, quanto melhor a taxa de hidratação das partículas de cimento, menor a retração. Os valores de retração variaram de 0,78 mm (REF 100% e PSAR 100%) a 1,14 mm (REF 30%).

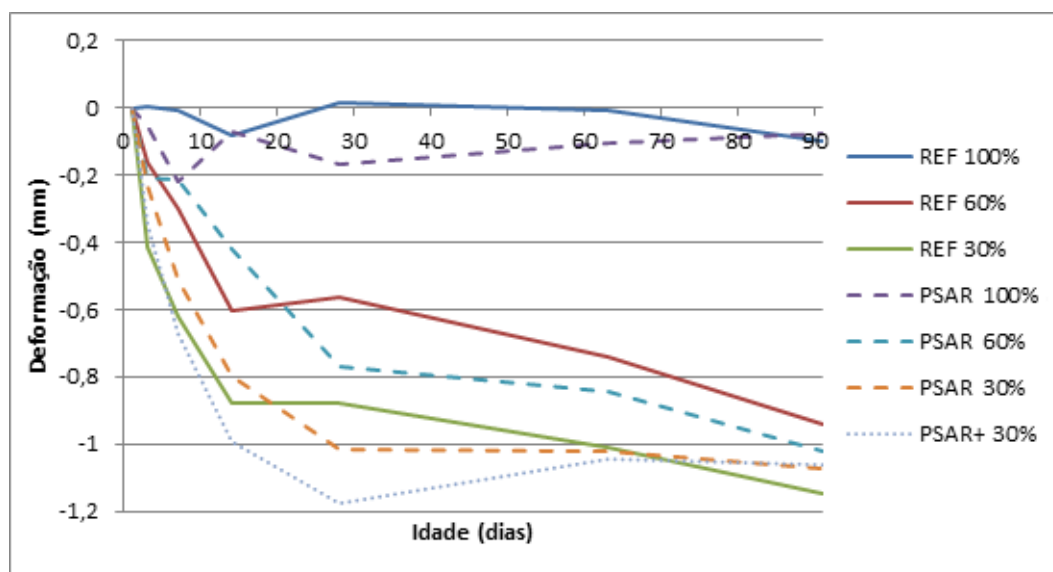


Figura 7: Retração das argamassas até a idade de 91 dias.

Para as argamassas curadas a 100% UR tem-se uma retração de 0,78 mm, aos 91 dias, apresentando uma maior variação para a argamassa contendo PSAR, contudo, nesta idade, a retração é igual à argamassa referência. Já para a argamassa cura a 60% UR, observa-se uma menor retração na argamassa REF (0,94 mm), quando comparada a sua similar contendo PSAR (1,02 mm), sendo 8% superior à referência. Na condição de 30% UR, observa-se que a utilização do PSAR apresenta um desempenho favorável no combate a retração, apresentando 1,04 mm de retração enquanto a argamassa referência apresenta 1,14 mm. Ao analisar-se a argamassa contendo o dobro de PSAR (PSAR+), observa-se que no combate a retração, seu desempenho é similar à argamassa curada a contendo quantidades calculadas de material residual sob mesma condição de cura.

Embora com valores muito similares de retração ao longo de todas as idades, não se observa uma lógica no combate a retração até a idade de 91 dias, horas ficando a argamassa referência com melhores resultados, horas a argamassa contendo PSAR. Tal fato pode estar associado os vazios internos deixados pelo PSAR após liberar toda a água destinada a cura interna.

Fator importante a ser destacado é apresentado sobre o controle de retração nas idades iniciais (até 3 dias), onde se observa que em piores condições de cura (30% UR), o material residual apresenta uma diminuição de retração. Observa-se que a argamassa REF 30%, nesta idade, apresenta uma retração de 0,41 mm, enquanto a argamassa PSAR 30% apresenta apenas 0,23 mm, representando 38% menos retração. Nesta idade, até mesmo a dosagem contendo valores inadequados de PSAR (PSAR+ 30%), apresentam um desempenho superior (0,34 mm) do que a própria argamassa referência. Ou seja, quando a matriz cimentícia é submetida a maiores ações de tensão, propício a deformação, o material residual passa a liberar água mais rapidamente, minimizando as tensões, diminuindo a movimentação da estrutura.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da análise dos resultados obtidos, constata-se que a cura é uma etapa importante a ser executada em estruturas de cimento Portland. Sua não realização gera diminuição da resistência à compressão e retração, avaliados no estudo,



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



acarretando em uma menor durabilidade e, conseqüentemente, menor vida útil da estrutura. A perda de resistência e aumento de retração é diretamente proporcional à condição de cura, quanto menor a umidade relativa, maior a geração de efeitos indesejados. Ou seja, quanto mais água disponível a fim de gerar cura, melhor será a hidratação das partículas de cimento, elevando as propriedades desejadas em uma matriz de cimento Portland.

Com relação ao uso da cura interna, observa-se que o método não substitui a necessidade de cura externa, mas sim aprimora a hidratação das partículas de cimento. Portanto, a cura interna passa a ser um processo a auxiliar no controle de proliferação de manifestações patológicas, porém manter-se a superfície da estrutura sempre úmida é de extrema necessidade, a fim de se evitar evaporações excessivas de água, em função de condições climáticas, para o ambiente.

Com relação ao uso do PSAR como agente de cura interna, observa-se que o material apresenta potencial para ser utilizado para tal finalidade, uma vez que atua na diminuição da relação a/c e potencializa uma melhora no combate a retração em idades iniciais. Por ser adicionado à mistura pré-saturado, apresenta um efeito plastificante, onde se obteve uma redução e relação a/c de 0,54 para 0,48. Embora haja a geração de poros internos, tais vazios não afetam a estrutura ao longo das idades, não apresentando perda de resistência final, nem tensão significativa que levasse a uma maior retração. Contudo, conclui-se que sua utilização não deve ser realizada de maneira equivocada, sendo necessário o cálculo do volume de PSAR a ser adicionado à mistura. Caso adicionado de forma inadequada passa a gerar um maior número de poros internos, prejudicando a matriz cimentícia.

Sua utilização apresenta maior vantagem no combate à retração em idades iniciais (até três dias), diminuindo as tensões de retração, mantendo a estrutura mais estável, evitando a geração e manifestações patológicas. Além disso, por se tratar de um material residual, atua em prol do meio ambiente, eliminando rejeitos industriais de aterros, e eliminando a necessidade de extração de matéria prima para gerar materiais nobres, produzidos para a finalidade de promover cura interna.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. – “*Concreto. Microestrutura, propriedades e Materiais*”. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2014, 751 p.
- [2] Mehta P. K. – “Reducing the environmental impact of concrete. Concrete can be durable and environmental friendly”. *Concrete International* – 2001, pp 61-66.
- [3] Helene, P. Levy, S. “Boletín Técnico - Curado del hormigón”. Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción – *ALCONPAT*, México, 2013, pp 1-10.
- [4] Figueiredo, E.; *et al.* – “*Fifth ACI/CANMET International Conference on High-Performance Concrete Structures and Materials. ACI SP-253*”. American Concrete Institute, 2008, 413 p.
- [5] ACI – “American Concrete Institute”. *ACI Concrete Terminology*, 2013.
- [6] Jensen, O. M. – “Use of Superabsorbent Polymers in Concrete”. *Concrete International*. 2013, pp 48-52.
- [7] Kumm, T. C. – “Influência do emprego de polímeros superabsorventes nas propriedades de materiais à base de cimento Portland”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009, 160 p.
- [8] Mechtcherine, V.; Reinhardt, H. – “*Application of super absorbent polymers (SAP) in concrete construction, State-of-the-Art Report*”, Springer, 2012, 167 p.
- [9] Dudziak L, Mechtcherine V. – “Mitigation of volume changes of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) by using Super Absorbent Polymers, and Int Symp on Ultra High Performance Concrete”, E Fehling et al (eds) Kassel University Press GmbH, 2008, p. 425-432.
- [10] Bentz, D. P; Weiss, W. J.- “Internal Curing: A 2010 State-of-the-Art Review”. *NISTIR 7765*, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology. 2011, 94 p.
- [11] RILEM TC-196 - “Internal curing of concrete, state-of-the-art report” of RILEM technical committee 196-ICC, in: K. Kovler, O.M. Jensen (Eds.), RILEM Publications S.A.R.L. France, Bagneux, 2007, 139 pp.
- [12] Jensen, O. M., Hansen, P. F. – “Water entrained cement-based materials – I. Principles and theoretical background”. *Cement and Concrete Res* 31(4), 2001, p. 647-654.
- [13] Cusson, D.; Hoogeveent, T. - “Internal curing of high-performance concrete with pre-soaked fine lightweight aggregate for prevention of autogenous shrinkage cracking”. *Cement and Concrete Research*, National Research Council Canada, Ottawa, Ontario, Canada K1A 0R6, 2008, pp 757 - 765.
- [14] Kawashima, S.; Shah, S. P. – “Early-age autogenous and drying shrinkage behavior of cellulose fiber-reinforced cementitious materials”. *Cement & Concrete Composites*. V. 33, 2011, p. 201–208.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [15] Esteves, P. – “On the absorption kinetics of superabsorbent polymers”. International RILEM Conference on Use of Superabsorbent Polymers and Other New Additives in Concrete 15-18, 2010, p. 77 – 84.
- [16] Bentz, B. D. P.; Lura, P.; Roberts, J. W. – “Mixture Proportioning for Internal Curing”. *Concrete International*, 2005, pp 35-40.
- [17] Gomes, L.M. – “Avaliação da potencialidade de resíduo sólido de base celulósica advindo do setor de higiene pessoal testando sua adição em argamassa de revestimento”. São Leopoldo, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Unisinos, São Leopoldo. 2014, 117 p.
- [18] Associação Brasileira de Normas Técnicas – “NBR 7214: Areia normal para ensaio de cimento” - Especificações. Rio de Janeiro, 2012.
- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas – “NBR 15261: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da variação dimensional (retração ou expansão linear)”. Rio de Janeiro, 2005.



USO DE IMPERMEABILIZANTE POR CRISTALIZAÇÃO PARA O AUMENTO DA DURABILIDADE DO CONCRETO

V.G. CAPPELLESSO

Estudante
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
vanessa@cappellesso.com.br

N. S. PETRY

Pesquisadora
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
nataliapetry@yahoo.com.br

D.C.C. DAL MOLIN

Professora e Pesquisadora
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
dmolin@ufrgs.br

A.B. MASUERO

Professora e Pesquisadora
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Rio Grande do Sul; Brasil
angela.masuero@ufrgs.br

RESUMO

A água está presente na maioria dos casos de deterioração do concreto. A baixa permeabilidade deste material contribui para o aumento da durabilidade. O intuito desta pesquisa é estudar a influência do uso de produto impermeabilizante por cristalização, tanto como tratamento superficial quanto como adição, na absorção de água em concretos. O desempenho destes será comparado com concretos com e sem adição de sílica ativa. Os ensaios desenvolvidos para avaliar o desempenho deste material foram: absorção total - NBR 9778 (ABNT, 2009), penetração de água sob pressão (30kPa), e complementarmente aos ensaios de permeabilidade foi realizado o ensaio de resistência à compressão – NBR 5739 (ABNT, 2007). Os resultados mostram que a adição de sílica ativa é mais eficiente que o impermeabilizante por cristalização estudado, pois contribuiu com a resistência à compressão e reduziu a absorção e a penetração de água.

Palavras-chave: permeabilidade, durabilidade, impermeabilizante.

ABSTRACT

Water is present in most cases of concrete deterioration. The low permeability of the same contributes to increase of durability of this material. The purpose of this research is to study the influence of the use crystalline waterproofing product, as surface treatment and as addition, in the absorption of concrete. The performance of these will be compared to concrete with and without silica. The tests carried out to evaluate the performance of this material were: total absorption - NBR 9778 (ABNT, 2009), water penetration under pressure (30kPa), and compared to permeability tests were also performed compressive strength test - NBR 5739 (ABNT, 2007). The results show that the addition of silica is more efficient that the crystalline waterproofing studied, as it contributed to the compressive strength and also helped in reducing absorption and penetration.

Keywords: permeability, durability, waterproofing.

1. INTRODUÇÃO

A durabilidade das estruturas de concreto tem ganhado enfoque nos últimos anos. A partir da segunda metade do século XX houve um aumento nos danos causados pela deterioração das construções; os reparos dessas obras de concreto têm se intensificado nos dias de hoje e a preocupação com o aumento da durabilidade também [1]. Problemas relacionados com essa questão tendem a se agravar, visto que muitas edificações contruídas nas décadas passadas estão completando mais de 40 anos de vida, o que gera gastos com manutenções e reparos, resultado de maior preocupação com definições de projeto que aumentem a durabilidade das estruturas [2].

Devido às características físicas, químicas e mecânicas, o concreto ao ser utilizado em diversos ambientes fica exposto a vários agentes deletérios, sendo que estes podem comprometer a durabilidade [3]. A avaliação da durabilidade está relacionada com o desempenho esperado do produto, alguns fatores são preponderantes para que haja boa compreensão do mesmo, ou seja, conhecer a composição do material e o seu comportamento, assim, alterações causadas pela interação do produto com agentes agressivos externos permite avaliar os danos ao longo do tempo [4].

Inteirar-se sobre os mecanismos de transporte de fluidos no concreto é importante para entender as diversas formas de deterioração que ocorrem nessas estruturas. A água é o fator principal que influencia negativamente na durabilidade do concreto, e a taxa de deterioração é intensificada pela facilidade com que a mesma penetra neste material [5]. Diante disso, garantir um concreto com baixa permeabilidade contribui para o aumento da durabilidade do mesmo aumentando assim sua vida útil.

Existem quatro mecanismos de transporte de água: a permeabilidade, a difusão gasosa, a difusão e migração iônica e a capilaridade, todas agem conforme o tamanho dos poros que variam de 10^{-9} m até 10^{-2} m [6] como pode ser visto na Figura 1 ilustrada abaixo. A rede de poros é um emaranhado de canais e capilares, que na maioria das vezes não se comunicam entre si, e permitem que o concreto apresente impermeabilidade aos líquidos e gases [7].

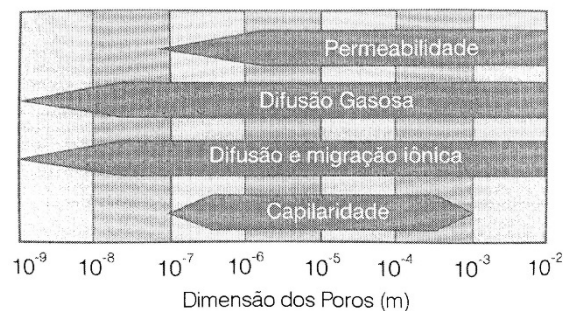


Figura 1: Mecanismo predominante de transporte de massa em função das dimensões dos poros [6]

Impedir a entrada de fluidos no concreto é essencial para garantir a durabilidade do mesmo, pode-se baixar a porosidade diminuindo a relação água/cimento, utilizando pozolanas ou produtos impermeabilizantes na mistura, ou aplicando produtos impermeabilizantes na superfície do concreto tornando-o impermeável.

Os impermeabilizantes têm como função impedir a passagem de água ou fluidos sob a forma líquida ou vapor, dessa forma proteger as estruturas. A impermeabilização cria uma barreira quando é aplicada como tratamento superficial fechando os poros superficiais com o objetivo de impedir a entrada de água por qualquer mecanismo de transporte. Alguns impermeabilizantes também podem ser usados como adição na mistura, tendo por finalidade diminuir a permeabilidade do concreto tornando-o menos poroso e mais resistente a agentes agressivos.

Produtos impermeabilizantes são usados em quase a totalidade das obras, para garantir a estanqueidade e a impermeabilidade em estruturas como fundações, subsolos, áreas molhadas e expostas a intempéries, lajes, piscinas, entre outros, proporcionando aumento da vida útil das construções, pois retarda ou até mesmo mitiga processos de deterioração, consequência do aumento da durabilidade.

O intuito deste trabalho é analisar o uso de um impermeabilizante por cristalização como tratamento superficial e como adição, comparando-o com um concreto com e sem adição de sílica ativa. Os ensaios de absorção total - NBR 9778 (ABNT, 2009), penetração de água sob pressão (30kPa) com medição da área molhada, e o ensaio de resistência à compressão - NBR 5739 (ABNT, 2007), foram realizados com o objetivo de verificar a permeabilidade de cada tipo de concreto.

2. MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

2.1.1 Aglomerante

Foi utilizado o Cimento Portland IV 32, cimento pozolânico de classe 32. Concretos confeccionados com esse aglomerante apresentam uma maior vida útil quando comparados aos demais tipos de cimento mantendo uma mesma relação a/c. A existência de pozolanas na sua composição provoca a reação pozolânica que é lenta e contínua, com formação de produtos resistentes pelo consumo de hidróxido de cálcio, o qual acarreta na diminuição da porosidade dos concretos [8]. As Tabelas 1, 2 e 3 apresentam as características do cimento empregado no trabalho.

Tabela 1 – Composição química do cimento

Características avaliadas (%)	CP IV	Limites normativos
Óxido de Magnésio (MgO)	4,70	≤ 6,5
Trióxido de Enxofre (SO ₃)	1,80	≤ 4,0
Perda ao fogo (PF)	2,60	≤ 4,5
Resíduo Insolúvel	40,70	-

Tabela 2 – Caracterização física do cimento

Características avaliadas	CP IV	Limites normativos
Finura #200	0,40	≤ 8,0
Finura #325	2,00	-
Massa específica (g/cm ³)	2,59	-
Início de pega (h:min)	5:55	≥ 1
Fim de pega (h:min)	8:15	≤ 12
Área específica (cm ² /g)	4900	-

Tabela 3 – Resistência à compressão do cimento (MPa)

Idade	CP IV	Limites normativos
3	17,7	≥ 10,0
7	22,8	≥ 20,0
28	36,2	≥ 32,0

2.1.2 Agregados

Os agregados foram caracterizados de acordo com a granulometria pela NBR NM 248 (ABNT, 2003) – Agregados: Determinação da composição granulométrica, e para a determinação da massa específica foi utilizado como base a NBR NM 52 (ABNT, 2009) - Agregado miúdo: Determinação da massa específica e massa específica aparente; e a NBR NM 53 (ABNT, 2009) – Agregado graúdo: Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.

Agregado Miúdo – Areia: As partículas possuem módulo de finura igual a 3,28. A massa específica da areia apresentou o valor de $\rho = 2,58 \text{ g/cm}^3$. Na Tabela 4 pode ser vista a porcentagem retida em cada peneira da série normal.

Tabela 4 – Porcentagem retida nas peneiras da série normal para o agregado miúdo

Peneira (mm)	Porcentagem retida (%)	
	Individual	Acumulada
4,75	2	2
2,36	5	7
1,18	9	16
0,6	17	33
0,3	41	73
0,15	24	97
Fundo	3	100

Agregado graúdo – Brita: O agregado graúdo utilizado é de origem basáltica e foi utilizado em duas granulometrias diferentes: brita 0 e brita 1. Na Tabela 5 pode ser vista a porcentagem retida em cada peneira da série normal e da série intermediária para agregados graúdos, e em seguida na Tabela 6 está descrito as características encontradas para os agregados graúdos utilizados.

Tabela 5 – Porcentagem retida nas peneiras para os agregados graúdos

Peneira (mm)	Porcentagem retida (%) – Brita 0		Porcentagem retida (%) – Brita 1	
	Individual	Acumulada	Individual	Acumulada
25	0,0	0,0	0,0	0,0
19	0,0	0,0	20,9	20,9
12,5	0,8	0,8	76,1	96,9
9,5	13,6	14,4	3,0	99,9
6,3	47,2	61,6	0,1	100,0
Fundo	38,4	100,0	0,0	100,0

Tabela 6 – Caracterização dos agregados graúdos

Caracterização	Brita 0	Brita 1
Dimensão máxima característica (DMC) - mm	12,5	25
Massa específica do agregado seco (d) – g/cm ³	2,95	2,91
Massa específica do agregado saturado superfície seca (ds) – g/cm ³	2,88	2,87
Massa específica aparente (da) – g/cm ³	2,83	2,85
Absorção de água (A) - %	1,43	0,66

2.1.3 Água

A água utilizada nesse estudo para a moldagem dos corpos-de-prova é proveniente da rede pública de abastecimento da cidade de Porto Alegre.

2.1.4 Adições

As adições utilizadas foram a sílica ativa e o impermeabilizante por cristalização. Ambas tem o intuito de diminuir a permeabilidade do concreto, dessa forma auxilia no aumento da durabilidade do mesmo. A sílica confere aos concretos propriedades específicas, tais como: baixa permeabilidade, baixo calor de hidratação, aumento nas resistências mecânicas, resistência ao ataque de sulfatos, acréscimo da durabilidade, minimização da reação álcali-agregado, entre outras. Sendo esta um tipo especial de pozolana quimicamente composta com SiO₂ (> 86%), principalmente por fase vítrea e amorfa, podendo também ser encontrados compostos cristalinos como carbetto de silício e cristobalita. A massa específica (g/cm³) da sílica ativa utilizada neste estudo é 2,20, e na Tabela 7 pode-se ver a composição química da mesma.

Tabela 7 – Composição química da Sílica Ativa

Características avaliadas (%)	CP IV
Al ₂ O ₃	0,20
SiO ₂	92,36
Fe ₂ O ₃	0,14
CO ₂	5,06
MgO	0,24
SO ₃	0,15
K ₂ O	0,86
MnO	0,03
P ₂ O ₅	0,11
CaO	0,77
Na ₂ O	0,06

O impermeabilizante por cristalização (IC) é composto por cimento Portland (40% a 70%), areia de quartzo (5% a 10%) e compostos químicos ativos (10% a 30%) não revelados, com massa específica igual a 2,92 g/cm³, e pH em solução entre 10-13. Os compostos químicos reagem com a umidade do concreto fresco e com os produtos da hidratação do cimento os quais resultam em uma estrutura cristalina insolúvel nos poros e capilares do concreto. O intuito desse material é selar permanentemente o concreto contra a penetração de água e quaisquer outros líquidos, além de contribuir com a proteção contra agentes agressivos da atmosfera devido a sua baixa permeabilidade. Esse produto é usado em estruturas como reservatórios, estações de tratamento de água e efluentes, túneis, fundações, entre outras obras que necessitem de concretos impermeáveis.

2.1.5 Aditivos

Os aditivos utilizados na mistura foram designados de acordo com o traço utilizado, traço este usado em obras convencionais que não precisam de resistência elevada nas primeiras idades, e o mesmo com proporção de dois aditivos, sendo um aditivo plastificante polifuncional redutor de água (Aditivo 1) e outro aditivo superplastificante (Aditivo 2).

Ambos os aditivos trazem benefícios ao concreto endurecido como reduzir a água de amassamento mantendo a consistência, aumento da fluidez, facilitando o adensamento e o lançamento, além de aumentar a coesão do concreto. Já para o concreto endurecido, por necessitar de menos água na mistura o mesmo proporciona maior resistência mecânica, reduz a permeabilidade, retrações e fissuras de origem plástica, aumentando assim a durabilidade.

2.1.6 Tratamento superficial

O tratamento superficial foi realizado com o mesmo impermeabilizante por cristalização utilizado como adição, no entanto, esse é destinado a execução de tratamento superficial. O objetivo desse produto é impermeabilizar o concreto. Este é composto por cimento Portland (10% a 50%), areia de quartzo (10% a 40%) e compostos químicos ativos (30% a 60%). O mesmo precisa somente ser misturado com água na proporção 5:2,5 (impermeabilizante por cristalização:água) para reagir e ser aplicado na superfície de concreto, sendo esta proporção usada para aplicação manual, com o intuito de preencher os poros e fissuras e prevenir a entrada de água, até mesmo sob pressão, e garantir a passagem de vapor d'água. O seu uso é indicado para estruturas que necessitem de maior durabilidade e estejam sujeitas a agentes agressivos, como: reservatórios de água, barragens, estações de tratamento de água e efluentes, estacionamentos, fundações, túneis, etc. Visto que o produto pode ser aplicado tanto na face positiva quanto negativa do concreto.

Neste trabalho o tratamento superficial foi feito no concreto sem adições a fim de testar unicamente o desempenho do impermeabilizante por cristalização aplicado como pintura, em duas demãos do produto, conforme instrução de uso, sendo a segunda demão passada quando a primeira demão ainda não estava seca. Além disso, o fabricante afirma que o produto desenvolve o mesmo desempenho se esse for lixado ou não; portanto, foram ensaiados corpos-de-prova com o tratamento superficial sendo lixado, além dos pintados sem lixar. Na Figura 2: pode se ver os corpos-de-prova com o tratamento superficial, sendo os ilustrados atrás com o processo de lixamento desenvolvido.



Figura 2: Aspecto visual dos corpos-de-prova com aplicação de produto impermeabilizante como tratamento superficial. (a) corpos-de-prova após processo de lixamento; (b) corpos-de-prova com aplicação do impermeabilizante por cristalização como tratamento superficial

2.2 Programa experimental

Para se alcançar os objetivos propostos neste trabalho foi desenvolvido um programa experimental que possibilitou a análise do comportamento dos concretos submetidos a diferentes tratamentos, mantendo o mesmo traço. Na Figura 3

pode ser visto o fluxograma utilizado para realização deste trabalho. A partir do traço empregado para todos os tipos de concretos ensaiados foram desenvolvidos quatro tratamentos diferentes sendo estes comparados entre si e também comparados com um concreto referência, o qual não possui adições e nem tratamento superficial. Os outros quatro tipos são: concreto com tratamento superficial de impermeabilizante por cristalização aplicado como pintura, concreto com tratamento superficial de impermeabilizante por cristalização aplicado como pintura sendo este lixado após cura úmida de cinco dias, concreto com adição de impermeabilizante por cristalização e concreto com adição de sílica ativa.

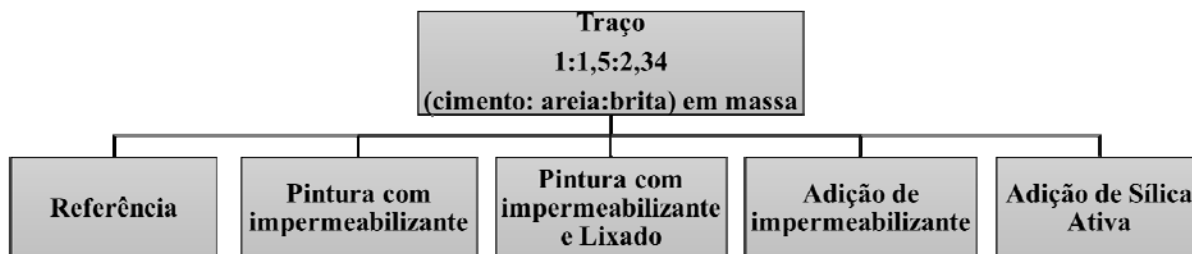


Figura 3: Representação esquemática da matriz experimental realizada

2.2.1 Produção dos concretos

O traço empregado no trabalho é usualmente utilizado em obras realizadas na região de Porto Alegre, as quais não necessitam de altas resistências iniciais e tem como estimativa obter f_{ck} de 40 MPa. O mesmo está descrito na Tabela 8, a qual apresenta as proporções de cada material utilizado.

Tabela 8 – Proporcionamento dos materiais

Materiais	Traço
Cimento	1
Areia	1,5
Brita 0	1,17
Brita 1	1,17
Água	0,41
Aditivo 1	0,6%
Aditivo 2	0,24%
Adição de impermeabilizante*	0,8%
Adição de Sílica Ativa*	10%

Obs: *As adições de impermeabilizante e sílica ativa não foram utilizadas simultaneamente.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada de acordo com a norma NBR 5738 (ABNT, 2003). Após a mistura dos materiais, buscou-se a consistência especificada de 200 ± 30 mm, através da realização do ensaio de abatimento pelo tronco de cone, como determina a NBR NM 67 (ABNT, 1998), parâmetro este mantido fixo.

Foram confeccionados vinte e seis corpos-de-prova para o concreto referência, sendo onze destes sem tratamento superficial (sete para resistência à compressão e quatro para os ensaios de absorção) e quinze destes utilizados com tratamento superficial (sete para o ensaio de resistência à compressão e oito para os ensaios de absorção, destes oito, quatro passaram pelo processo de lixamento). Além destes foram moldados mais onze corpos-de-prova com adição do impermeabilizante por cristalização (sete para o ensaio de resistência à compressão e quatro para os ensaios de absorção). Por fim moldaram-se mais onze corpos-de-prova com adição de sílica ativa (sete para o ensaio de resistência à compressão e quatro para os ensaios de absorção). Todos em moldes cilíndricos com dimensões de 100mm de diâmetro por 200mm de altura.

Após a moldagem, os corpos-de-prova ficaram acondicionados em temperatura ambiente nas primeiras 24 horas. Posteriormente foram desmoldados e armazenados em câmara úmida sob temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade maior que 95%, onde permaneceram até as datas dos ensaios.

2.2.2 Resistência à compressão

De modo a determinar a capacidade de suportar esforços, foi realizado o ensaio de resistência à compressão simples, preconizado pela NBR 5739 (ABNT, 2007).

2.2.3 Absorção total

O ensaio foi realizado conforme recomendações da NBR 9778 (ABNT, 2005), sendo que a partir de sua realização foi possível determinar a absorção, índice de vazios, massa específica da amostra seca, massa específica da amostra saturada e massa específica real.

2.2.4 Penetração de água sob pressão

A NBR 10787 (ABNT, 2011) recomenda um ensaio para determinação da penetração de água sob pressão, no entanto, este ensaio exige equipamentos específicos para sua realização, e pela falta destes no laboratório foi desenvolvido uma adaptação para avaliar a penetração de água sob pressão de acordo com a infraestrutura disponível.

Foram ensaiados quatro corpos-de-prova de cada tipo de concreto, sendo estes aderidos individualmente a um tubo de PVC com 0,1 metros de diâmetro e 3 metros de comprimento, para isso os tubos tiveram uma das extremidades aquecida para que os corpos-de-prova pudessem ser inseridos no seu interior e em seguida foi passado selante na interface (concreto e tubo de PVC) para a vedação (Figura 4 (a,b)).

Em seguida, os tubos de PVC foram preenchidos com água (Figura 4 (c)) até o nível pré-estabelecido, desta forma foi exercida sobre a face superior dos corpos-de-prova uma pressão concentrada de 30KPa. Essa pressão foi mantida constante durante o período de uma semana, sendo que todos os dias era verificado o nível da água e caso necessário, repostos a água até o nível demarcado, mantendo desta maneira a altura da coluna de água e a pressão constantes.

Depois de uma semana, os tubos foram esvaziados e os corpos-de-prova rompidos por tração diametral e, em seguida foi realizado o registro fotográfico de todas as amostras, as fotos foram obtidas com a mesma distância, para posteriormente serem quantificadas as áreas molhadas e secas (Figura 4 (e)). A quantificação foi realizada através da utilização do *software* AutoCAD.

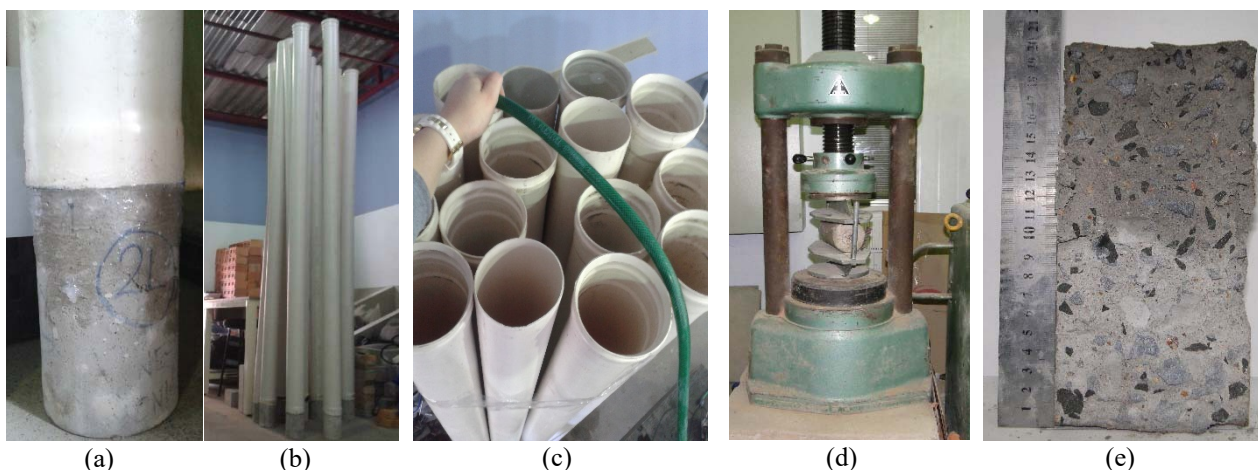


Figura 4: Desenvolvimento do ensaio de penetração de água sob pressão (a) detalhe da união do corpo-de-prova com o tubo de PVC para colocação de água; (b) vista geral dos corpos-de-prova para ensaio; (c) preenchimento da coluna d'água; (d) corpos-de-prova rompidos por tração diametral; (e) vista da face interna de um corpo-de-prova após realização do ensaio

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência à compressão

Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova são apresentados na Tabela 9. As médias foram adquiridas através da ruptura de sete corpos de prova na idade 28 dias.

Tabela 9 – Resistência à compressão aos 28 dias dos concretos confeccionados com diferentes tratamentos.

Tratamentos utilizados	Resistência média (MPa)	DP (MPa)	CV (%)
Referência	41,551	1,433	3,448
Pintura com impermeabilizante	42,861	1,305	3,044
Adição de impermeabilizante	47,521	2,854	6,006
Adição de Sílica Ativa	56,646	2,198	3,880

DP : Desvio padrão; CV: Coeficiente de variação.

Para a análise da significância das variáveis controláveis, os tratamentos, foi realizada uma Análise de Variância (ANOVA) com fatorial cruzada a partir do *software* Statistica 7. Os resultados são apresentados nas Tabela 10, para o ensaio de resistência à compressão aos 28 dias.

Tabela 10 – Análise de variância (ANOVA) – Resistência à compressão aos 28 dias

Efeitos	SQ	GL	SQF	Teste F	p	Sig.
Intercept	64241,663	1	64241,663	15678,055	0,000000	-
Tratamento	1010,521	3	336,840	82,205	0,000000	Sim
Error	102,439	25	4,098			-

SQ: Soma quadrática; GL: grau de liberdade (n-1); SQF: média quadrática; Teste F(calc): valor calculado de F; p: nível de significância; Se $p < 5\%$ = efeito significativo.

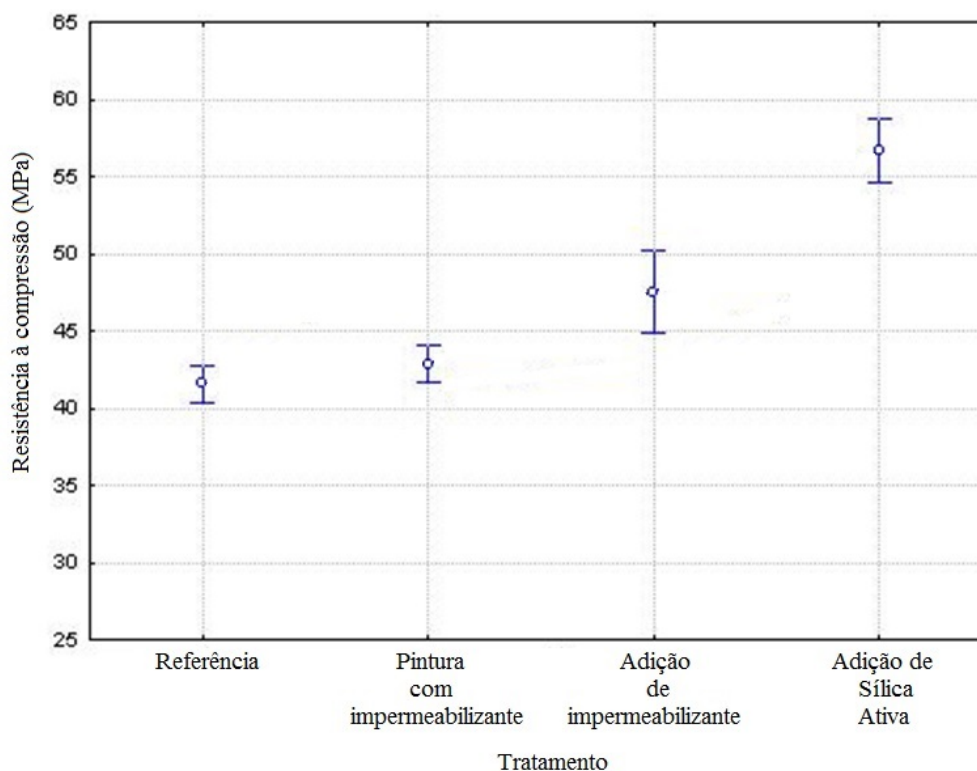


Figura 5: Resistência à compressão simples aos 28 dias dos concretos com diferentes tratamentos superficiais

Analisando a Figura 5, observa-se que a utilização do impermeabilizante como tratamento superficial aplicado como pintura praticamente não altera a resistência à compressão, quando comparado com o concreto de referência. Este

comportamento era esperado uma vez que a influência do produto impermeabilizante neste caso é apenas superficial. Já quando o impermeabilizante é utilizado como adição ao concreto este aumentou a resistência em 16%, este comportamento está associado à colmatagem dos poros do concreto pelo produto impermeabilizante. Em contra partida a adição de sílica ativa se mostrou a mais eficiente, apresentando um acréscimo de 28% à resistência à compressão quando comparado à referência.

Analisando estatisticamente através do teste F de Fisher, pode-se dizer que a utilização do impermeabilizante por cristalização aplicado como pintura não é significativo se comparado com o concreto de referência, entretanto a utilização do mesmo como adição na matriz e a adição de sílica ativa são significativas.

3.1. Absorção Total

3.1.1 Absorção de água e Índice de Vazios

Os resultados obtidos no ensaio de absorção total dos corpos de prova são apresentados na Tabela 11. As médias foram adquiridas através do ensaio de quatro corpos de prova na idade 28 dias.

Tabela 11 – Absorção de água e Índice de vazios dos concretos com diferentes tratamentos superficiais

Tratamentos utilizados	Absorção			Índice de vazios		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
Referência	5,960	0,236	3,962	13,303	0,471	3,540
Pintura com impermeabilizante	5,323	0,140	2,623	12,005	0,259	2,161
Pintura com impermeabilizante e lixado	5,363	0,396	7,385	12,042	0,728	6,044
Adição de impermeabilizante	6,141	0,428	6,969	14,037	0,893	6,365
Adição de Sílica Ativa	4,992	0,292	5,849	11,291	0,612	5,422

DP : Desvio padrão (%); CV: Coeficiente de variação (%).

Para a análise da significância das variáveis controláveis, os tratamentos, foi realizada uma Análise de Variância (ANOVA) com fatorial cruzada a partir do *software* Statistica 7. Os resultados são apresentados na Tabela 12, para o ensaio de absorção de água aos 28 dias.

Tabela 12 – Análise de variância (ANOVA) – Absorção de água

Efeitos	SQ	GL	SQF	Teste F	p	Sig.
Intercept	617,341	1	617,341	6166,670	0,000000	-
Tratamento	3,659	4	0,915	9,139	0,000602	Sim
Error	1,502	15	0,100			-

SQ: Soma quadrática; GL: graus de liberdade (n-1); SQF: média quadrática; Teste F(calc): valor calculado de F; p: nível de significância; Se $p < 5\%$ = efeito significativo.

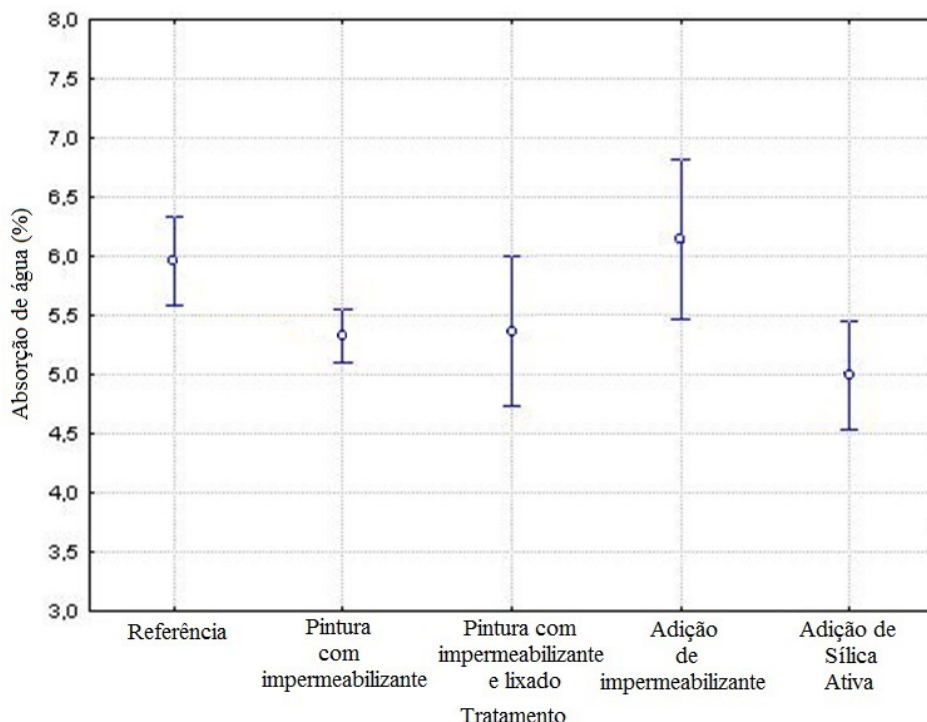


Figura 6: Absorção de água aos 28 dias dos concretos com diferentes tratamentos superficiais

Analisando a Figura 6, observa-se que a utilização do IC através da pintura reduz a absorção de água tanto para as amostras que sofreram o processo de lixamento quanto para as que não foram submetidas a este processo. A adição do IC no concreto aumentou a absorção de água se comparado com o concreto de referência. Este fato pode estar ligado a uma mudança de dimensão dos poros capilares do concreto. Já a adição de sílica ativa se mostrou mais eficiente que os outros métodos, visto que apresentou a maior redução na absorção de água. A partir da realização do teste F de Fisher é possível verificar que apenas as amostras que utilizaram o IC como pintura e sofreram o lixamento não foram consideradas significativas, as demais todas são significativas se comparadas com o concreto de referência.

Assim, como para absorção de água foi feita a análise da significância das variáveis controláveis, os tratamentos, foi realizada uma Análise de Variância (ANOVA) com fatorial cruzada a partir do *software* Statistica 7. Os resultados são apresentados na Tabela 13, para o índice de vazios.

Tabela 13 – Análise de variância (ANOVA) – Índice de vazios

Efeitos	SQ	GL	SQF	Teste F	p	Sig.
Intercept	3142,956	1	3142,956	7890,085	0,000000	-
Tratamento	19,666	4	4,917	12,343	0,000122	Sim
Error	5,975	15	0,398	-	-	-

SQ: Soma quadrática; GL: graus de liberdade (n-1); SQF: média quadrática; Teste F(calc): valor calculado de F; p: nível de significância; Se $p < 5\%$ = efeito significativo.

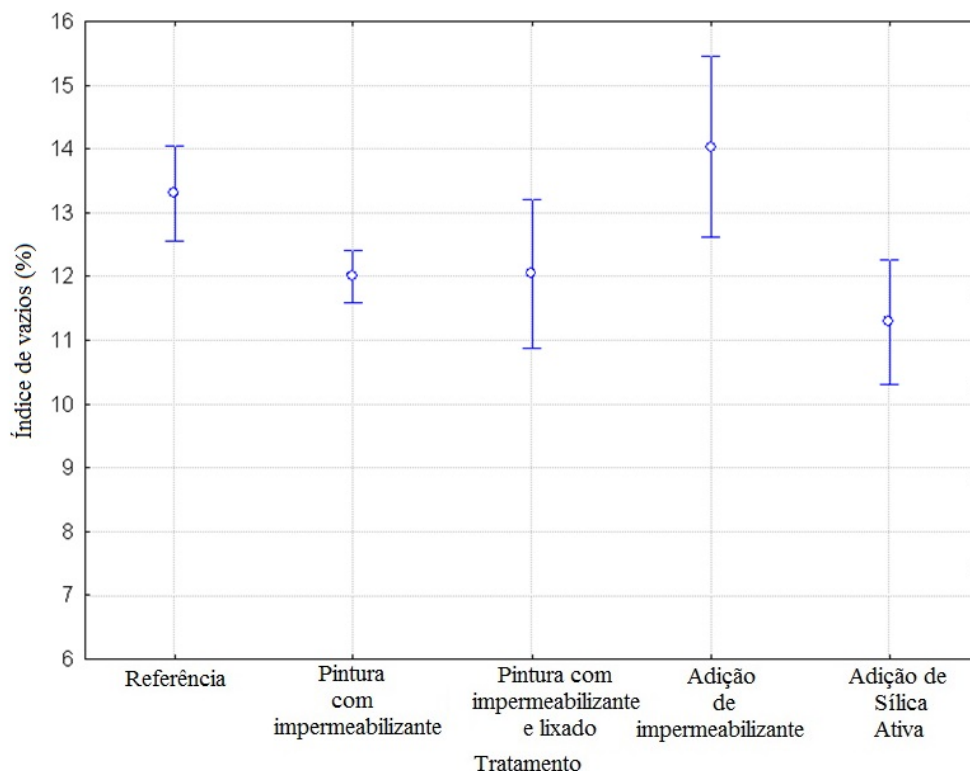


Figura 7: Índice de vazios aos 28 dias dos concretos com diferentes tratamentos superficiais

Analisando a Figura 7 observa-se que o índice de vazios apresenta o mesmo comportamento que a absorção de água, portanto as análises também são as mesmas.

3.1.2 Massas Específicas

Com ensaio de absorção total também é possível calcular as massas específicas, sendo a massa específica da amostra seca (ρ_s), massa específica da amostra saturada (ρ_{sat}) e massa específica real (ρ_r). No entanto, analisando a Tabela 14 percebe que essas não tiveram diferenças significativas.

Tabela 14 – Massas específicas (g/cm^3)

Tratamentos utilizados	Médias Massas específicas (g/cm^3)		
	Amostra seca (ρ_s)	Amostra saturada (ρ_{sat})	Real (ρ_r)
Referência	2,233	2,366	2,575
Pintura com impermeabilizante	2,256	2,376	2,563
Pintura com impermeabilizante e lixado	2,247	2,368	2,555
Adição de impermeabilizante	2,286	2,427	2,660
Adição de Sílica Ativa	2,262	2,375	2,550

3.2 Penetração de água sob pressão

Através da realização deste ensaio é possível analisar a permeabilidade dos concretos. Na Tabela 15 constam as médias das áreas molhadas dos quatro corpos-de-prova ensaiados para cada tipo de concreto estudado.

Tabela 15 – Média da área molhada de penetração de água sob pressão

Tratamentos utilizados	Penetração de água sob pressão		
	Média Área Molhada (%)	DP (%)	CV (%)
Referência	57,496	9,166	15,941
Pintura com impermeabilizante	100,000	0,000	0,000
Pintura com impermeabilizante e lixado	53,045	3,899	7,350
Adição de impermeabilizante	63,844	1,502	2,352
Adição de Sílica Ativa	51,904	2,960	5,703

DP : Desvio padrão; CV: Coeficiente de variação.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Analisando a Tabela 15 percebe-se que o concreto no qual recebeu o tratamento superficial do impermeabilizante como pintura não permitiu a passagem do vapor de água, retendo o líquido em todo corpo-de-prova, isso não era o esperado, visto que a função do impermeabilizante por cristalização é impedir a penetração de água e permitir a passagem de vapor. No entanto, o concreto que recebeu o tratamento superficial do impermeabilizante como pintura e após passou por processo de lixamento manual, permitiu a evaporação do vapor de água absorvida durante o ensaio. Logo o lixamento é benéfico, pois permite a permeabilidade ao vapor.

Quando analisado a utilização do impermeabilizante por cristalização como adição, o mesmo também permitiu a evaporação do vapor de água assim como a adição de sílica ativa, no entanto, essa se mostrou mais eficiente. Visto que, se analisarmos somente a utilização do impermeabilizante por cristalização entre suas variações de utilizações, observa-se que a aplicação por meio de pintura é mais eficiente que a adição, desde que a pintura recebe processo de lixamento.

4. CONCLUSÕES

De acordo com o estudo que analisou a permeabilidade do concreto por meio dos métodos experimentais absorção total - NBR 9778 (ABNT, 2009), penetração de água sob pressão (30kPa), e em paralelo o ensaio de resistência à compressão – NBR 5739 (ABNT, 2007), constatou-se que a adição de sílica ativa foi a solução que apresentou melhor desempenho, aumentando a resistência à compressão, reduzindo a absorção de água e o índice de vazios. Visto que, o impermeabilizante por cristalização para o ensaio de resistência à compressão se mostrou eficiente quando utilizado como adição na mistura do concreto, mas não influenciou na resistência quando aplicado como tratamento superficial. O produto impermeabilizante por cristalização quando analisado em relação aos ensaios de absorção e penetração de água, mostra-se melhor que o concreto referência, tanto como adição quanto como tratamento superficial, ambos contribuem para a diminuição da permeabilidade, e notou-se que o processo de lixamento é benéfico para o desempenho do produto impermeabilizante quando empregado superficialmente no concreto. Para tanto, o produto impermeabilizante por cristalização na maioria dos casos teve melhor desempenho que o concreto referência, mas quando este é comparado com a sílica ativa para os materiais e o traço estudado, verifica-se que o uso de sílica ativa como adição foi a melhor solução frente ao aumento da durabilidade do concreto.

5. AGRADECIMENTOS

Queremos agradecer a empresa Queiroz Galvão pela doação dos materiais utilizados nesse trabalho e ao Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação (NORIE) por disponibilizar o Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído (LAMTAC) para a realização da pesquisa.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Andrade, T. - *Tópicos sobre Durabilidade do Concreto*. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2005. cap. 25, p. 753-92.
- [2] Ribeiro, D.V. et al. - *Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de análise*. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. cap. 3, p. 38.
- [3] Andrade, J. J. O. - *Durabilidade de Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997. p. 148.
- [4] John, V.M. - *Reciclagem de resíduos na construção civil: contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento*. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Civil. São Paulo, 2000. p. 113.
- [5] Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. - *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. cap. 5, p. 125.
- [6] Aitcin, P.C. – *The durability characteristics of high performance concrete: a review*. Cement and Concrete Composites, 2003. v. 25, n. 4-5. p. 409-420.
- [7] Andrade, C. - *Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras*. São Paulo: PINI, 1992. p.103.
- [8] Neville, A. - *Propriedades do Concreto*. Ed. PINI, 2. ed. São Paulo, 1997. p.828.



**USO DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA ANÁLISE DE
VIGAS REFORÇADAS**

N. RIBEIRO

VASCONCELOS

Aluno de Graduação
Universidade Estadual Vale do
Acaráú
Ceará; Brasil
nadineribeirov@gmail.com

E. CUNHA ARAUJO

Aluno de Graduação
Universidade Estadual Vale do
Acaráú
Ceará; Brasil
emanoel.cunha@hotmail.com

K.FURTADO TIMBÓ

Aluno de Graduação
Universidade Estadual Vale
do Acaraú
Ceará; Brasil
karen.ft.12@gmail.com

M. MEDEIROS XIMENES

Aluno de Graduação
Universidade Estadual Vale do
Acaráú
Ceará; Brasil
xm.mariana@gmail.com

R. JOSÉ CARVALHO SILVA

Professor
Universidade Estadual Vale do
Acaráú
Ceará; Brasil
ricardo.carvalho222@gmail.com

RESUMO

O método de bielas e tirantes se mostra muito eficiente, já que propõe uma sistematização do dimensionamento de elementos estruturais tanto nas regiões B, onde ocorre uma distribuição linear de deformações segundo a hipótese de Bernoulli, como nas regiões D, sujeitas a descontinuidades estáticas e geométricas de acordo com o princípio de Saint Venant. O modelo permite a análise da viga como um todo, sem a necessidade de separar os esforços solicitantes e as forças internas para equilibrá-las, fazendo com que o projetista estrutural tenha um completo entendimento da estrutura, de maneira mais simples do que pelo método tradicional. Para que o método seja aplicado, faz-se necessária a formulação da topologia para identificação do fluxo de tensões nas estruturas de concreto em análise. O objetivo desse trabalho foi a adaptação desse método para vigas reforçadas com chapas de aço através de comparações dos resultados obtidos pelo modelo de bielas e tirantes com resultados experimentais de vigas com e sem reforço.

Palavras-chaves: bielas e tirantes, concreto armado, vigas.

ABSTRACT

The strut and ties method are very effective, because proposes a systematic dimensioning of the structural elements both in the B regions, where occurs a linear distribution of deformations under the hypothesis Bernoulli, as D regions, submitted to static and geometric discontinuities according to the principle of Saint Venant's. The model allows analyze the beam as a whole, without the need for separate the active efforts and internal forces for balancing them, providing to the structural draftsman a complete understanding of the structure, more simple way than the traditional method. To apply this method, it is necessary to formulate the topology for identification of the flow stresses in the analyzed concrete structures. The objective of this study was to adapt this method for beams reinforced with steel plates through comparisons of results obtained by the strut and ties model with experimental results of beams with and without reinforcements.

Keywords: strut and tie, reinforced concrete, beams.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

O método de Bielas e Tirantes é bastante eficiente já que pode ser desenvolvido tanto em áreas de descontinuidade quanto em áreas sem descontinuidade. A norma [4] informa que: “São chamadas de regiões B de um elemento estrutural aquelas em que as hipóteses da seção plana (Hipótese de Bernoulli, onde seções planas permanecem planas após a deformação). As regiões D são aquelas em que esta hipótese da seção plana não mais se aplica (regiões onde o princípio de Saint Venant é válido)”. Sendo assim, uma representação mais realista da estrutura em análise, esse método permite uma visualização melhor das zonas onde a peça estrutural será mais solicitada. Para que o modelo seja aplicado deve-se sempre analisar o comportamento das estruturas no estado-limite último.

O modelo é inicialmente feito com base no campo de tensões elásticas ou fluxo interno de tensões no concreto, para tornar as regiões que estarão sujeitas a campos de compressão e tração conhecida, gerando assim, uma posterior aplicação da topologia mais adequada para a análise da estrutura em questão. Segundo[1], a idealização do modelo topológico pode ser baseada no fluxo de tensões elásticas e de suas direções principais obtidas através de uma análise elástica. Após o diagnóstico dos campos de força a que o concreto está submetido, deve-se fazer o cálculo das forças atuantes na estrutura pelo equilíbrio das forças internas e externas, para posteriormente projetar a estrutura do modelo pela aplicação do teorema do limite inferior da plasticidade.

O modelo usado nas vigas de estudo segue o modelo de uma treliça isostática, composta por bielas, tirantes e nós. Os nós (pontos de encontro de bielas e tirantes) recebem as forças concentradas. A armadura comporta-se como tirante, agindo como suporte à tração, as bielas são regiões do concreto sujeitas à compressão, além disso, existe a zona nodal que corresponde ao volume de concreto em volta do nó onde é verificada a resistência necessária para a transmissão das forças entre bielas e tirantes.

O objetivo do trabalho foi fazer a adaptação do método de bielas e tirantes para analisar vigas reforçadas com chapas de aço coladas e aparafusadas, que foram ensaiadas no laboratório da Universidade Estadual Vale do Acaraú. O motivo que levou à escolha dessas vigas para estudo foi que chapas de aço coladas e aparafusadas é um dos reforços mais utilizados no estado do Ceará.

O padrão a ser analisado foi proposto pelos diagnósticos dos caminhos das fissuras encontradas nas vigas reforçadas após o ensaio, (vigas foram nomeadas como X1, X3 e X5), seguindo a diretriz proposta na norma [4] onde “Os eixos das bielas devem ser escolhidos de maneira a se aproximar o máximo possível das tensões principais de compressão e dos tirantes, dos eixos das armaduras a serem efetivamente detalhadas” e “As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural”.

A técnica de reforço estrutural através de chapas de aço consiste na adição de chapas de metálicas na base das estruturas de concreto com a fixação por intermédio de adesivos à base de resina epóxi. Para [2] as principais vantagens observadas na aplicação desse tipo de intervenção são: rapidez na execução; não utilização de materiais molhados ou úmidos; ausência de vibrações e baixo nível de ruídos; não há necessidade de instalações auxiliares importantes; o acréscimo da seção é pequeno; pouca interferência no uso da estrutura durante a execução da reabilitação. [3] ratifica que como desvantagens há a impossibilidade de visualização de fissuras sob a chapa, detecção de corrosão na parte interna da chapa, necessidade de sistema de proteção contra incêndio e corrosão, e possibilidade de deslocamento e destacamento da chapa.

A concepção deste trabalho fundamenta-se na análise de peças de concreto armado com reforço de chapas metálicas pertencentes ao GEM (Grupo de Pesquisa em Estruturas e Materiais), ensaiadas até a ruptura no Laboratório de Materiais de Construção e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Vale do Acaraú.

2. METODOLOGIA

Como o método de análise a ser aplicado, foi proposto uma rotina de cálculo que se inicia pela análise da geometria da viga, fazendo a caracterização dos materiais (concreto e aço). Posteriormente, analisa-se os carregamentos e descobre-se o modo de ruptura. É importante também fazer a análise dos caminhos das fissuras que logo após foi usada como base na montagem da treliça, essa análise permite a realização do cálculo das tensões nas bielas e tirantes. Por fim, tem-se a análise dos resultados.

As vigas foram ensaiadas no laboratório da universidade, com uso da prensa até chegar na sua ruptura. As três vigas nas quais foram estudadas possuem geometria fixas como mostra a figura 1. (0,8m x 0,15m x 0,10m). Os valores referentes as características dos materiais foram o f_y da chapa de reforço e das armaduras e o f_{cd} do concreto, sendo $f_y = 371$ MPa e $f_{cd} = 30,3$ MPa. As cargas de ruptura das vigas foram chamadas de P. Cada viga será analisada separadamente.

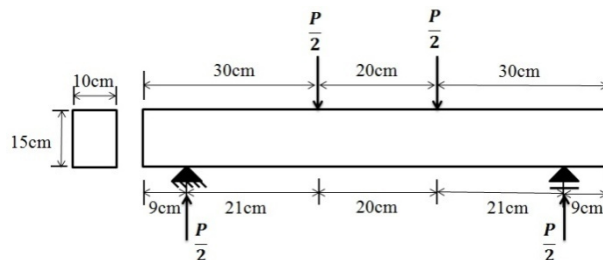


Figura 1: Dimensões das vigas

Viga X1:

Chamada de viga de referência (sem reforço) sua ruptura se deu com uma carga (P) de 111 kN, e seu modo de ruptura foi flexão, como pode ser verificado na Figura 2. Na Figura 3 segue a treliça que foi idealizada a partir dos caminhos das fissuras.

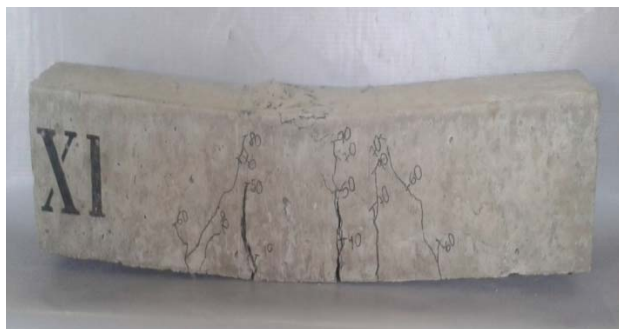


Figura 2: Fissuras da viga X1

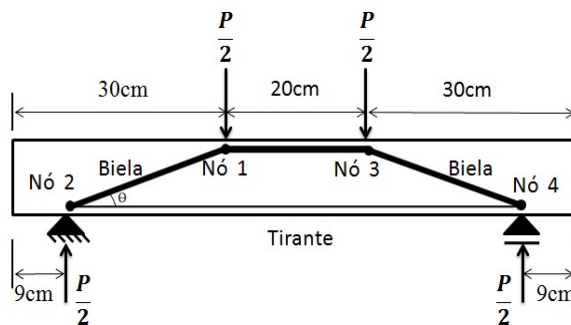


Figura 3: Modelo de bielas e tirantes para viga X1

Partindo do equilíbrio dos nós tem-se:

$$B \cdot \sin\theta + \frac{P}{2} = 0$$

$$T + B \cdot \cos\theta = 0$$

Então: $B = -\frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\sin\theta}$ (1) e $T = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\tan\theta}$ (2).

Conforme [4] propõe parâmetros de resistência de cálculo dos tirantes, onde T é o valor de cálculo da força de tração determinada no tirante, A_s corresponde a área de aço a ser aplicada em cada tirante e f_y com valor da tensão de escoamento do aço (500 MPa). Todas as vigas possuem armadura longitudinal de 2 Φ 6,3 mm. Tendo a viga de referência $P = 111$ kN (fixo), obteve-se:

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3)$$

$$T = 31,16 \text{ kN}$$

Calculando o ângulo (θ) a partir da equação 2, temos que $\theta = 60^\circ$.

Viga X3:

A viga X3 foi reforçada com chapa de aço de 50(cm) x 10(cm), com 4 parafusos, dois em cada extremidade da chapa. Sua carga de ruptura (P) foi de 132 kN e seu modo de ruptura se deu por esmagamento da biela, como pode ser verificado na Figura 4/ Figura 5. Na Figura 5, tem-se a representação da treliça idealizada a partir do equilíbrio das cargas de que causaram a ruptura por compressão diagonal (esmagamento da biela).

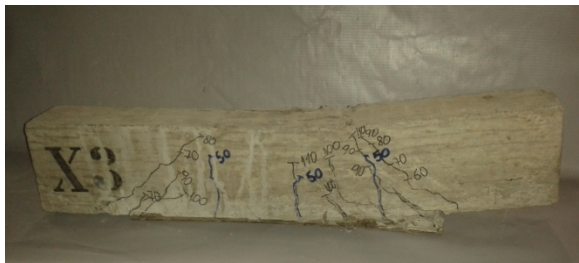


Figura 4: Fissuras da viga X3

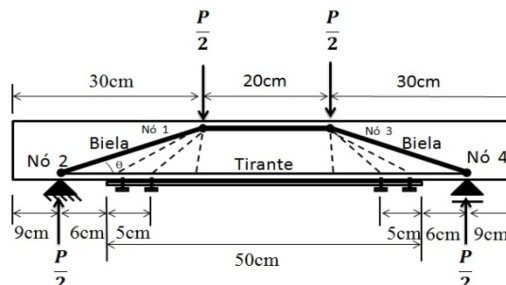


Figura 5: Modelo de bielas e tirantes para viga X3

A partir da equação 1 encontrada para bielas da viga X1, tem-se que:

$$\mathbf{B} = - (P/2) \cdot \text{sen}\theta, \text{ logo } \mathbf{B} = -70,7 \text{ kN.}$$

$$\text{tg}\theta = 13/5, \text{ então } \theta = 69^\circ.$$

Segundo a Norma 6118:2014 para a verificação de tensões de compressão máximas nas bielas e regiões nodais, é definido o seguinte parâmetro:

$$\mathbf{F_{c3}} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \text{ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT)(4)}$$

Onde: $\alpha_{v2} = (1 - f_c/250) \cdot f_c$
Têm-se: $f_{c3} = 19,17 \text{ MPa.}$

Viga X5:

A viga X5 foi reforçada com chapa de aço de 30(cm) x 10(cm), com 4 parafusos, dois em cada extremidade da chapa. Sua carga de ruptura (P) foi de 125 kN e deu-se por flexão, como pode ser verificado na Figura 6. Na Figura 7, tem-se a representação da treliça idealizada a partir do equilíbrio das cargas que causaram a ruptura por flexão, usando-se os mesmos parâmetros iniciais de cálculo da viga X1(referência), mas com a idealização de uma segunda treliça causada pela ação dos parafusos do reforço da viga X3, resulta-se nos seguintes valores:

$$\mathbf{T} = 31,15_{(\text{referência})} + (0,30 \cdot 0,10) / 10000 \cdot 200 \cdot 10^6_{(X3)}$$

O valor do ângulo (θ) é obtido a partir da equação 1, então:

$$\theta = 46^\circ$$

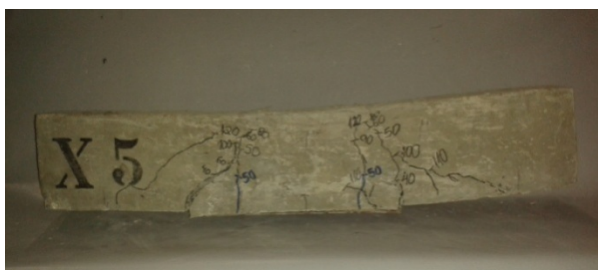


Figura 6: Fissuras da viga X5

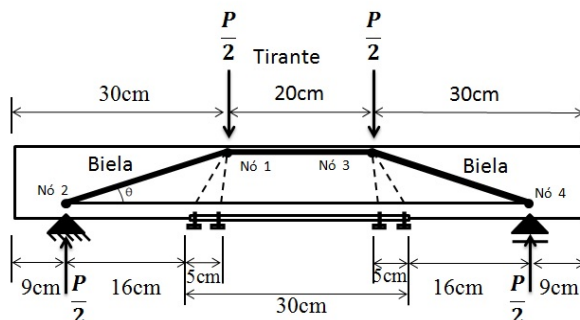


Figura 7: Modelo de bielas e tirantes para a viga X5

Para a viga X5 também se atribui a opção de que a chapa tivesse sido descolada, já que os caminhos das fissuras da viga se não se encontram bem definidos. Como podemos observar há fissura nos locais onde se encontram os parafusos, tornando-se duvidoso a sequência de eventos ruptura/descolamento ou descolamento/ruptura. Nesse caso, tem-se que o tirante (T) é igual a 31,15 kN, valor encontrado na viga X1. Aplicando a equação 2, tem-se que:

$$\theta = 63^\circ$$

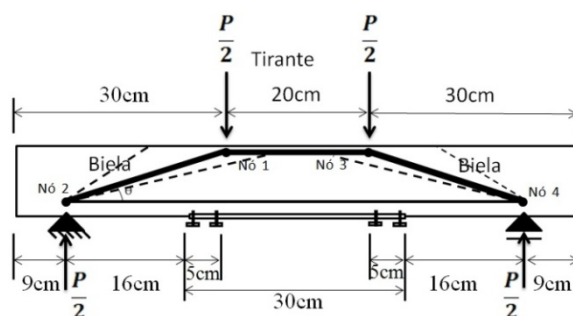


Figura 8: Modelo de bielas e tirantes para a viga X5

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para uma melhor análise dos resultados obtidos, fez-se o uso das seguintes tabelas, com base nas equações 1 e 2, mantendo a carga de ruptura (P) de cada viga e variando o ângulo de acordo com os limites pré-estabelecidos pela norma [4], observando-se as variações das bielas e dos tirantes em relação a carga encontrada pelas vigas ensaiadas.

Tabela 1- Viga X1				Tabela 2- Viga X3				Tabela 3- Viga X5			
T (KN)	θ (graus)	θ (rad)	P (KN)	B (KN)	θ (graus)	θ (rad)	P (KN)	T (KN)	θ (graus)	θ (rad)	P (KN)
96,19	30,00	0,52	111,00	132,06	30,00	0,52	132,00	108,32	30,00	0,52	125,00
88,87	32,00	0,56	111,00	124,60	32,00	0,56	132,00	100,08	32,00	0,56	125,00
82,34	34,00	0,59	111,00	118,08	34,00	0,59	132,00	92,72	34,00	0,59	125,00
76,44	36,00	0,63	111,00	112,34	36,00	0,63	132,00	86,08	36,00	0,63	125,00
71,09	38,00	0,66	111,00	107,25	38,00	0,66	132,00	80,05	38,00	0,66	125,00
66,19	40,00	0,70	111,00	102,72	40,00	0,70	132,00	74,54	40,00	0,70	125,00
61,69	42,00	0,73	111,00	98,68	42,00	0,73	132,00	69,47	42,00	0,73	125,00
57,52	44,00	0,77	111,00	95,05	44,00	0,77	132,00	64,77	44,00	0,77	125,00
53,64	46,00	0,80	111,00	91,79	46,00	0,80	132,00	60,40	46,00	0,80	125,00
50,02	48,00	0,84	111,00	88,85	48,00	0,84	132,00	56,32	48,00	0,84	125,00
46,61	50,00	0,87	111,00	86,19	50,00	0,87	132,00	52,49	50,00	0,87	125,00
43,40	52,00	0,91	111,00	83,79	52,00	0,91	132,00	48,88	52,00	0,91	125,00
40,36	54,00	0,94	111,00	81,61	54,00	0,94	132,00	45,45	54,00	0,94	125,00
37,48	56,00	0,98	111,00	79,64	56,00	0,98	132,00	42,20	56,00	0,98	125,00
34,72	58,00	1,01	111,00	77,85	58,00	1,01	132,00	39,10	58,00	1,01	125,00
32,08	60,00	1,05	111,00	76,23	60,00	1,05	132,00	36,13	60,00	1,05	125,00
29,55	62,00	1,08	111,00	74,77	62,00	1,08	132,00	33,28	62,00	1,08	125,00
27,11	64,00	1,12	111,00	73,45	64,00	1,12	132,00	30,53	64,00	1,12	125,00
24,75	66,00	1,15	111,00	72,26	66,00	1,15	132,00	27,87	66,00	1,15	125,00
22,46	68,00	1,19	111,00	71,20	68,00	1,19	132,00	25,30	68,00	1,19	125,00

A partir das tabelas acima, pôde-se observar, de maneira geral, que tanto as bielas quanto os tirantes variam de acordo com ângulo. Em todos os casos, quanto maior o ângulo, menor a força de tração (Tirantes) e compressão (Bielas). No caso das bielas, quanto maior sua inclinação, menor o esforço sofrido.

O modelo de bielas e tirantes tradicional, para as configurações das vigas ensaiadas X1, X3 e X5, é formado por zonas discretas de compressão (Bielas e Banzo Superior – Linhas Tracejadas) e zonas discretas de tração (Tirantes e Banzo Inferior – Linhas Cheias). As formações das bielas podem surgir de maneira direta (da ação até a reação) ou de maneira indireta (da ação/reação até os nós formados nas extremidades estribos). Esse modelo clássico de bielas e tirantes é apresentado na Figura 9a. Nesse trabalho, sugere-se a simplificação desse modelo reduzindo-se a representação dos 2 estribos entre a ação e a reação por apenas 1 estribo com o dobro da área. Dessa maneira, o modelo de bielas e tirantes da Figura 9a transforma-se no da Figura 9b.

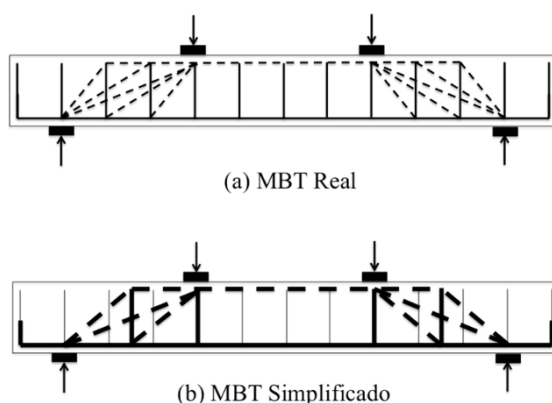


Figura 9: Modelo bielas e tirantes real e simplificado

Como a ideia do modelo de bielas e tirantes em uma viga na ruína sugere uma treliça isostática, optou-se por dividir a treliça da Figura 9b em duas treliças independentes: uma transfere a carga de maneira direta entre ação e reação (Figura 10c) e outra transfere a carga de maneira indireta (Figura 10d).

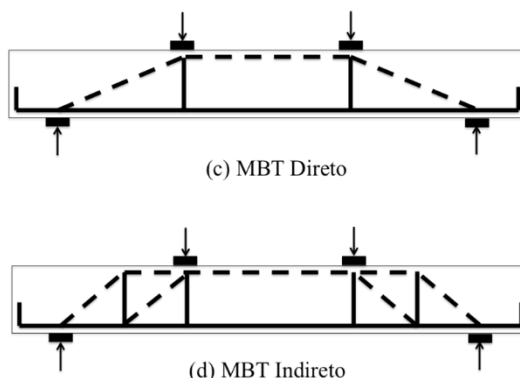


Figura 10: Modelo bielas e tirantes direto e indireto

Obviamente que a transferência de carga de maneira direta ou indireta depende de uma série de fatores, como: geometria da viga, distribuição das armaduras e muitos outros fatores ainda desconhecidos.

Os modelos diretos e indiretos para vigas reforçadas com chapas coladas e aparafusadas podem ser representados com uma simples adaptação do modelo discutido. Note que a viga reforçada com chapas de 30cm de comprimento deve ser representado como na Figura 11.

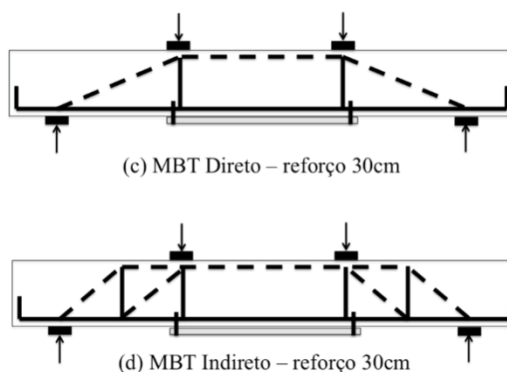


Figura 11: Modelo bielas e tirantes direto e indireto para vigas reforçadas com chapas de aço de 30cm coladas e aparafusadas (viga X5)

Os modelos diretos e indiretos para vigas reforçadas com chapas coladas e aparafusadas podem também ser representados com uma simples adaptação do modelo discutido. Note que a viga reforçada com chapas de 50cm de comprimento deve ser representado como na Figura 12, porém observe que a formação das bielas com as ancoragens dos parafusos nas regiões entre as ações e reações criam um campo bem desfavorável para uma possível ruptura por compressão diagonal, como ocorreu experimentalmente na viga X3. Os valores das cargas das bielas prejudicadas devem ser calculadas com o aumento da carga resultante da reação do reforço escoando nas referidas biela.

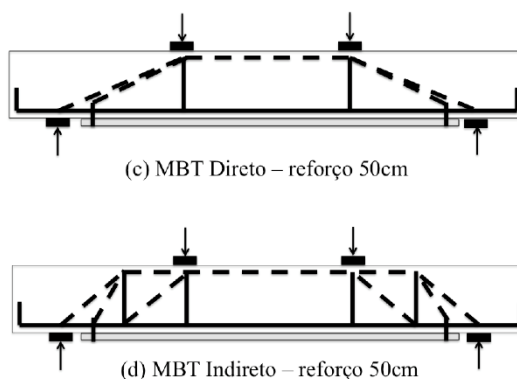


Figura 12: Modelo bielas e tirantes direto e indireto para vigas reforçadas com chapas de aço de 50cm coladas e aparafusadas (viga X3)

Desta maneira, sugere-se como contribuição dessa pesquisa os modelos da Figura 12 para vigas reforçadas onde o parafuso se ancora em regiões onde exista possibilidade de formação de bielas com ângulos menores que 60° . E sugere-se os modelos da Figura 12 para vigas reforçadas onde o parafuso se ancora onde não exista possibilidade de formação de bielas com ângulos menores que 60° .

4. CONCLUSÕES

O modelo de Bielas e Tirantes se faz bastante eficaz para análises práticas específicas, pois atende a uma topologia inerente a cada tipo de viga, visto que analisa as cargas atuantes na estrutura em estudo, tendo como base de cálculo os caminhos de força resultantes dos campos de tração (banzo inferior-aço) e compressão (bielas e banzo superior-concreto), como a análise nodal que corresponde aos pontos de encontro entre as barras de uma armadura em forma de treliça, assim como a zona nodal que corresponde ao volume de concreto que envolve o nó. Logo, tem-se uma representação bem realista do comportamento da estrutura, fazendo com que o projetista tenha um resultado mais realista, já que trata-se de um experimento e baseia-se em resultados obtidos através de análises laboratoriais por meio de carregamentos previamente estabelecidos que são aplicados à viga até que esta atinja a ruptura.

Após a ruptura, obtém-se o modo que a viga rompeu, assim, pode-se adotar o modelo mais favorável a cada geometria e carregamento específico, fazendo com que os reforços com chapa de aço coladas e aparafusados sejam mais



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



eficientes, já que foram testadas sua eficiência através da comparação com vigas sem reforço. Desta forma, o modelo de bielas e tirantes torna-se favorável à aplicação no dimensionamento de vigas de concreto armado.

Durante as análises laboratoriais foi observada que os esforços reduziram consideravelmente com o aumento do ângulo de inclinação das bielas em relação à armadura longitudinal, com isso fica explícita a importância dos cálculos específicos para cada tipo de carga atuante bem como modelo de viga analisada, já que tanto o ângulo quanto a carga atuante são variáveis que dependem da função a que a estrutura será destinada.

Portanto, o modelo de bielas e tirantes para vigas reforçadas, apesar de ainda apresentar muitas variáveis desconhecidas e deficiente acervo bibliográfico, pôde se observar que é de grande contribuição para o conhecimento e desempenho satisfatório de estruturas reforçadas, pois através de análises experimentais, auxilia o calculista e o responsável pela execução da obra na obtenção de resultados aproximados quanto a resistência das estruturas aos carregamentos propostos.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores do trabalho agradecem ao Prof^o. Ricardo Carvalho pelo auxílio e orientação durante todo o desenvolvimento da pesquisa e ao GEM (Grupo de Pesquisa em Estruturas e Materiais) pelo apoio.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Schlaich J., Schaefer K., and Jennewein M., *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*, PCI Journal, Vol. 32, No. 3, 1987.
- [2] REIS; Andréa Prado Abreu. *Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 1998. 239 p.
- [3] ROMERO, Diana Valeria Schwenk; *Reforço à flexão de vigas de concreto armado por meio de protensão externa*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Março de 2007. 125 p.
- [4] ABNT NBR 6118. *Projetos de estruturas de concreto – Procedimento*. 2014. 256 p.
- [5] SILVA, Ricardo José Carvalho. *Análise do Modelo de Bielas e Tirantes para vigas de concreto armado com furo*. Essentia, Sobral, vol.15, Nº 2, p. 67-87, Dezembro 2013/Maio 2014.
- [6] SANTOS, Daniel dos. *Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos 2006. 195 p.
- [7] SANTOS, Daniel dos; GIONGO, José Samuel. *Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.10, n. 46, p. 61-90, 2008.
- [8] PANTOJA, João da Costa. *Avaliação de desempenho de modelos de bielas e tirantes via análise de confiabilidade*. Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. 2010. 19 p.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



UTILIZAÇÃO DA TÉCNICA DE ESCLEROMETRIA NA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

M.P.R.C. BRANCO

Discente do curso de Engenharia Civil
Universidade Federal de São Carlos
São Paulo; Brasil
mpcastellobranco@hotmail.com

F.G.S. FERREIRA

Docente do Departamento de Engenharia Civil
Universidade Federal de São Carlos
São Paulo; Brasil
fgiannotti@ufscar.br

RESUMO

Para controlar a qualidade do concreto, a propriedade corriqueiramente usada era sua resistência à compressão. Atualmente, além das propriedades mecânicas, a durabilidade do concreto vem sendo bastante discutida em função da ocorrência de deteriorações precoces em estruturas de concreto. O reparo de estruturas deterioradas pode ter custo superior ao de nova estrutura, dado o elevado valor de uma intervenção para aumentar sua durabilidade no período de manutenção corretiva. Em função disso, propôs-se a avaliação de uma estrutura inserida no campus da UFSCar por meio de ensaios não destrutivos. Foi realizado um levantamento histórico e mapeamento das anomalias existentes na estrutura do edifício e, a partir destes, foram escolhidos elementos estruturais para serem realizados ensaios esclerométricos e colorimétricos, a fim de estimar a dureza superficial dos mesmos e verificar a carbonatação superficialmente, respectivamente. Utilizando curvas de correlação adequadas, os parâmetros obtidos no ensaio esclerométrico possibilitam estimar uma resistência mecânica para os elementos e a técnica do ensaio colorimétrico verifica a ocorrência da carbonatação, investigando a influência de tal processo no aumento da resistência mecânica superficial do concreto. Entretanto, os valores de resistência à compressão obtidos através da correlação com o índice esclerométrico foram muito altos, indicando que curvas de correlação utilizadas (do próprio equipamento) não são adequadas. Constatou-se, dos ensaios colorimétricos, que não necessariamente elementos carbonatados possuem índices esclerométricos superiores a elementos não carbonatados, dada a heterogeneidade do concreto e, conseqüentemente, do processo de carbonatação.

Palavras-chave: concreto, esclerometria, durabilidade.

ABSTRACT

To control the quality of the concrete, the property routinely used was its resistance to compression. Currently, in addition to mechanical properties and durability of concrete has been widely discussed in function of the occurrence of early deterioration of concrete structures. The repair of damaged structures may have cost in excess of the new structure, given the high value of an intervention to increase their durability in corrective maintenance period. As a result, it proposed the evaluation of a structure inserted on the campus of UFSCar through non-destructive testing. This was a historical survey and mapping of anomalies in the building structure, and since these have been chosen structural elements to be performed sclerometric and colorimetric assays in order to estimate the surface hardness thereof and checking the carbonation surface, respectively. Using appropriate correlation curve, the parameters obtained in estimating a rebound hammer test enable mechanical resistance to the elements and technique of colorimetric test checks the occurrence of carbonation by investigating the influence of such a process in increasing the surface strength of the concrete. However, the compressive strength values obtained through correlation with the rebound hammer index were too high, indicating that correlation curves used (from own equipment) are not suitable. It was found, for colorimetric assays, which do not necessarily have elements carbonated, sclerometric levels above non-carbonated elements due the heterogeneity of the concrete and, consequently, the carbonation process.

Keywords: concrete, rebound hammer, durability.

1. INTRODUÇÃO

A durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado é tema atual relevante, visto que muitas obras civis apresentam deteriorações precoces, podendo comprometer o seu uso seguro e funcional, além de trazer prejuízos à sociedade (SILVA, 2006 [1]). Com isso, há o crescente interesse em projetar estruturas de concreto armado que, além de apresentarem características referentes à resistência mecânica, apresentem também durabilidade (vida útil prevista em projeto), visto que o processo de reparação de estruturas deterioradas pode ser muito caro, assim, vários ensaios têm sido realizados em estruturas de concreto com o intuito de avaliar parâmetros que influenciam em tal quesito. Um dos principais problemas que conduz as estruturas a sua deterioração precoce é a corrosão das armaduras, seja por ação do dióxido de carbono ou dos íons cloreto, cujos prejuízos anuais chegam de 3% a 5% do Produto Interno Bruto (PIB) de cada país (ANDRADE, 1992[2]). Desta forma, propôs-se nesta pesquisa avaliar alguns elementos externos e internos de concreto (pilares e vigas) por meio de ensaios não destrutivos. Duas fotos do edifício são apresentadas a seguir.



Figura 1: Face sul da edificação estudada (DECiv).



Figura 2: Face norte da edificação estudada (DECiv).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Ensaios não destrutivos

O desenvolvimento e utilização de ensaios não destrutivos em estruturas de concreto armado vêm sendo bastante abordado nas últimas décadas (EVANGELISTA, 2002[3]; SILVA FILHO *et al.*, 2011[4]; PEREIRA E MEDEIROS, 2012[5]). Tal progresso tem sido lento, principalmente pelo fato do concreto não ser um material homogêneo, e não ter o controle de fabricação tão alto quanto o de um material industrializado (MALHOTRA, 1984[6]). Dentre as propriedades do concreto que podem ser avaliadas por ensaios não destrutivos pode-se citar: módulo de elasticidade, dureza superficial, permeabilidade, existência de vazios, fissuração, além da localização das armaduras. Para um ensaio ser considerado não destrutivo, ele deve não causar dano no elemento ensaiado, ou deixar pequenos danos que não são prejudiciais à estrutura, que são reparados após o ensaio. Podem ser realizados tanto no monitoramento da evolução da resistência de uma estrutura recém-construída, como também em estruturas já existentes e com certa idade, visando avaliar sua integridade e a capacidade de resistir às solicitações. Nesse trabalho, foram utilizados dois métodos de ensaio não destrutivo, sendo eles a esclerometria para mensurar a dureza superficial, e o ensaio colorimétrico, a fim de verificar se o fenômeno é presente na estrutura.

2.1.1. Método do esclerômetro

As primeiras tentativas de mensurar a dureza superficial do concreto ocorreram em 1930, utilizando métodos que envolviam uma bola de aço fixa num pêndulo, ou atirada de uma pistola, medindo-se o seu retorno. A explicação para os métodos envolve a utilização de uma massa elástica, que dependendo da dureza da superfície em que ela se choca, varia o ricochete da massa elástica (BUNGEY, 1989[7] Pereira e Medeiros, 2012[5]). Atualmente, o esclerômetro de Schmidt é o instrumento que foi difundido em vários países e tem sido utilizado para medir a dureza superficial das estruturas de concreto armado (EVANGELISTA, 2002[3]). Tal aparelho consiste de uma massa-martelo que é impulsionada por uma mola, que se choca através de uma haste, com ponta em forma de calota esférica, com a área do ensaio (NBR 7854: 2012[8]). Na Figura 3 observa-se uma ilustração da composição do aparelho e como é seu funcionamento:

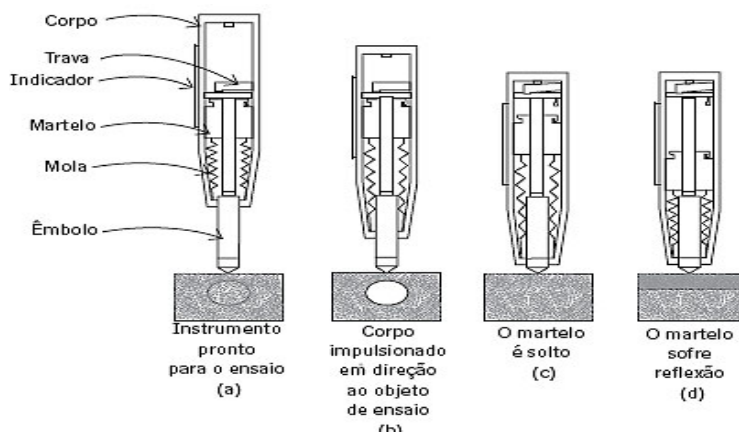


Figura 3: Ilustração da sequência de execução do ensaio de esclerometria (Mehta e Monteiro, 2008).

A realização do ensaio consiste em submeter a superfície do concreto analisado um impacto de forma padronizada, usando o esclerômetro de Schimidt, que possui uma massa padrão, atingindo o substrato com uma dada energia. Do impacto, mede-se o ricochete, ou seja, o índice esclerométrico. O ricochete varia de acordo com a energia cinética antes do impacto e o quanto tal energia é absorvida entre a barra de percussão e o concreto. O que é absorvido está relacionado à rigidez do concreto e sua resistência (ACI 228, 1989[9]).

2.1.2. Fatores que influenciam nos resultados da esclerometria

O ensaio tem como objetivo estimar a resistência e a dureza superficial do concreto, para isso, utilizam-se curvas de correlação. Alguns fatores podem influenciar no resultado, não havendo uma correlação única entre o valor do índice esclerométrico e a resistência à compressão. Pode-se citar tipo e quantidade de cimento, natureza do agregado, tipo de cura, idade, teor de umidade, entre outros (MALHOTRA, 1984[6]; BS 1881: Part 201[10]). Quanto ao fator **idade**, pode-se relacionar o índice esclerométrico com a carbonatação, já que de acordo com a BS:1881:Part 202 (1986)[11], em concretos com idade superior a três meses a influência de tal processo pode ser significativa, e a camada superficial pode passar a apresentar valores de dureza superficial superiores, não representando o concreto do interior da peça. De acordo com a norma NBR 7584:2012[8], a influência da carbonatação na dureza superficial do concreto é significativa e promove a superestimação da resistência, podendo em alguns casos superar os valores reais em mais de 50%, sendo necessário fazer uma análise dos resultados obtidos para poder validá-los e utilizar curvas de correlação para poder corrigir tais resultados e melhor se aproximar da resistência real do concreto. Também, de acordo com tal norma, é sempre necessário obter novas curvas de correlação quando alterado o tipo de cimento utilizado. Segundo NEVILLE e BROOKS, 2013[12], com o aumento da idade, o grau de hidratação geralmente aumenta, portanto a resistência cresce. Esse efeito pode ser observado na, que mostra a resistência à compressão obtida de diferentes concretos, com diferentes relações de água/cimento, em diferentes períodos (1 dia, 3 dias, 7 dias, 28 dias, 3 meses, 1 ano), mostrando que realmente há o aumento da resistência à compressão ao longo da vida da estrutura de concreto.

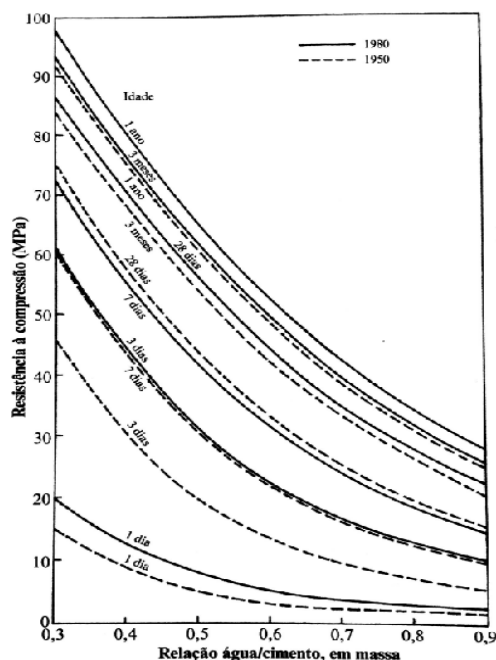


Figura 4: Influência da idade na resistência à compressão de concreto produzido com cimento Portland comum com diferentes relações água/cimento. Dados de cimentos produzidos em 1950 e 1980 (Neville e Brooks, 2013).

Quando não se dispõe de resultados reais de crescimento da resistência do concreto da estrutura em análise, ou seja, os resultados experimentais representativos, pode-se adotar uma previsão conservadora, o modelo matemático sugerido pelo CEB-FIP Model Code 90 (1993), amplamente aceito pela tecnologia de concreto do nosso país (SILVA e HELENE, 2011[13]). Tal fórmula utilizada também é citada na NBR 6118:2014[14], e indica-se que ela seja utilizada para a determinação da resistência característica do concreto, em datas diferentes do que os 28 dias, obtendo-se então o f_{cj} . A fórmula pode ser vista a seguir:

$$\frac{f_{cj}}{f_{c,28}} = e^{s \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)}$$

Equação (1)

Em que:

- j : é a idade do concreto em dias;
- f_{cj} : resistência à compressão média do concreto em j dias de idade;
- $f_{c,28}$: resistência à compressão média a 28 dias;
- s : coeficiente que depende do tipo de cimento utilizado.

Tabela 3 - Coeficientes de crescimento de resistência para diferentes tipos de cimentos (Silva e Helene, 2011).

Tipo cimento	s	f_c a 50 anos	f_c a 1 ano	f_c entre 1 e 50 anos
CPV ARI	s = 0,20	1,21 → 50anos	1,15 → 1ano	1,05 de 1ano a 50anos
CP I / II	s = 0,25	1,28 → 50anos	1,20 → 1ano	1,07 de 1ano a 50anos
CP III / IV	s = 0,38	1,45 → 50anos	1,32 → 1ano	1,10 de 1ano a 50anos
NBR 6118	s = 0,1545	1,16 → 50anos	1,11 → 1 ano	1,05 de 1ano a 50anos

Outro fator importante é o **tipo de cimento e o fator água/cimento** utilizado. Para diferentes tipos de cimento Portland, houve pouca variação nos resultados de acordo com a BS1881:Part 202 (1986)[11], não ultrapassando 10% em seus valores. Entretanto, para concretos com cimento aluminoso sua resistência pode ser 100% maior do que poderia indicar a correlação feita para o cimento Portland comum. Outro tipo de cimento estudado é o cimento supersulfatado, que podem ter resistência 50% menor do que indicaria a correlação para o cimento Portland comum (EVANGELISTA, 2012[3]).



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

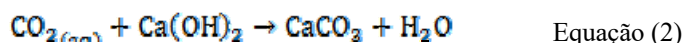
Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Outro aspecto que também é citado na BS1881:Part 202 (1986)[11] é que os concretos com elevados fatores de água/cimento apresentam índices esclerométricos menores do que os concretos de mesma resistência, mas com teores de cimento menores.

O **tipo de agregado** pode também influenciar a dureza do concreto. Segundo a NBR 7584:2012[8], diferentes tipos de agregados podem fornecer concretos de mesma resistência, porém fornecerem índices esclerométricos diferentes, havendo variação se comparados concretos feitos com agregados leves e agregados pesados.

Além dos fatores já destacados, outro parâmetro que influencia nos resultados deste ensaio é a **carbonatação**, que pode ocasionar um aumento da dureza superficial do concreto. A carbonatação é um fenômeno ocorrente em estruturas compostas por materiais cimentícios, devido à penetração, nos poros, de gases como monóxido de carbono (**CO**) ou dióxido de carbono (**CO₂**), provenientes da queima de combustíveis fósseis, levando à neutralização do substrato (FIGUEIREDO, 2005[15]). Tais gases não costumam ser corrosivos para materiais metálicos, embora o gás carbônico forme com água o ácido carbônico (**H₂CO₃**), que é um ácido fraco. Entretanto, combinados com a umidade do ambiente ocasionam a carbonatação do concreto, podendo levar a deterioração da estrutura. O **CO₂** presente na atmosfera difunde nos poros e reage com o hidróxido de cálcio (**Ca(OH)₂**), produto das reações de hidratação do cimento e responsável também por sua alta alcalinidade, formando o carbonato de cálcio (**CaCO₃**). A reação característica desse processo é apresentada a seguir de forma simplificada:



O processo de carbonatação depende de vários fatores que alteraram a velocidade que o fenômeno ocorre. Fatores que são ligados com a produção do concreto, como o tipo de cimento ou tipo de aditivo utilizado, ou até mesmo fatores ambientais, como o teor de umidade ou concentração de dióxido de carbono na atmosfera. Atualmente duas normas são utilizadas para se avaliar a resistência à carbonatação de concretos: a EN 13295:2004[16] e a ISO 1920:2015[17].

Como consequência do processo de carbonatação acelerada, observa-se a redução da porosidade do concreto. Isso se deve ao fato de que os volumes molares dos produtos da reação de carbonatação são superiores aos dos produtos hidratados a partir dos quais eles se formam. Por exemplo, o volume molar do hidróxido de cálcio é de 33,2 cm³/mol, enquanto o volume do carbonato de cálcio é de 36,9 cm³/mol, representando um aumento superior a 11%. O volume molar passa de 12 cm³/mol para 16 cm³/mol de um C-S-H não carbonatado para um C-S-H carbonatado, representando mais de 30% de aumento. Os carbonatos formados ocupam, portanto, uma parte dos vazios capilares iniciais. (BAROGHEL-BOUNY, V. *et al*, 2014[18]).

Devido ao efeito da carbonatação superficial dos elementos, tendo como base a NBR 7584:2012, elementos carbonatados podem ter resultados de esclerometria superestimados em mais de 50% do seu real valor. Assim, buscou-se nesta pesquisa avaliar alguns elementos externos e internos de concreto (pilares e vigas) por meio de da técnica de esclerometria, determinando-se, em alguns elementos, a existência ou não da carbonatação do concreto, uma vez que há influência do processo nos resultados da esclerometria. A edificação para avaliação localiza-se no campus da UFSCar de São Carlos, sendo ela o prédio do Departamento de Engenharia Civil (DECiv).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Levantamento histórico e características gerais da edificação

Neste item, foi feito um levantamento histórico sobre a edificação e procurou-se determinar algumas características sobre o projeto da mesma que pudessem influenciar em algum processo analisado na pesquisa. Para tal levantamento lançou-se mão da consulta em acervos disponíveis na própria universidade e também a entrevista com professores que trabalham na faculdade desde o período da construção da edificação.

3.2. Ensaio esclerométrico

Para a realização do ensaio esclerométrico, foram escolhidos 28 elementos, sendo eles 17 pilares e 11 vigas, com diferentes características de exposição, para que fossem obtidos resultados diversificados, possibilitando uma melhor análise comparativa. Os ensaios foram realizados seguindo a NBR 7584:2012[8] e o procedimento experimental foi ilustrado por meio de fotografias.

A NBR 7584:2012[8] indica que as superfícies sejam lisas, e antes de ser feito o desenho da malha, deve-se lixar o elemento estrutural com uma pedra de carborundum com o objetivo de remover pequenas imperfeições superficiais. Depois, deve-se limpar o pó remanescente a seco e fazer o desenho da malha com 16 espaços, que serão golpeados com o esclerômetro.

Cada espaço da malha deve ser golpeado uma única vez, obtendo-se, assim, 16 valores. Para a determinação do índice esclerométrico do elemento estrutural, calculou-se a média aritmética dos valores obtidos. Com tal média, verificam-se os valores que diferem mais que 10% para mais ou para menos, tais valores devem ser desconsiderados e assim calcular nova média. Deve-se repetir o processo até que todos os valores se encontrem na faixa de 10%. Foi utilizado o Esclerômetro de Schmidt, fabricado na pela empresa Proceq, na Suíça. As fotos do equipamento são apresentadas a seguir, bem como o processo de execução do ensaio. Destaca-se que foram utilizadas malhas de 160 x 160 mm (25600 mm²) ou 200 x 200 mm (40000 mm²), dependendo da dimensão do elemento.



Figura 5: Esclerômetro de Schmidt utilizado.



Figura 6: Passagem do disco de carborundum para remover imperfeições superficiais.

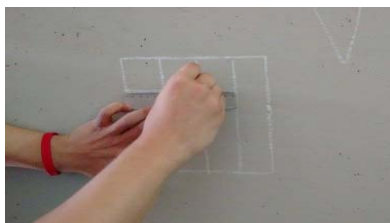


Figura 7: Desenho da malha para realização do ensaio.



Figura 8: Impacto com o esclerômetro.

3.3. Ensaio colorimétrico

O ensaio colorimétrico foi realizado removendo parte da camada de revestimento de concreto do elemento estrutural e, após limpeza, foi feita a aspersão da solução indicadora fenolftaleína, com concentração de 1% em 70% de álcool isopropílico e 29% de água destilada. A aspersão foi realizada na região recém-fraturada do concreto, para evitar que o hidróxido de cálcio reaja com o CO₂ presente na atmosfera. O ensaio colorimétrico não possui uma norma brasileira específica que regulariza o ensaio, porém foram utilizados métodos encontrados na literatura internacional, que serão detalhados posteriormente.

Primeiramente, os elementos estruturais escolhidos para a realização dos ensaios colorimétricos foram os mesmos que foram realizados os ensaios esclerométricos, a fim de identificar possíveis elementos carbonatados que tenham apresentado dureza superficial elevada em razão da existência da carbonatação. Para a abertura de pequenas janelas de inspeção, foram utilizados um Localizador de Barras de Aço da marca Bosch, uma furadeira da mesma marca, um paquímetro da marca Starrett, papel e plástico para recolher o pó de concreto, a solução de fenolftaleína e também uma picareta. A abertura das janelas de inspeção e a aspersão na área de ensaio são ilustradas nas fotos a seguir. A solução de fenolftaleína foi aspergida na região em que parte do concreto de revestimento foi retirada (Figura) e, após alguns segundos, determinou-se a ocorrência ou não da carbonatação através da mudança da coloração do concreto. Cada elemento estrutural foi analisado separadamente, com seus respectivos pontos de perfuração e fratura. Como a profundidade da frente de carbonatação é heterogênea, preferiu-se aferir mais pontos no mesmo elemento estrutural, com o objetivo de identificar se o mesmo estava realmente carbonatado ou não.



Figura 9: Utilização da picareta para remoção do revestimento.

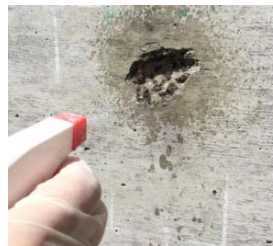


Figura 10: Aspersão de fenolftaleína no ponto fraturado.

4. RESULTADOS

4.1. Levantamento histórico e características gerais da edificação

De acordo com o levantamento realizado, o projeto da edificação é de 1982, com início da execução no mesmo ano e seus elementos estruturais são de concreto moldado *in loco*. Verificou-se que as dimensões dos pilares é a mesma para todos os elementos, assim como o seu revestimento e o tipo de aço utilizado, com variação na quantidade de barras de aço, de acordo com sua solicitação. As dimensões das vigas são diversas tanto nas dimensões da base e quanto na altura, variando de 15 centímetros até 30 centímetros na base e de 50 centímetros até 55 centímetros na altura, sendo que todas possuem a mesma dimensão de revestimento e tipo de aço utilizado. Todos os elementos da estrutura analisados possuem a mesma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 15 MPa. Feita análise das dimensões dos revestimentos utilizados, pode-se concluir que as espessuras utilizadas referiam-se à antiga NBR 6118:1978, que não havia conceitos quanto à durabilidade das estruturas. O novo texto da norma introduziu novos conceitos ao projeto das estruturas, exemplificando o conceito de Classe de Agressividade do Ambiente (CAA), que interfere no valor da Classe do concreto e do revestimento das armaduras. A NBR 6118:2014, atualmente em vigor, recomenda o revestimento mínimo de 30 mm para vigas e pilares de concreto armado expostos para ambiente urbano (Classe de agressividade ambiental II).

4.2. Determinação do índice esclerométrico

Os resultados dos 28 ensaios esclerométricos e seus respectivos índices esclerométricos podem ser vistos nas Figuras 11 e 12, ressaltando-se que os valores representados em vermelho são os valores desconsiderados para o cálculo da média, por serem diferentes em 10%, para mais ou para menos, da mesma, de acordo com a NBR 7584:2012. Analisando-se os dados dos ensaios, observa-se que os valores de índices esclerométricos para pilares externos variaram de 45,4 a 60,5; para pilares internos, de 44,5 a 59,0; para vigas internas, de 47,4 a 57,2 e para vigas externas variam de 41,5 a 55,7. Em geral, os valores dos índices esclerométricos dos elementos ensaiados tiveram valores próximos, considerando a sua taxa de variação. Observa-se que os valores para pilares externos foi um pouco superior do que os valores para pilares internos, o que pode ser explicado pelo efeito da carbonatação do concreto de tais elementos externos, já que tal fenômeno aumenta a dureza superficial do elemento, como já foi explicado anteriormente.

Já para as vigas, os valores de índice esclerométrico para vigas internas foi um pouco superior do que os para vigas externas, contrariando os resultados esperados. Destaca-se que onze pilares externos foram analisados, seis pilares internos, seis vigas externas e cinco vigas internas. O pilar interno que apresentou o menor índice esclerométrico faz parte da estrutura de ampliação do DECiv. Os índices esclerométricos das vigas das escadas apresentam, em média, valores superiores à média das outras vigas.

Em relação aos elementos, pilares e vigas, a taxa de variação dos valores obtidos não foi muito alta, destacando-se que a resistência do concreto de projeto foi a mesma (15 MPa) para todos os elementos.

Ensaio N° 1 - P96 L				Ensaio N° 2 - P96 O				Ensaio N° 3 - P95 L				Ensaio N° 4 - P91 L			
50	49	48	50	50	54	51	47	58	59	56	58	62	62	60	59
45	54	50	46	50	54	51	48	59	58	58	60	60	60	60	58
46	54	52	51	55	47	54	52	58	60	59	60	60	57	62	64
46	53	51	48	45	52	50	60	59	58	56	58	61	62	61	60
IE = 49,87				IE = 51,07				IE = 58,38				IE = 60,5			
Ensaio N° 5 - P78 O				Ensaio N° 6 - Pdema L				Ensaio N° 7 - P39 O				Ensaio N° 8 - P80 L			
58	59	55	64	55	55	52	56	56	56	55	58	56	58	57	58
56	60	59	59	58	54	57	56	56	54	53	57	57	56	58	58
59	57	57	56	52	53	54	54	56	54	56	57	59	56	56	58
56	58	58	58	50	56	54	54	55	58	56	56	58	56	57	56
IE = 58,06				IE = 54,38				IE = 55,81				IE = 57,13			
Ensaio N° 9 - P82 N				Ensaio N° 10 - P82 L				Ensaio N° 11 - P84 L				Ensaio N° 12 - Vescada1 S			
60	56	64	62	59	62	56	60	42	46	45	45	46	44	48	48
60	58	58	58	59	61	60	59	48	51	44	45	44	52	44	46
62	60	59	60	59	62	59	58	44	46	49	47	47	48	46	50
60	60	60	62	60	64	60	61	42	46	48	44	48	52	56	53
IE = 59,94				IE = 59,94				IE = 45,40				IE = 47,36			
Ensaio N° 13 - Vescada2 O				Ensaio N° 14 - V16 L				Ensaio N° 15 - Vescada3 N				Ensaio N° 16 - Vescada4 O			
52	44	48	46	56	54	48	54	47	50	48	56	52	56	50	52
52	42	48	49	52	45	56	62	49	58	50	60	54	50	52	52
51	45	54	46	56	52	58	54	44	55	50	54	54	49	56	46
50	50	48	46	56	54	54	58	56	45	55	54	55	53	49	51
IE = 48,21				IE = 54,92				IE = 52,00				IE = 52,33			
Ensaio N° 17 - Vescada5 S				Ensaio N° 18 - P64 L				Ensaio N° 19 - P92 S				Ensaio N° 20 - Pexp S			
50	62	60	54	59	60	58	59	57	49	52	56	46	44	46	44
58	60	56	60	54	56	60	54	53	50	55	52	42	42	42	36
53	58	56	57	51	56	54	52	48	54	51	58	46	36	48	50
57	56	58	53	56	58	54	59	54	54	58	55	44	46	46	43
IE = 57,20				IE = 56,25				IE = 53,87				IE = 44,54			
Ensaio N° 21 - V15 O				Ensaio N° 22 - V3 S				Ensaio N° 23 - P85 L				Ensaio N° 24 - P87 O			
40	38	36	42	50	40	46	47	60	60	62	59	58	58	56	57
45	36	48	40	44	45	46	47	59	58	58	58	57	57	60	58
45	38	46	40	44	52	40	46	58	58	60	60	57	56	58	56
43	42	46	44	49	41	48	47	58	60	57	59	56	56	62	56
IE = 41,55				IE = 46,58				IE = 59,00				IE = 57,38			
Ensaio N° 25 - V14 L				Ensaio N° 26 - V8 O				Ensaio N° 27 - Vescada6 N				Ensaio N° 28 - P90 L			
44	46	43	40	45	42	47	45	58	54	57	54	54	52	47	50
38	42	45	45	44	45	42	44	52	50	58	56	49	52	48	58
46	43	43	42	47	46	44	45	55	57	55	48	48	54	47	48
40	44	46	45	45	45	46	44	58	56	55	55	49	50	49	48
IE = 43,60				IE = 44,75				IE = 55,71				IE = 49,67			

Figura 11: Quadro de resumo do ensaio esclerométrico 1

4.3. Determinação da resistência à compressão a partir do índice esclerométrico

Para a obtenção dos valores de resistência à compressão dos elementos estruturais ensaiados a partir dos índices esclerométricos medidos, foi utilizada a curva de correlação do aparelho, que é fornecida pelo fabricante do equipamento.

Apresenta-se a seguir uma tabela resumo (Tabela 2), que relaciona os ensaios com os respectivos elementos estruturais, o ambiente em que se encontra e o valor da resistência à compressão obtida através da curva de correlação do aparelho.

Para melhor compreensão e análise dos resultados obtidos, optou-se por analisar separadamente os elementos estruturais de acordo com o ambiente em que está inserido, apresentando-se as Tabelas 3, 4, 5 e 6). A Tabela 4 possui uma linha em vermelho, pois tal valor de resistência à compressão encontrando foi desconsiderado para o cálculo da média das resistências, isso porque foi identificada uma camada de revestimento no elemento estrutural, o que poderia comprometer a veracidade do resultado.

Tabela 2 - Tabela resumo que relaciona a resistência à compressão obtida com os índices esclerométricos.

Nº do ensaio	Elemento	Face ensaiada	Ambiente	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]
1	Pilar P96	Leste	Externo	49,9	61
2		Oeste		51,1	63
3	Pilar P95	Leste	Externo	58,4	75
4	Pilar P91	Leste	Externo	60,5	79
5	Pilar P78	Oeste	Externo	58,1	75
6	Pilar PDema	Leste	Externo	54,4	68
7	Pilar P39	Oeste	Externo	55,8	71
8	Pilar P80	Leste	Externo	57,1	73
9	Pilar P82	Norte	Externo	59,94	78
10		Leste		59,94	78
11	Pilar P84	Leste	Externo	45,4	53
12	Viga Vescada1	Sul	Interno	47,36	56
13	Viga Vescada2	Oeste	Interno	48,21	58
14	Viga V16	Leste	Interno	54,92	69
15	Viga Vescada3	Norte	Externo	52	64
16	Viga Vescada4	Oeste	Interno	52,33	65
17	Viga Vescada5	Sul	Interno	57,2	73
18	Pilar P64	Leste	Interno	56,25	72
19	Pilar P92	Sul	Interno	53,87	68
20	Pilar Pexp	Sul	Interno	44,54	51
21	Viga V15	Oeste	Externo	41,55	45
22	Viga V3	Sul	Externo	46,58	55
23	Pilar P85	Leste	Interno	59	75
24	Pilar P87	Oeste	Interno	57,38	73
25	Viga V14	Leste	Externo	43,6	49
26	Viga V8	Oeste	Externo	44,75	51
27	Viga Vescada6	Norte	Externo	55,71	71
28	Pilar P90	Leste	Interno	49,7	60

Ressalta-se que nas Tabelas apresentadas a seguir, há uma coluna que indica a existência de carbonatação superficial nos elementos, detectada nos ensaios esclerométricos.

Tabela 3 - Tabela resumo de pilares externos.

Tabela resumo de pilares EXTERNOS					
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Carbonatação superficial	OBS
1	P96	49,9	61	-	antigo
2	P96	51,1	63	-	antigo
3	P95	58,4	75	-	antigo
4	P91	60,5	79	-	antigo
5	P78	58,1	75	0	antigo
6	Pdema	54,4	68	-	antigo
7	P39	55,8	71	sim	antigo protegido
8	P80	57,1	73	sim heterogêneo	antigo
9	P82	59,9	78	0	antigo
10	P82	59,9	78	-	antigo
11	P84	45,4	53	sim	antigo

Tabela 4 - Tabela resumo de pilares internos.

Tabela resumo de pilares INTERNOS					
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Carbonatação superficial	OBS
18	P64	56,3	72	-	antigo
19	P96	53,9	68	-	antigo
20	P _{exp}	44,5	51	-	novos
23	P85	59,0	75	-	antigo
24	P87	57,4	75	-	antigo
28	P90	49,7	60	-	novos

Tabela 5 - Tabela resumo de vigas externas.

Tabela resumo de vigas EXTERNAS					
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Carbonatação superficial	OBS
15	Vescada3	52,0	64	sim	novos
21	V15	41,6	45	-	antigo
22	V3	46,6	55	-	antigo
25	V14	43,6	49	-	antigo
26	V8	44,8	51	-	antigo
27	Vescada6	55,7	71	-	antigo

Tabela 6 - Tabela resumo de vigas internas.

Tabela resumo de vigas INTERNAS					
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Carbonatação superficial	OBS
12	Vescada1	47,4	56	-	antigo
13	Vescada2	48,2	58	sim	antigo
14	V16	54,9	69	sim	antigo
16	Vescada4	52,3	65	0	novos
17	Vescada5	57,2	73	0	novos

As Tabelas de 3 a 6 resumem significativamente os resultados obtidos com os ensaios, tanto esclerométricos quanto colorimétricos, indicando a resistência à compressão obtida com a curva de correlação, se há ou não carbonatação (indicados com sim ou zero, visto que as células preenchidas com um traço não houve a realização do ensaio colorimétrico), o ambiente inserido e se o elemento ensaiado é antigo, proveniente da obra de 1982 ou foi construído na expansão do departamento, realizada em meados dos anos 2000. Observa-se que os valores de resistência à compressão obtidos a partir do índice esclerométrico foram extremamente altos para todos os elementos. Os valores para pilares externos variaram de 53 MPa a 79 MPa; para pilares internos, de 51 MPa a 75 MPa; para vigas internas, de 56 MPa a 73 MPa e para vigas externas variam de 45 a 71 MPa.

4.4. Análise dos resultados considerando efeitos da carbonatação, idade do concreto e desvio padrão

Neste tópico, foi feita uma análise dos resultados obtidos levando em consideração os fatores que podem influenciar no resultado dos ensaios esclerométricos. Os fatores principais considerados são a carbonatação e a idade avançada dos elementos ensaiados, além do desvio padrão que deve ser considerado ao comparar com o f_{ck} de projeto, devido às condições de produção do concreto. Devido ao efeito da carbonatação superficial dos elementos, tendo como base a NBR 7584:2012, elementos carbonatados podem ter resultados de esclerometria superestimados em mais de 50% do seu real valor. No presente trabalho, o valor considerado para a obtenção dos valores corretos de resistência do concreto foi de 50%, e os novos valores calculados podem ser vistos nas tabelas a seguir, também foi considerado, para efeito de análise, que todos os elementos estruturais ensaiados possuíam alguma influência em sua dureza superficial, devido o fenômeno da carbonatação. Para considerar o aumento da resistência do concreto pelo efeito da idade, foi utilizada a equação 1, descrita na revisão bibliográfica. Os cálculos que serão feitos a seguir, para a determinação da resistência à compressão média do concreto na idade atual, será considerado o CP-II, cimento que é comumente utilizado na região de São Carlos.

Utilizando a equação 1, considerando o cimento CP-II com valor s de 0,25, o j , em dias, equivalente a 33 anos (12045 dias), o $f_{c,28}$ como 15 MPa, obtém-se o valor de $f_{c,j}$ equivalente a 19,03 MPa. Assim, o aumento de resistência obtido ao longo dos 33 anos de construção da estrutura foi de aproximadamente 27%.

Outro fator a ser considerado para a presente análise é o desvio padrão existente devido às condições de preparo do concreto. Para efeito de análise deste relatório, considerou-se a condição de preparo B, segundo a NBR 12655:2015, que é aplicável para concretos de classe C10 até C25, e o desvio padrão a ser considerado é de 5,5 MPa. Levando em consideração o efeito da carbonatação superficial e também a idade avançada da edificação, obteve-se uma nova tabela, com novos valores de resistência à compressão para cada elemento estrutural ensaiado. A Tabela possui uma linha em vermelho, em que novamente este valor foi descartado.

Ressalta-se os coeficientes de correção utilizados para a obtenção dos valores de resistência à compressão nas Tabelas de 7 a 10, sendo de 50% para o efeito da carbonatação superficial e 27% para o aumento de resistência devido a idade do concreto.

Tabela 7 - Tabela resumo com os pilares externos e suas respectivas resistências à compressão considerando os efeitos de carbonatação e idade do concreto.

Tabela resumo de pilares EXTERNOS								
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Coeficiente de correção devido à carbonatação superficial	Resistência à compressão corrigida devido à carbonatação [MPa]	Coeficiente de correção devido à idade do concreto	Resistência à compressão corrigida devido à idade [MPa]	Resultado devido a junção dos dois efeitos [MPa]
1	P96	49,9	61	50%	31	27%	45	22
2	P96	51,1	63		32		46	23
3	P95	58,4	75		38		55	27
4	P91	60,5	79		40		58	29
5	P78	58,1	75		38		55	27
6	Pdema	54,4	68		34		50	25
7	P39	55,8	71		36		52	26
8	P80	57,1	73		37		53	27
9	P82	59,9	78		39		57	28
10	P82	59,9	78		39		57	28
11	P84	45,4	53		27		39	19

Tabela 8 - Tabela resumo com os pilares internos e suas respectivas resistências à compressão considerando os efeitos de carbonatação e idade do concreto.

Tabela resumo de pilares INTERNOS								
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Coefficiente de correção devido à carbonatação superficial	Resistência à compressão corrigida devido à carbonatação [MPa]	Coefficiente de correção devido à idade do concreto	Resistência à compressão corrigida devido à idade [MPa]	Resultado devido a junção dos dois efeitos [MPa]
18	P64	56,3	72	50%	36	27%	53	26
19	P96	53,9	68		34		50	25
20	P _{exp}	44,5	51		25,5		37	19
23	P85	59,0	75		37,5		55	27
24	P87	57,4	75		37,5		55	27
28	P90	49,7	60		30		44	22

Tabela 9 - Tabela resumo com as vigas externas e suas respectivas resistências à compressão considerando os efeitos de carbonatação e idade do concreto.

Tabela resumo de vigas EXTERNAS								
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Coefficiente de correção devido à carbonatação superficial	Resistência à compressão corrigida devido à carbonatação [MPa]	Coefficiente de correção devido à idade do concreto	Resistência à compressão corrigida devido à idade [MPa]	Resultado devido a junção dos dois efeitos [MPa]
15	Vescada3	52,0	64	50%	32	27%	47	23
21	V15	41,6	45		22,5		33	16
22	V3	46,6	55		27,5		40	20
25	V14	43,6	49		24,5		36	18
26	V8	44,8	51		25,5		37	19
27	Vescada6	55,7	71		35,5		52	26

Tabela 10 - Tabela resumo com as vigas internas e suas respectivas resistências à compressão considerando os efeitos de carbonatação e idade do concreto.

Tabela resumo de vigas INTERNAS								
Nº do Ensaio colorimétrico	Nomenclatura Planta Baixa	Índice Esclerométrico	Resistência à compressão [MPa]	Coefficiente de correção devido à carbonatação superficial	Resistência à compressão corrigida devido à carbonatação [MPa]	Coefficiente de correção devido à idade do concreto	Resistência à compressão corrigida devido à idade [MPa]	Resultado devido a junção dos dois efeitos [MPa]
12	Vescada1	47,4	56	50%	28	27%	41	20
13	Vescada2	48,2	58		29		42	21
14	V16	54,9	69		34,5		50	25
16	Vescada4	52,3	65		32,5		47	24
17	Vescada5	57,2	73		36,5		53	27

As Tabelas de 8 a 11 resumem significativamente os resultados obtidos com os ensaios esclerométricos, relacionando o tipo de elemento estrutural ensaiado, sua localização quanto ambiente interno ou externo, sua respectiva nomenclatura relacionada com a planta baixa e indica a resistência à compressão obtida com a curva de correlação. Observa-se que os valores de resistência à compressão obtidos a partir do índice esclerométrico foram extremamente altos para todos os elementos, e para que isso fosse corrigido permitindo uma melhor análise dos resultados, foram utilizados coeficientes de correção devido à carbonatação superficial dos elementos e também pela idade avançada do concreto ensaiado.

Os valores para pilares externos considerando os coeficientes de correção variaram de 19 MPa a 29 MPa; para pilares internos, de 22 MPa a 27 MPa; para vigas internas, de 20 MPa a 27 MPa e para vigas externas variam de 16 a 26 MPa. Conclui-se dos ensaios, que os índices esclerométricos obtidos foram em geral bastante elevados, obtendo valores de resistência à compressão extremamente altos. Porém, alguns fatores devem ser considerados na análise dos resultados, como a idade do concreto ensaiado e a presença da carbonatação, ao menos superficial, também devido à idade elevada da estrutura. Assim, tais coeficientes de correção foram implementados aos resultados, permitindo uma melhor análise dos mesmos. Vale ressaltar, que apesar da existência de tais coeficientes de correção, para que os resultados fossem ainda mais precisos, seria necessária a criação das curvas de correlação para a utilização do esclerômetro, sendo essa específica para os materiais constituintes utilizados na confecção dos concretos. Com os resultados da média da

resistência à compressão dos elementos ensaiados, pode-se ainda levar em conta o desvio padrão de 5,5 MPa, devido às condições de preparo do concreto, segundo a NBR 12655:2015, obtendo os seguintes resultados.

Tabela 11 - Média da resistência à compressão considerando o desvio padrão.

Elemento	Ambiente	Média da resistência à compressão [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Menor valor [MPa]	Maior valor [MPa]
Pilar	Interno	25,4	5,5	19,9	30,9
Pilar	Externo	25,5		20,0	31,0
Viga	Interno	20,3		14,8	25,8
Viga	Externo	23,4		17,9	28,9

Como uma análise geral dos resultados, esperava-se que os elementos externos tivessem maior resistência à compressão, devido maior influência do efeito da carbonatação na dureza superficial, o que ocorreu levando em consideração os resultados das vigas internas e externas, observados na Tabela em que média da resistência à compressão das vigas externas é superior ao das vigas internas. Quanto ao resultado dos pilares, houve pequena diferença de resultado, comparando a média dos pilares internos e externos, podendo considerar suas médias praticamente iguais, contrariando as expectativas. Com a consideração de tais coeficientes de correção e também do desvio padrão devido às condições de produção do concreto, obtiveram-se resultados mais próximos da resistência à compressão de projeto de 15 MPa.

5. CONCLUSÕES

Após realização dos ensaios e análise dos resultados obtidos, conclui-se que, apesar da idade da edificação, que é mais de 30 anos, seus elementos estruturais, em geral, apresentam bom estado de conservação. Quanto aos ensaios esclerométricos, pode-se concluir que os valores de resistência à compressão encontrados com a curva de correlação do equipamento, Esclerômetro de Schmidt, são extremamente altos, visto que a resistência à compressão característica de projeto é de 15 MPa para todos os elementos de concreto armado.

Os valores encontrados para os índices esclerométricos para os pilares externos variaram de 45,4 a 60,5, para os pilares internos variaram entre 44,5 e 59,0, para as vigas externas variaram de 41,6 a 55,7 e para as vigas internas variaram de 47,4 a 54,9.

Os valores encontrados de resistência à compressão para os pilares externos variou de 53 MPa até 79 MPa, para os pilares internos variou de 51 MPa até 75 MPa, para as vigas externas teve variação entre 45 MPa e 71 MPa e para as vigas internas variou entre 56 MPa e 73 MPa.

Com a consideração dos coeficientes de correção que estão diretamente ligados com a idade avançada da edificação e também a presença da carbonatação superficial dos elementos, os valores encontrados ficaram mais próximos da resistência de projeto. Para os pilares externos variou de 19 MPa até 29 MPa, para os pilares internos variou de 22 MPa até 27 MPa, para as vigas externas teve variação entre 16 MPa e 26 MPa e para as vigas internas variou entre 20 MPa e 27 MPa. Considerando-se ainda o desvio padrão de 5,5 MPa em relação à média dos valores encontrados, consegue-se um resultado muito próximo do especificado em projeto, concluindo-se que a técnica de esclerometria pode ser utilizada na avaliação superficial de estruturas de concreto. Destaca-se que a grande influência do efeito da carbonatação e também do ganho de resistência com a idade da estrutura de concreto.

Em relação aos ensaios colorimétricos, não houve constância nos resultados, havendo elementos carbonatados em ambientes tanto internos quanto externos. Ainda assim, considerou-se que o concreto dos elementos da edificação estavam carbonatados, influenciando diretamente nos resultados de esclerometria.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Silva, F. G. – *Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos*. Tese (Doutorado) em Ciência e Engenharia de Materiais, USP, São Carlos, 2006.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [2] Andrade, M. – *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. São Paulo: PINI, 1992.
- [3] Evangelista, A. C. J. – *Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaio Não Destrutivos Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. Rio de Janeiro, 2002, 219 p.
- [4] Silva Filho, L. C. P., et al. – *Estudos de caso sobre avaliação de estruturas de concreto através da utilização de ensaios não destrutivos*. Revista ALCONPAT, Volume 1, Número 3, p. 188-200, 2011.
- [5] Pereira, E., Medeiros, M.H.F. – Ensaio de “Pull Off” para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Volume 5, Número 6, p. 757-780, ISSN 1983-4195, 2012.
- [6] Malhotra, V. M. - “In Situ/ Nondestructive Testing of Concrete – A Global Review”, *In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*, Special Publication SP-82, American Concrete Institute, Detroit, 1984, pp. 1-16.
- [7] Bungey, J. H. *The Testing of Concrete in Structures*, 2 Ed., London, 1989, Surrey University Press.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). – *Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio*. NBR 7584. Rio de Janeiro, 2012.
- [9] American Concrete Institute (ACI). – *Nondestructive Test for Evaluation of Concrete in Structures*. ACI 228.2R-2-98. 1998 (Reapproved 2004).
- [10] British Standard Institution, BS 1881: Part 201. – *Guide to the use of non-destructive methods of test for hardened concrete*. London, 1986.
- [11] British Standard Institution, BS 1881: Part 202. – *Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer*. London, 1986.
- [12] Neville, A. M., Brooks, J. J. - *Tecnologia do Concreto*, 2ª Edição, Porto Alegre, 2013, p. 117-118.
- [13] Silva Filho, L. C. P., Helene, P. – *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, 2011, cap.32, p. 1129-1174.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [15] Figueiredo, E. P. – “Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto”. *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, v. 2, cap. 27, p 829-855. São Paulo: IBRACON, 2005
- [16] European Committee for Standardization (CEN), EN 13295 - *Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Test methods – Determination of resistance to carbonation*. Bruxelas, 2004.
- [17] International Organization for Standardization. ISO 1920:2015 – *Testing of concrete – Part 12: Determination of carbonation resistance of concrete – Accelerated carbonation method*. Genebra, 2015.
- [18] BAROGHEL-BOUNY, V., et al. – “A durabilidade das armaduras e do concreto de cobertura”. *Durabilidade do Concreto – Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente*. Volume 1, cap. 9, p. 257-326. São Paulo: IBRACON, 2014.



**VARIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA SUPERFICIAL DO CONCRETO EM
CORPOS DE PROVA ARMADOS E NÃO ARMADOS**

A. S. MOURÃO

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
andrezasmourao@gmail.com

A. D. FONTENELE

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
afontenele38@gmail.com

L. F. MARTINS

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
leniisemartins_@hotmail.com

O. M. CORDEIRO

Acadêmica em Engenharia Civil
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
oliviakordeiro@hotmail.com

A. G. DIÓGENES

Professora Mestre
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
aldeciragd@yahoo.com.br

C. M. M. PASCHOAL

Professora Doutora
Universidade Estadual Vale do Acaraú
Ceará; Brasil
cynthiam.paschoal@gmail.com

RESUMO

A resistividade elétrica está intimamente ligada à velocidade de propagação da corrosão nas armaduras e ao processo de degradação de armaduras, uma manifestação patológica frequentemente encontrada nas estruturas de concreto. Este ensaio é não-destrutivo e geralmente utiliza-se o método de Wenner, conhecido como dos quatro eletrodos, para as medições. No Brasil inexistente uma norma específica para ensaios de resistividade elétrica superficial (RES) e não há uma uniformização nacional de procedimentos. Este trabalho teve o objetivo de estudar a variação da resistividade elétrica superficial do concreto em corpos-de-prova armados e não armados, a fim de analisar e quantificar os resultados dos ensaios, com o intuito de contribuir com a elaboração de uma norma nacional. Para isso, foram confeccionadas três séries de concreto convencionais: sem armadura (referencial), com disposição da armadura em paralelo e cruzada. A resistividade elétrica foi analisada nas idades de 7, 28, 56, 91, 119 e 147 dias. Os resultados obtidos mostraram que a armadura interfere de forma significativa nos valores de resistividade elétrica. Quanto à disposição da armadura, observou-se que a disposição em paralelo apresentou valores de resistividade elétrica superiores aos dos concretos não-armados, enquanto a armadura cruzada apresentou valores menores do que os referenciais. Por outro lado, observou-se que a curva da resistividade elétrica em função da idade apresenta a mesma tendência, podendo-se aplicar um fator de correção quando necessário. Desta forma, percebe-se a importância de conhecer a influência da armadura na leitura da resistividade para que possa ser feita uma correta análise sobre a probabilidade de corrosão das estruturas.

Palavras-chave: Resistividade elétrica, corrosão das armaduras, concreto.

ABSTRACT

The electric resistivity is closely connected to the speed propagation of corrosion on armor and to the armor process of degradation, a pathological manifestation often found on concrete structures. This test is not-destructive and usually is used the Wenner's method, known as the four electrodes, for measurements. In Brazil does not exist a specific norm to superficial electric resistivity tests (SER) and there is not a national standardization of proceedings. This work has the objective of study the variation of the superficial electric resistivity of concrete in proof bodies armed and non-armed, to analyze and quantify the tests results, in order to contribute with an elaboration of a national norm. For this, were made three series of conventional concrete: no armor (referential), with disposal of armor in crusade and parallel. The electric resistivity was analyzed at ages of 7, 28, 56, 91, 119 and 147 days. The results showed that the armor interfere in a significant form at the values of electric resistivity. As the disposal of armor, it was observed that the disposal in parallel showed values of electrical resistivity higher than the non-armed concretes, while the crusade armor showed lower values than the referential. However, it was observed that the electric resistivity's curve in function of the age shows the same tendency, so it can apply a correction factor when necessary. Thus, it is realized the significance of understand the armor influences on the resistivity reading for it can be made a correct analysis about the probability of the structures corrosion.

Keywords: electric resistivity, armor corrosion, concrete.

1. INTRODUÇÃO

O concreto convencional, quando sujeito a alguns agentes patológicos, tem sua durabilidade reduzida ou até mesmo sua estabilidade estrutural lesada. Um dos problemas enfrentados com o concreto é a corrosão precoce da armadura que, segundo Santos (2006 apud AHMAD, 2003) [1], é uma das causas mais comuns de prejuízos físicos à estrutura. Além de também exigir altos gastos para a reparação da construção. Por isso, o interesse em buscar, através de novos estudos, estruturas de concretos mais duráveis motiva propostas para avaliar o processo de corrosão e tentar aumentar a vida útil das estruturas.

Vem desta constatação, a importância do estudo da resistividade elétrica no concreto, pois como afirma Santos (2006 apud Cascudo, 1997) [2], a resistividade elétrica do concreto, juntamente com o acesso de oxigênio à armadura constituem os dois elementos principais controladores do processo eletroquímico que gera o fenômeno da corrosão de armaduras. Dessa forma, a velocidade de corrosão do aço no concreto depende muito da resistividade elétrica ou, por outro lado, da condutividade elétrica do eletrólito (fase líquida do concreto). No entanto, alguns fatores podem influenciar na correta leitura da resistividade elétrica de uma estrutura e, no Brasil, este ensaio ainda não é normatizado.

Este trabalho tem o objetivo de estudar a variação da resistividade elétrica superficial do concreto em corpos-de-prova armados (com diferentes disposições das barras de aço) e não armados, a fim de analisar e quantificar os resultados dos ensaios, com o intuito de obter novos dados que de alguma forma possam contribuir com a elaboração de uma norma nacional brasileira de resistência elétrica superficial no concreto.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

2.1.1 Cimento

O cimento utilizado foi o CP II Z 32 RS (CP - Cimento Portland; II- Composto; Classe 32-Resistência 32 MPa; RS - Resistência a Sulfatos), um dos mais utilizados na região Norte do Ceará. Segundo as especificações do fabricante é composto de clínquer (calcário e argila) e pozolana e possui área específica de Blaine de 4587 cm²/g. As Tabelas 1 e 2 expõem algumas especificações e características desse cimento.

Tabela 1 - Teor de cada composto do CP II Z 32 RS utilizado (Fonte: Fabricante, 2015).

	Teor de composto, %, CP II Z 32 RS							
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CaSO ₄	CaO liv	MgO	Perda ao fogo
Valor médio	42	58	6	18	3,9	0,8	4	1,9

Tabela 2 - Características do CP II Z 32 RS utilizado (Fonte: Fabricante, 2015).

Características			
ITEM	RESULTADO	ITEM	RESULTADO
Perda ao fogo – PF	5,66%	Óxido de Cálcio	1,45%
Óxido de Magnésio - MgO	3,04%	Área específica (Blaine)	4587 cm ² /g
Anidrido Sulfúrico – SO ₃	2,90%	Massa específica	3,015 g/cm ³
Resíduo Insolúvel - RI	12,00%	Expansibilidade de Le Chatelier – a quente	0,2 mm
Equivalente Alcalino em Na ₂ O	1,05%		

2.1.2 Agregados

Foram utilizados como agregado graúdo o de origem basáltica (facilmente encontrado em todo Brasil), que apresenta massa específica igual a $2,27 \text{ g/cm}^3$ e tem absorção de 1,1%, tendo sua classificação quanto ao diâmetro máximo de 9,5 mm. O agregado miúdo utilizado foi areia média, com módulo de finura de 2,67 e massa específica de $2,59 \text{ g/cm}^3$. A Figura 1 descreve a curva granulométrica do agregado graúdo (a) e miúdo (b). Os dados foram obtidos seguindo a NBR NM 248/03 [3] (Determinação da composição granulométrica). A Tabela 3 apresenta os dados do ensaio de caracterização dos agregados, que seguiu as normas NBR NM 52/09 [4]; NBR NM 53/03 [5].

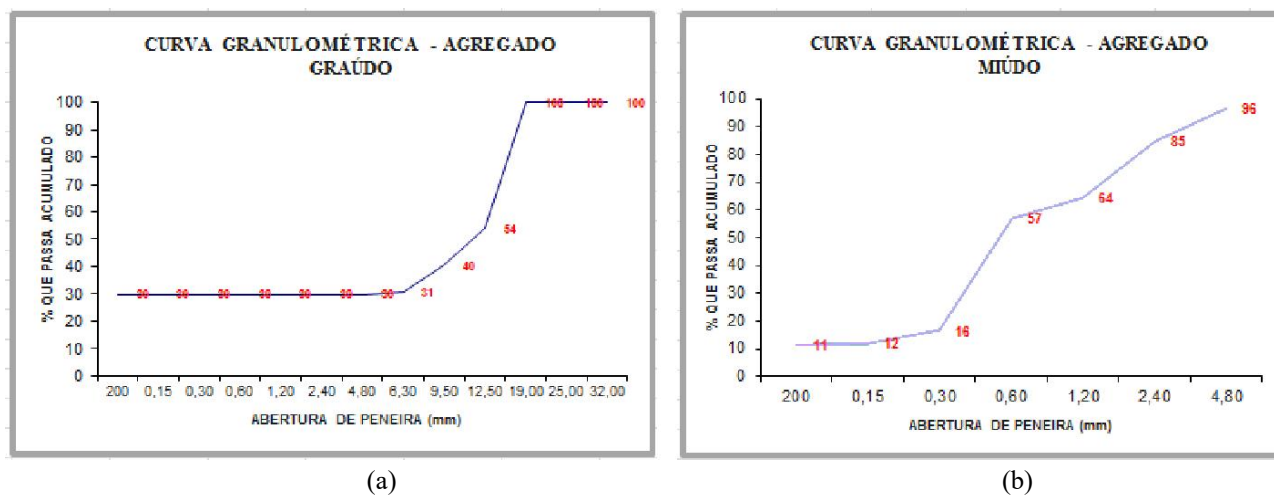


Figura 1: Curva granulométrica. (a) do agregado graúdo; (b) do agregado miúdo.

Tabela 3 - Dados dos ensaios de caracterização do agregado graúdo e miúdo.

Agregado	Ensaio	Resultado
GRAÚDO	Massa Unitária Compactada	$1360,0 \text{ kg/m}^3$
	Massa Unitária Solta	$1471,7 \text{ kg/m}^3$
	Massa Específica	$2,27 \text{ g/cm}^3$
MIÚDO	Massa Unitária Compactada	$1596,7 \text{ kg/m}^3$
	Massa Unitária Solta	$1496,6 \text{ kg/m}^3$
	Massa Específica	$2,59 \text{ g/cm}^3$

2.1.3 Água

Foi utilizada para execução do concreto, água proveniente da rede pública de abastecimento da cidade de Sobral.

2.1.4 Aditivo Plastificante

Foi utilizado um aditivo superplastificante líquido, de pega normal de terceira geração, compatível com a maioria dos cimentos. Com densidade de $1,09 \text{ g/cm}^3$, adicionado em 0,006 em relação ao peso do aglomerante.

2.1.5 Fios condutores

Foram utilizados fios rígidos de cobre com espessura de 6mm, e 8 cm de comprimento com as extremidades expostas (desencapadas), sendo a superior com 1 cm e a inferior com 2 cm. Figura 2.



Figura 2: Fios de cobre pronto para serem fixados nos corpos de prova.

2.1.6 Armadura

A armadura utilizada foi feita com barras de aço CA 50 com 12,5 mm de diâmetro, foram adotados os comprimentos de 14 e 21 centímetros, ficando 2 cm exposto de cada lado do corpo de prova. A Figura 3 mostra as armaduras fixadas nos corpos de prova. O diâmetro da armadura pode gerar alteração nos resultados, tendo em vista que pode influenciar na condução das linhas de corrente. Um estudo em paralelo a este está avaliando esta variação.

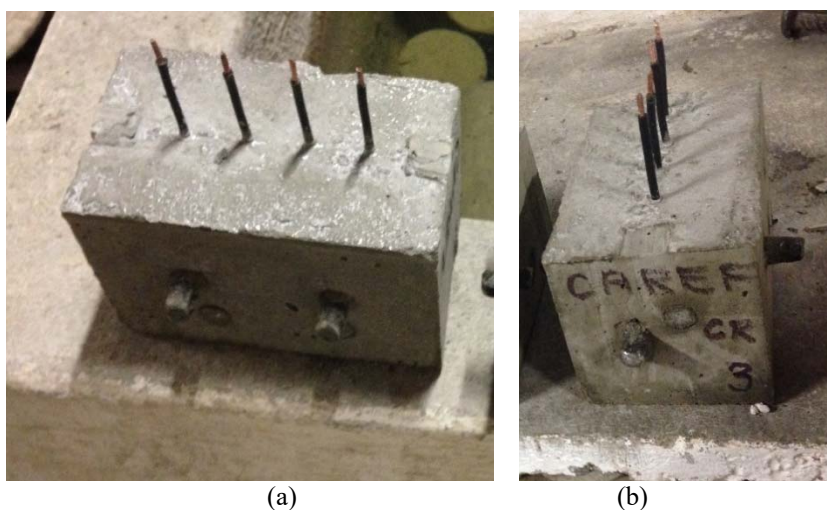


Figura 3: Corpos de prova após desmoldados. (a) CAREF – PA ; (b) CAREF CR.

2.2 Métodos

2.2.1 Dosagem e fabricação do concreto

O traço, realizado previamente à produção dos concretos e utilizando os dados da caracterização dos materiais descritos no item 2.1.2, está exposto na Tabela 4.

Tabela 4: Traço em massa do Concreto Referencial.

	Traço Unitário				
	Cimento	Brita	Areia	Aditivo	Água
Valor unitário	1	1,93	1,023	0,006	0,5

Foram confeccionadas as seguintes séries de concreto, seguindo as recomendações da NBR 5738/15 [6]: referenciais sem armadura (CAREF); com as barras paralelas (CAREF - PA) entre si; com as armaduras cruzadas ortogonalmente (CAREF - CR). Os corpos-de-prova foram desmoldados 24 horas após sua moldagem e mantidos em cura por imersão em água saturada de cal (cura úmida).

Os materiais, já separados, foram colocados na seguinte ordem: o agregado graúdo, 1/3 da água, agregado miúdo, mais 1/3 da água, cimento, aditivo superplastificante, e o restante da água.

A Figura 4 mostra o processo de fabricação, desde os materiais separados e pesados até a moldagem dos corpos de prova prismáticos.



(a)



(b)

Figura 4: (a) Materiais separados e pesados; (b) Moldagem dos corpos-de-provas prismáticos..

2.2.2. Produção dos corpos de prova (CPs)

Para as três série de concreto foram feitos CPs prismáticos com dimensões de 10x10x17 cm, cada um com os fios de cobre colocados a 4 cm das bordas e espaçados em 3 cm. A extremidade do fio fixada no concreto foi a desencapada em 2 cm e enterrada com a profundidade de 2 cm, deixando para fora 6 cm do fio, sendo 1 cm da extremidade superior desencapada. Para os CPs armados, o cobrimento das armaduras foi de 3 cm, seguindo a norma NBR 6118/14 [7] . A Figura 5 mostra as vistas longitudinal e transversal de cada corpos de provas.

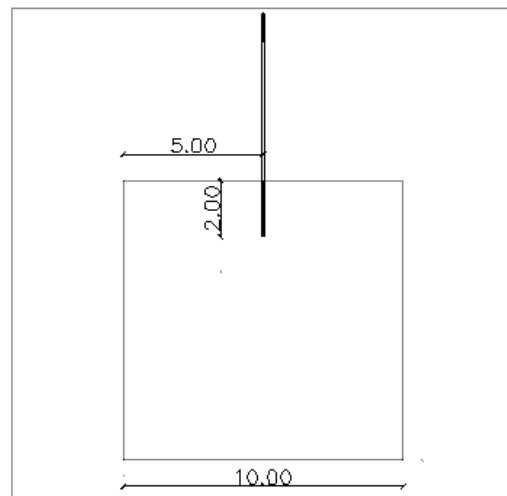
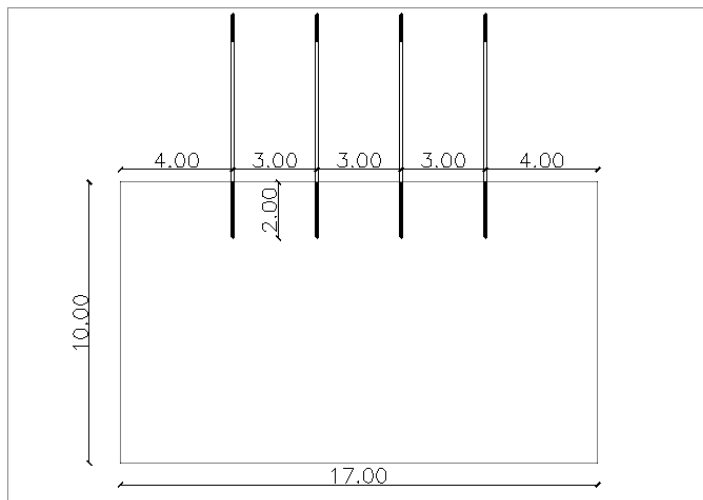


Figura 5 (a): Vista longitudinal do CP CREF à direita e Vista transversal à esquerda.

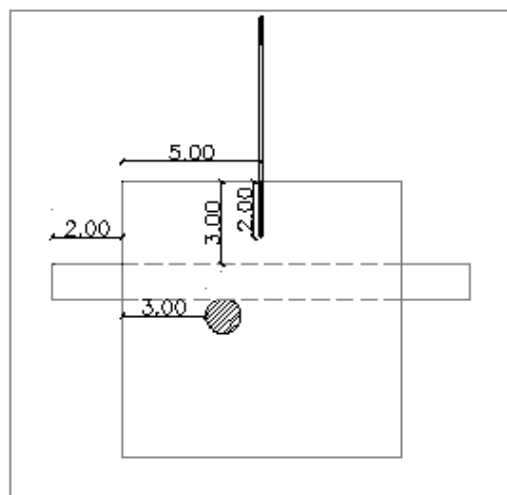
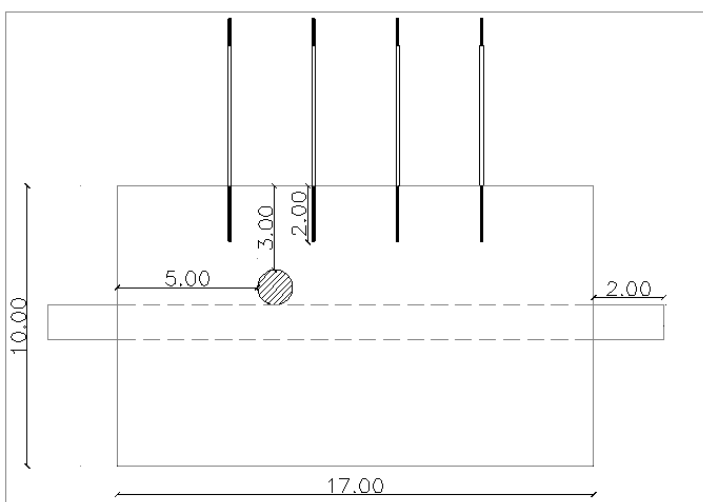


Figura 5 (b): Vista longitudinal do CP CAREF CR à direita e Vista transversal à esquerda.

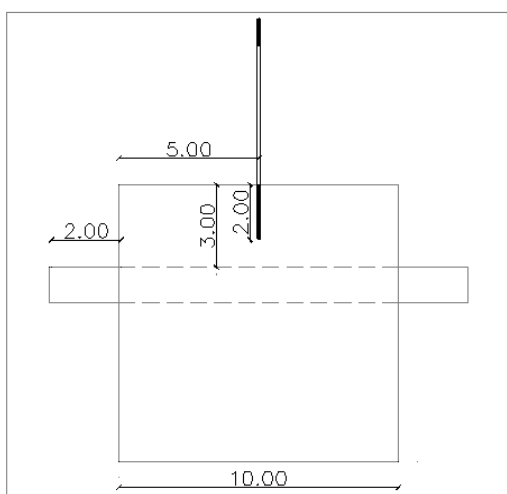
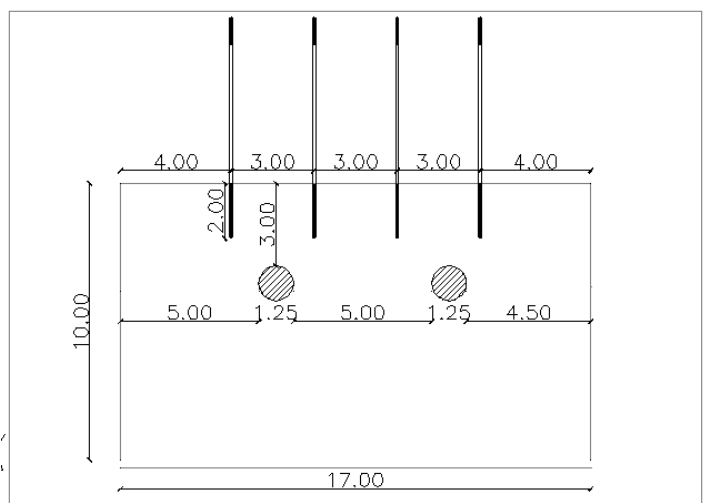


Figura 5 (c): Vista longitudinal do CP CAREF PA à direita e Vista transversal à esquerda.

2.2.3. Ensaios realizados.

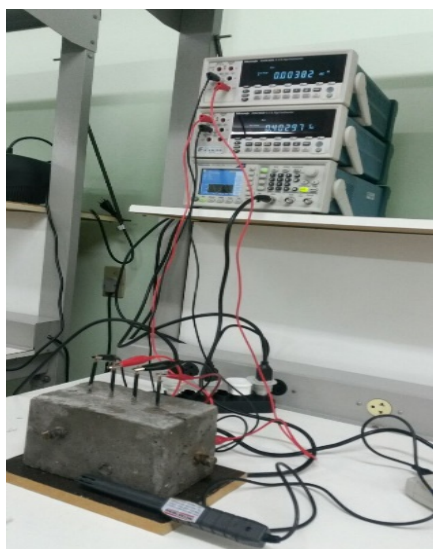
Imediatamente após a produção do concreto foi realizado o ensaio de consistência, o slump test, normalizado pela NBR NM 67/98 [8]. Em seguida, foram moldados os CPs para a realização do ensaio de resistividade elétrica superficial pelo método de Wenner ou dos quatro eletrodos (ASTM G57 (2012)) [9], originalmente utilizado para solos e posteriormente adaptado para o concreto. A Figura 6 mostra o momento do teste de consistência e os CPs já moldados.



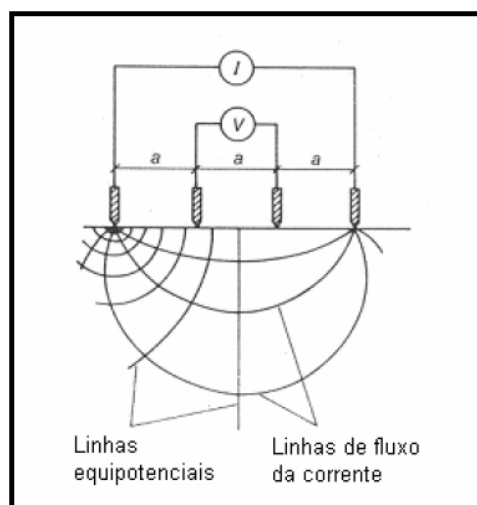
Figura 6: (a) Ensaio de consistência do concreto; (b) Corpos-de-prova prismáticos moldados.

2.2.3.1 Ensaio de resistividade elétrica superficial

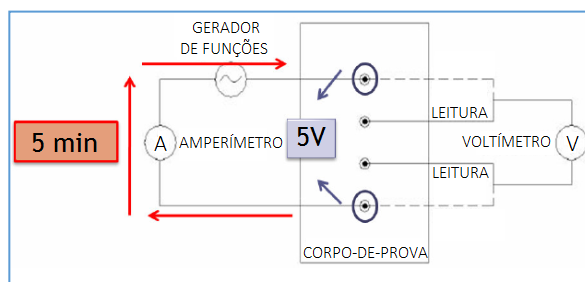
Os ensaios de resistividade elétrica superficial nos corpos-de-prova foram realizados no Laboratório de Eletrônica do Instituto Federal do Ceará de Sobral (IFCE - Sobral). Os equipamentos utilizados no ensaio foram um gerador de funções de corrente alternada e dois multímetros digitais, conforme a Figura 7 (a). Para o ensaio, cada CP prismático foi submetido através dos dois eletrodos mais externos à passagem de uma corrente elétrica alternada de onda senoidal, nas frequências de 10 e 60 Hz, fixada de tal forma que a diferença de potencial entre estes eletrodos fosse de 5,0 V. O corpo-de-prova era mantido nesta condição por 5 min, para estabilização do circuito e, em seguida, eram feitas 4 leituras, com intervalos de 1 min, da corrente passante entre os eletrodos externos e da diferença de potencial entre os eletrodos internos. A Figura 7 (b) mostra uma representação das linhas de fluxo da corrente e das linhas equipotenciais no interior do corpo de prova. E a Figura 7 (c) mostra o esquema de execução do ensaio de resistividade.



(a)



(b)



(c)

Figura 7: (a) Momento do ensaio de resistividade elétrica; (b) Representação das linhas de fluxo da corrente e das linhas equipotenciais (Millard, 1992 apud Santos 2006) [10] e (c) Esquema do circuito de execução do ensaio de resistividade (HOPPE, 2005 [11] – modificado).

Com os valores de corrente e tensão encontrados, a resistividade elétrica foi obtida a partir da Equação 1. A profundidade de penetração dos eletrodos e a distância entre eles estão incluídas no cálculo da resistividade, uma vez que influenciam na leitura.

$$\rho = \frac{4\pi dV}{\left(1 + \frac{2d}{\sqrt{d^2 + 4b^2}} - \frac{d}{\sqrt{d^2 + b^2}}\right)I} \quad (\text{Equação 1})$$

onde:

ρ = resistividade elétrica calculada do concreto, em ohm.cm;

V = diferença de potencial medida, em Volts;

I = corrente medida, em Amperes;

d = distância de separação entre eixos dos eletrodos, em cm;

b = profundidade de penetração dos eletrodos no concreto, em cm.

A Tabela 5 apresenta o critério de avaliação quanto à resistividade estabelecido pelo Comitê Euro-International du Beton (CEB 192, 1988)[12], que pode ser utilizado e que tem sido respeitado no meio técnico-científico.

Tabela 5: Critérios de avaliação da resistividade elétrica (SMITH et al., 2004 apud HOPPE, 2005) [11]. Adaptada.

Resistividade elétrica do concreto - ρ (k Ω .cm)	
Millard, Gowers, Manual do TND com 2 eletrodos e Broomfield (apud SMITH et al., 2004)	Indicação de probabilidade de corrosão
< 5	Muito Alta
5 a 10	Alta
10 a 20	Baixa
> 20	Desprezível

TND = teste não destrutivo

Obs.: Critério de avaliação em conformidade com o CEB 192 (1988)

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistividade Elétrica

Os resultados dos ensaios de resistividade elétrica superficial em função da idade são apresentados na Tabela 6 para as três séries de concretos convencionais (CREF, CAREF PA e CAREF CR) e para as duas frequências (10 e 60 Hz) analisadas. Adotou-se a frequência de 10Hz por ser comum na literatura [13-15], e a de 60 Hz por ser a frequência padrão pela rede elétrica brasileira.

Tabela 6 – Resultados de resistividade elétrica superficial dos concretos CREF, CAREF PA e CAREF CR.

Idade(dias)	RESISTIVIDADE ELÉTRICA (kΩ.cm)					
	10 Hz			60 Hz		
	CREF	CAREF PA	CAREF CR	CREF	CAREF PA	CAREF CR
7	3,44 ± 0,08	4,02 ± 0,18	3,08 ± 0,05	3,32 ± 0,06	4,11 ± 0,14	2,97 ± 0,04
28	4,48 ± 0,08	5,23 ± 0,23	4,01 ± 0,02	4,35 ± 0,11	5,12 ± 0,23	3,95 ± 0,05
56	5,04 ± 0,11	5,87 ± 0,24	4,53 ± 0,11	4,85 ± 0,13	5,66 ± 0,35	4,40 ± 0,35
91	5,60 ± 0,19	6,52 ± 0,18	5,11 ± 0,05	5,41 ± 0,21	6,39 ± 0,19	4,96 ± 0,02
119	5,92 ± 0,12	6,98 ± 0,09	5,40 ± 0,08	5,74 ± 0,11	6,86 ± 0,20	5,23 ± 0,05
147	6,39 ± 0,11	7,49 ± 0,34	5,76 ± 0,13	6,33 ± 0,06	7,28 ± 0,25	5,69 ± 0,11

Na Figura 8, podemos analisar os dados em gráficos. Percebe-se que nas três curvas houve o crescimento na resistividade elétrica com o tempo. Esse aumento na resistividade elétrica é positivo para a durabilidade do concreto, pois quanto maior a resistividade elétrica, menor a probabilidade de corrosão das armaduras, tornando-se assim, um fator determinante na vida útil de uma estrutura. Observa-se também que não houve diferença significativa entre as medições para as duas frequências (10 e 60 Hz).

Ao comparar os concretos, observou-se que a variação na disposição da armadura interfere nos valores de resistividade elétrica. Os concretos com disposição da armadura em paralelo apresentaram valores de resistividade elétrica acima do concreto referencial e os concretos referenciais apresentaram valores acima dos concretos com disposição cruzada da armadura, como mostra a Figura 8. Este comportamento pode ser explicado analisando as linhas de fluxo de corrente da no interior do corpo de prova (Figura 7b). A disposição cruzada apresenta uma barra na mesma direção das linhas de corrente, o que facilita a condução da corrente, gerando uma redução nos valores da resistividade. A disposição em paralelo apresenta barras perpendiculares às linhas de fluxo de corrente, causando uma fuga de parte da corrente que circula entre os eletrodos, diminuindo a condução e, conseqüentemente, aumentando os valores de resistividade. No caso dos concretos não armados, não haveria esta fuga, o que justifica esta série ter apresentado valores abaixo dos CPs em paralelo. Apesar da diferença nos valores da resistividade elétrica devido à presença da armadura, observou-se que a curva da resistividade elétrica em função da idade apresenta a mesma tendência, podendo-se aplicar um fator de correção para que se obtenha os valores verdadeiros da resistividade (sem a presença da armadura). Neste caso, os fatores são: 0,854 para os CPs com disposição em paralelo; e 1,11 para os CPS com disposição cruzada. Assim, aplicando estes fatores as curvas coincidiriam.

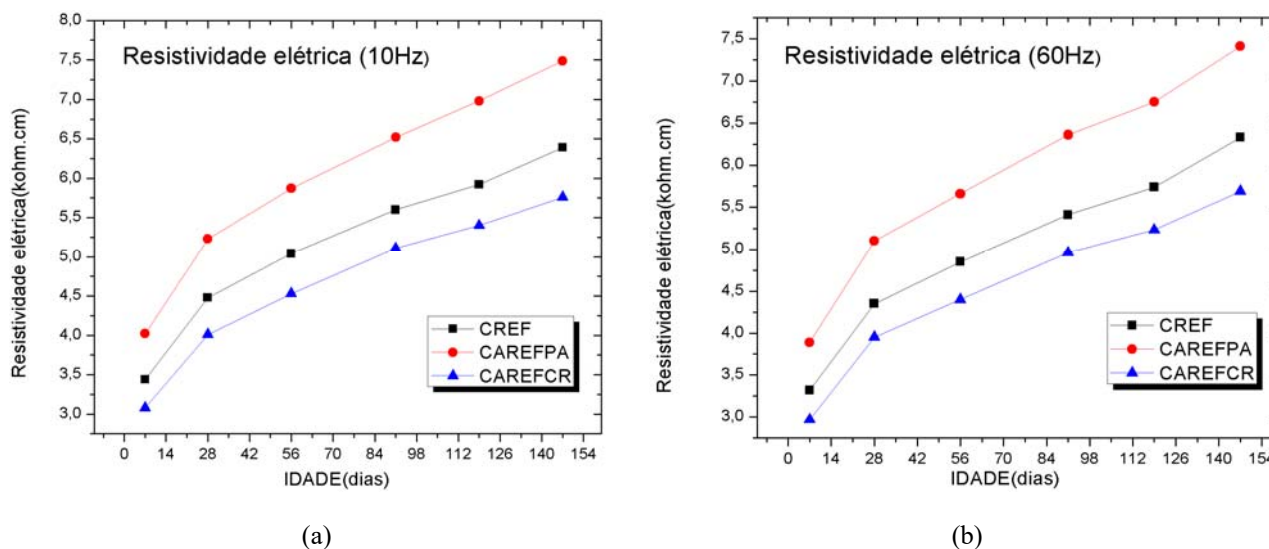


Figura 8: Gráficos de resistividade elétrica comparando o CREF , CAREF PA e o CAREF CR (a) com a frequência de 10Hz; (b) com a frequência de 60Hz.

Segundo os critérios de avaliação da resistividade elétrica do concreto (Tabela 5), observa-se os concretos analisados não obtiveram valores de resistividade elétrica esperado para uma probabilidade de corrosão baixa ou desprezível. Contudo, nas idades mais avançada estudadas, os valores de resistividade elétrica encaixam-se na faixa de alta probabilidade de corrosão (de 5 a 10 k Ω .cm). Entretanto, o objetivo desse estudo é analisar a variação da resistividade elétrica superficial do concreto em corpos-de-prova armados e não armados, a fim de analisar e quantificar os resultados dos ensaios, não havendo a importância de avaliar os valores obtidos de acordo com o CEB 192, 1988.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a análise dos resultados, conclui-se que a presença das armaduras e a organização das barras de aço na estrutura de concreto podem ser consideradas como fatores que interferem nos valores de resistividade elétrica superficial do concreto. Isto pode ser explicado a partir da análise das linhas de fluxo de corrente no interior do concreto, que sofrem interferência com a presença da armadura. Apesar da diferença no valores de resistividade nos corpos de prova com e sem armadura, os resultados mostraram que em ambas as séries de concretos estudadas a curva da resistividade elétrica em função da idade apresenta tendências semelhantes, com isso um fator de correção (0,854 para os corpos de prova com disposição das barras em paralelo e 1,11 para corpos de prova com barras cruzadas) pode ser aplicado quando necessário, a fim de obter os reais valores de resistividade elétrica. Desta forma, observa-se a importância de conhecer a influência da armadura na leitura da resistividade elétrica para que possa ser feita uma correta análise sobre a probabilidade e à velocidade do processo de corrosão das estruturas, que com o tempo tornam-se vulneráveis à patologias.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Estadual Vale do Acaraú (LABMAT-UVA), à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico (FUNCAP), e ao Prof. Dr. Edilson Mineiro do Instituto Federal do Ceará de Sobral (IFCE - Sobral).

6. REFERÊNCIAS

- [1] Ahmad, S. " Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction - a review". *Cement and Concrete Composites*. v.25, 2003, pp. 459-471.
- [2] Cascudo, O. " O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas". São Paulo: Pini; Goiânia: Ed.UFG.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: “Agregados - Determinação da composição granulométrica”. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR NM 52: “Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente”. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: “Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água”. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: “Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de corpos-de-prova.”. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: “Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos”. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: “ Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone” . Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [9] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G57-06(2012), “Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method.” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.
- [10] Santos L. “Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a avaliação da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto armado”. Dissertação (mestrado, Universidade Federal de Brasília, Distrito Federal, 2006.pp. 38.
- [11] Hoppe T. F. “Resistividade elétrica de concretos contendo diferentes teores de cinza de casca de arroz”. Santa Maria – RS, 2005. pp. 23 e 40. Dissertação de mestrado.
- [12] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB 192, 1988.
- [13] Santor S. M. “ Influência de materiais de proteção superficial na resistividade elétrica e absorção capilar do concreto”. Santa Maria – RS, 2011.pp.65.Dissertação de mestrado.
- [14] Abreu G. A. “Efeito das adições minerais na resistividade elétrica de concreto convencionais”. Porto Alegre – RS, 1998.pp.53. Dissertação de mestrado.
- [15] Cesar D.. “ Resistividade Elétrica de concretos com cinza volante e cinza de casca de arroz com e sem beneficiamento” . Anais do 56º Congresso Brasileiro de Concreto. Ibracon, Natal, 2011.pp.7.



VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO IMPACTO DE CORPO DURO EM TELHAS CERÂMICAS FRENTE À SIMULAÇÃO DA AÇÃO DE GRANIZO EM UM SISTEMA DE COBERTURA

J. KASPARY

Acadêmico de Engenharia Civil
Unisinos/itt Performance
Rio Grande do Sul; Brasil
jordankaspary@unisinos.br

V. K. ORTOLAN

MSc. Eng. Civil
Unisinos/ itt Performance
Rio Grande do Sul; Brasil
vortolan@unisinos.br

P. H. LEUCK

Acadêmico de Engenharia Civil
Unisinos/itt Performance
Rio Grande do Sul; Brasil
pedro_leuck@hotmail.com

U. C. M. QUININO

Prof. Dr. Eng. Civil
Unisinos/ itt Performance
Rio Grande do Sul; Brasil
uquinino@unisinos.br

RESUMO

Devido às intensas chuvas com reincidências de temporais e ocorrência de granizo no último semestre do ano de 2015, o Estado do Rio Grande do Sul teve mais de 60 cidades atingidas as quais sofreram grandes estragos. Com isso, buscou-se quantificar o desempenho dos elementos de cobertura tipo telha cerâmica quanto à sua resistência ao impacto de corpo duro, seguindo o procedimento de ensaio da ABNT NBR 15.575:2013 para sistemas de cobertura, simulando, a ação do granizo. As telhas cerâmicas utilizadas são do tipo americana, instaladas em uma inclinação de 35% sobre uma estrutura de madeira, convencionalmente adotada nas edificações (caibros e ripas), devidamente espaçadas conforme especificação do fabricante destas telhas. Uma vez montado, o sistema de cobertura foi submetido à ação de carga proveniente de energias de impacto (1,0 J, 1,5 J e 2,5 J) aplicada em diferentes pontos das telhas. Em uma área de 5 m², dentro esta região, 9 telhas foram submetidas ao ensaio, verificando e registrando eventuais danos após cada energia de impacto do corpo duro. Quando os impactos são realizados na região convexa da telha, denominada de capa, as colisões não são suficientes para causar danos que comprometam a estanqueidade do conjunto. Entretanto, ao submeter o canal da telha aos impactos com energia de 1,5 J, estes já são suficientes para causar fissuras, caracterizadas por fendas que não atravessam totalmente a espessura da telha. Para os impactos com 2,5 J de energia, a ação causa o surgimento de fissuras que atravessam, totalmente, a espessura da telha. A partir dos resultados e observações realizadas ao longo dos testes, constata-se que, impactando-se na região da capa da telha, o nível de desempenho deste elemento é superior. Contudo, a região do canal das telhas possui o nível de desempenho intermediário.

Palavras-chave: Telhado, Ação do Granizo, Corpo Duro, Telha Cerâmica, Sistema de Cobertura.

ABSTRACT

Due to intense rain activity, storms and, mainly, hail occurrence in the year of 2015, more than 60 towns in the state of Rio Grande do Sul were affected and got damaged. So, the aim is quantifying the performance of clay tiles on roofing systems at hail impact resistance tests, following the ABNT NBR 15.575:2013 testing procedures. The clay tiles used are American-type, fixed with a 35% roof's pitch over a battens and rafters' structure, whose offsetting is indicated by the tile's manufacturer. The roofing system was submitted to 1.0, 1.5, and 2.5 J impact energies on different points on the tile, on a 5 m² area. In this region, 9 tiles were tested, verifying and registering possible damages right after each energy was impacted. When the impacts are made on the curved part of the tile, collisions are not enough to cause tightness damages. On the other hand, when impacting the tile's plain part, the 1.5 J energy is enough to cause fissures, which are slots that do not cross the entire tile's thickness though. However, the 2.5 J impact energy generates fissures that cross the clay tile's thickness. Concluding, when the curved part is tested, the tile's performance is superior. When collisions occur at the plain part though, performance is intermediate.

Key-words: Roof, Hail, Rigid Body, Clay Tile, Roofing System.

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a Região Sul do Brasil vem sofrendo com corriqueiras atuações de fenômenos atmosféricos severos, caracterizadas pelos índices pluviométricos acima da média, prolongados meses de estiagem e tempestades que, frequentemente, são acompanhadas de ventos com velocidades muito altas, associadas à precipitação de granizo. Em estudo realizado por Magnago (2015) sobre a ocorrência de desastres naturais no Estado de Santa Catarina, no período de 2011 a 2013, a precipitação de granizo é responsável por 6% dos fenômenos naturais registrados [1]. Completa ainda que a época com maior propensão de observar a ação do granizo está compreendida entre os meses de setembro e novembro. Ou seja, é na estação da primavera em que há o maior número de registros destes fenômenos.

Sabe-se que a formação do granizo, conforme Herrmann (2006), é um fenômeno natural que se origina a partir de gotículas de água, as quais se acumulam na parte superior das nuvens convectivas ascendentes (Cumulonimbus), as quais possuem temperaturas muito baixas no topo, em altitudes entre 3 e 6 km [2]. Devido às condições térmicas inerentes ao fenômeno, associadas as correntes de ar, a precipitação da água em estado sólido ocorre quando este gelo torna-se demasiadamente pesado para ser suportado pelas correntes ascendentes. Dependendo das condições atmosféricas, o granizo pode apresentar, aproximadamente, 75% de sua geometria na forma esférica e sua densidade varia entre 0,7e 0,91 g/cm³, sendo esse último valor a densidade do gelo puro (CRENSHAW e KOONTZ, 2002) [3]. Em destaque, de acordo com Rinehart (2004), o granizo é definido como uma precipitação em forma de gelo, tendendo a configurar formas arredondadas com diâmetro maior ou igual a 5 mm [4]. Porém, para Marcelino et al. (2004), o diâmetro do granizo pode variar entre 5 e 150 mm, chegando em casos extremos a 200 mm [5]. No entanto, para o mesmo autor, na grande maioria dos casos o diâmetro médio se aproxima aos 15 mm e 20 mm.

Na tentativa de mensurar a energia com que o granizo possa impactar o alvo, após a precipitação, vários autores propõem relações que quantificam a velocidade no instante do contato. Se considerarmos que a densidade do granizo é de aproximadamente 0,91 g/cm³ e que a densidade do ar, em condições normais de pressão e temperatura, corresponde a cerca de 1,2 kg/m³, a velocidade terminal do granizo (m/s), ao se chocar com o solo, pode ser expressa pela Equação 1 abaixo [6], sendo “R” o raio do granizo em metros.

$$v_t \cong 1,7 \times 10^2 \sqrt{R} \quad (1)$$

Adicionalmente, Silveira completa que a energia cinética máxima do granizo, no instante em que se colide com o solo, em Joule, é expressa pela equação abaixo:

$$K_{máx} = 5,5 \times 10^7 \times R^4 \quad (2)$$

Dessa forma, uma pedra de granizo com raio de 30 mm resulta, no instante da colisão, numa velocidade final de, aproximadamente, 29 m/s - o equivalente a 110 km/h - e energia cinética máxima equivalente a 45 J. Vale salientar que, ao propor estas equações, o autor desconsidera a ocorrência de ventos fortes no momento da queda.

Estudos sobre o assunto são realizados desde a década de 60, quando Laurie quantificou a energia cinética máxima e a velocidade terminal do granizo. Os resultados da pesquisa estão reunidos na Tabela 1 [7]. Observa-se uma relação muito similar com os valores de energia de impacto e na velocidade terminal propostos por Silveira.

Tabela 1 – Velocidade terminal e energia de impacto do granizo

Diâmetro (mm)	Velocidade Terminal (m/s)	Energia de impacto aproximada (J)
25	22,3	<1,36
32	25,0	5,42
38	27,4	10,85
45	29,6	18,96
51	32,0	29,80
64	35,7	71,90
70	37,8	109,80
76	39,6	162,70

As pedras de granizo podem atingir dimensões maiores de que 25 mm de diâmetro, podendo ser consideradas prejudiciais causando sérios danos materiais, tanto nas zonas rurais como nas zonas urbanas. Nas áreas rurais, são

grandes os danos causados nos setores da agricultura e da pecuária. Nas localidades urbanas, dentre os principais alvos atingidos pela ação de destruição dos granizos estão os automóveis, aeronaves e sistemas de cobertura. Os telhados merecem destaque, haja vista o elevado número de casos observados e as consequências causadas pelo impacto na queda do granizo, ou seja, apesar do dano ser de pequena proporção, pode ocorrer de surgir rachaduras posteriores e/ou vazamentos prejudiciais.

Espera-se que os elementos de cobertura de uma edificação, tais como telhas, possam garantir a proteção desta contra o efeito do vento, a sua estanqueidade frente a chuva e a proteção apropriada diante da entrada do sol. Nesse sentido, faz-se necessário prever projeto adequado, com requisitos e especificações bem definidos. Sendo assim, diante dos danos causados nos sistemas de cobertura, a principal contribuição deste trabalho consiste em avaliar os requisitos da norma brasileira ABNT NBR 15575-5:2013 – Requisitos para os Sistemas de Cobertura [8] quanto ao desempenho e resistência mecânica da telha cerâmica frente à ação do granizo, como descreve o Anexo C da norma.

2. REVISÃO NORMATIVA

Para avaliar a resistência do sistema de cobertura frente à ação do granizo, existem uma série de normas que apresentam métodos para qualificar a resistência à ação do granizo. Fez-se um levantamento das normas internacionais publicadas que abrangem esta análise a fim de expor suas peculiaridades quanto ao tema.

A Tabela 2 abaixo reúne as diferentes normas sobre o assunto e suas particularidades. Nesta tabela é possível observar os requisitos adotados pelas normas: ASTM D 3746 – *Standard test method for impact resistance of bituminous roofing systems*[9], FMRC 4470 – *Susceptibility to hail Damage, test standard for class 1 roof cover*[10], UL 2218 – *Impact resistance of prepared roof coverings*[11] e ABNT NBR 15575-5:2013 – *Edificações habitacionais- Desempenho- Parte 5: Requisitos para os sistemas de coberturas*. Todas as normas prescrevem que o projétil que simula a ação do granizo deve ser uma esfera metálica, possuindo diâmetro e massa diferentes entre si.

Tabela 2 – Diferenciação entre métodos de ensaio para simular a ação do granizo

Norma	Diâmetro (mm)	Massa (g)	Altura (mm)	Energia (J)
ASTM D 3746	50	2270	1355	30
FM Class I-SH	45	360	5400	19
FM Class I-MH	51	737	1500	10,8
UL Class 1	32	127	3700	4,6
UL Class 2	38	218	4600	9,8
UL Class 3	46	358	5200	18,3
UL Class 4	51	521	6100	31,2
NBR 15575	25,4	65,6	1500	1,0
			2300	1,5
			3800	2,5

A norma ASTM reconhece a importância de simular a temperatura e o envelhecimento do material a ser ensaiado, justificando a influência destes fatores para o conhecimento da resistência dos materiais. Para Cullen (1992), não se pode considerar válido o resultado do ensaio de resistência ao granizo em materiais novos, já que a exposição ao ambiente real pode alterar esta propriedade [12].

Contudo, há outra proposta de ensaio que utiliza esferas de gelo, em vez de metálicas, a fim de simular e aproximar a ação do granizo em uma situação no ambiente real. Greenfeld (1969) utiliza velocidade, energia e dimensão da esfera apontada por Laurie, porém, sendo de gelo. As esferas de gelo irão se comprimir, esmagar ou romper no momento do impacto com uma superfície de dureza mais elevada, como é o caso de uma telha de concreto. Nos casos em que são adotados os projéteis metálicos, que possuem uma dureza superficial maior que as superfície de contato, não irão apresentar falhas ao alcançar o alvo, elevando assim a probabilidade de falha do sistema [13].

Crenshaw (2001) complementa esta teoria com estudo comparativo variando apenas o projétil. Na sua investigação, observou que as telhas (de concreto ou cerâmica), para uma energia de impacto de 18,3 J, com esfera de aço de diâmetro 46 mm, falharam. Todavia, quando submetidas à energia de impacto da esfera de gelo com 46 mm de diâmetro, telhas de mesmas características apresentaram comportamento satisfatório. Conclui, inclusive, que ensaios com esferas de gelo são mais realistas para verificar a resistência do sistema de cobertura quanto à ação do granizo, pois se aproxima da real ação do granizo, mas não deve ser considerada como ação idêntica à natureza [14].

3. MÉTODO

O corpo de prova analisado trata-se de um sistema de cobertura, definido pela sobreposição de telhas cerâmicas compostas de encaixe do tipo Americana, nas dimensões de 43cm de comprimento, 27cm de largura e espessura média de 11 mm (Figura 1) instaladas sobre uma estrutura de madeira formada pela união de ripas e caibros - as ripas de dimensão de seção 4x3 cm, espaçadas a cada 37cm, por sua vez fixadas sobre caibros de seção retangular 10x13 cm, afastados a cada 90cm (Figura 2). A telha possui parte da superfície plana, denominada “calha”, com 17cm de largura e 10 cm de capa, região curva da telha responsável por transferir a água para a calha.

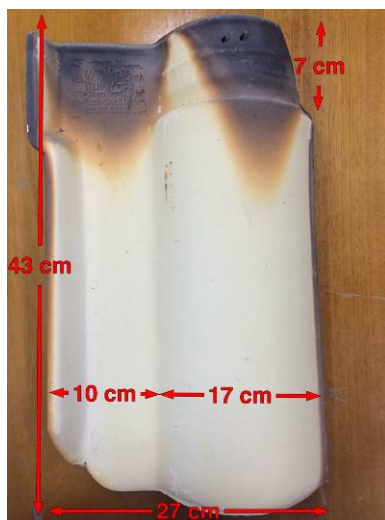


Figura 1 – Telha utilizada para a confecção da amostra



O sistema de cobertura é composto em uma estrutura metálica de laboratório apropriada para o ensaio que permite a inclinação de 35% do sistema, conforme solicitação do fabricante (Figura 3).



Figura 2 – Estrutura de caibros e ripas



Figura 3 – Amostra do Sistema de cobertura

A instalação das telhas obedece especificação do fabricante, que recomenda fixar a primeira fiada (referente as telhas próximas à calha) junto às ripas com arame queimado. As demais foram simplesmente posicionadas e transpassadas (sem nenhum artifício de fixação), conforme ilustra a Figura 3.

Os ensaios foram realizados seguindo os procedimentos prescritos pela norma ABNT NBR 15575-5:2013, especificados no item 7.5 – Ação de granizo e outras cargas acidentais em telhados – e no Anexo C. Para a realização do ensaio, utilizou-se uma esfera maciça metálica (Figura 4), com massa de 65,6 gramas e diâmetro de 25,4 mm. Além da esfera, um tubo de PVC de diâmetro 50 mm (superior à dimensão da esfera, portanto, não há contato da esfera com a parede do tubo) (Figura 5) foi utilizado como guia para o impacto do corpo duro em queda livre na telha.



Figura 4 – Esfera maciça metálica



Figura 5 – Equipamento guia para impacto

Conforme a norma ABNT NBR 15575-5:2013, o impacto deve ocorrer na posição mais desfavorável da telha, enquanto que a área de telhado deve ser de no mínimo 1 m² ou maior vão entre os apoios e o maior balanço permitido pelo fabricante. Para o ensaio foi escolhido o maior vão entre os apoios

Este procedimento busca avaliar o telhado sobre a incidência de granizo. Desse modo, o telhado não pode sofrer ruptura ou transpassamento em face da aplicação de impacto, com energia igual a 1,0 J. A ocorrência de falhas superficiais, como fissuras, lascamentos e outros danos que não impliquem na perda de estanqueidade do telhado é tolerada.

As energias de ensaio abrangidas pela norma ABNT NBR 15575-5:2013 são mostradas na Tabela 3 abaixo:

Tabela 3 – Energias de impacto e níveis de desempenho

Energia (J)	Nível de Desempenho
1,0	Mínimo
1,5	Intermediário
2,5	Superior

De forma a atingir os objetivos solicitados, desenvolveu-se uma matriz (Figura 6) sobre a região de ensaio para distribuição e análise dos impactos, para todas as energias. Para cada energia foram utilizados 3 componentes “telha”. Iniciou-se o ensaio pelo ponto 1, localizado na calha da telha, seguido dos pontos 2 e 3. Os demais impactos foram realizados na capa da telha, que são identificados como os pontos 4, 5 e 6. Após o impacto na capa e na calha da primeira energia, o corpo de prova foi descartado e outro corpo de prova, do mesmo lote, foi recolocado para a energia seguinte. Com esta matriz, há uma garantia que todas as regiões da telha foram submetidas aos impactos, inferior (3 e 6), superior (1 e 4) e região central da telha (2 e 5). Salienta-se, então, que nenhum ponto, de qualquer uma das telhas, sofreu mais de um choque da esfera.

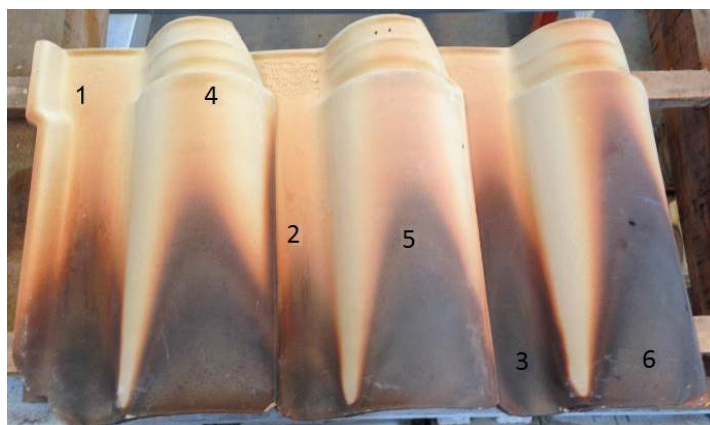


Figura 6 – Matriz de distribuição

4. RESULTADOS

Na tabela 4 elenca-se as principais observações realizadas como resultados dos ensaios.

Tabela 4 – Resultados do ensaio da ação do granizo

Energia impacto [J]	Ponto impacto	Ocorrência de Falha		
		Mossa no ponto impacto	Fissura na superfície inferior	Ruptura corpo de prova
1,0	1	X		
	2	X		
	3	X		
	4	X		
	5	X		
	6	X		
1,5	1	X		
	2	X		
	3	X		
	4	X		
	5	X	X	
	6	X		
2,5	1			X
	2	X	X	
	3			X
	4	X		
	5	X		
	6	X		

Por se tratar de uma telha com duas regiões distintas, uma delas plana e outra curva, foi possível perceber a diferença de impacto em cada região da telha. Quando ensaiada na região da capa, independente da energia de impacto, não houve qualquer tipo de falha ou dano que comprometesse a sua capacidade de manter estanqueidade. Quando ensaiada na região definida como calha, em alguns casos, dependendo da energia, surgiram falhas, a exemplo das fissuras e, até mesmo, a ruptura do exemplar.

A rigidez geométrica da região curva, associada ao tipo de material, faz com que o elemento telha, nesta região, apresente uma resistência ao impacto maior, o que não ocorre tão facilmente com a região plana (calha). Vale salientar que os pontos 1 e 3, além de localizados na região plana, estão situados mais próximos aos cantos da telha, sendo estes pontos mais susceptíveis aos danos provocados pelo impacto.

Nos corpos de prova avaliados para os impactos de energia 1,0 J, independente da região impactada, o único dano observado foi a formação de mossas com pequenas profundidades. Nestes casos, não foram constatadas falhas que comprometessem a estanqueidade das telhas.

Com relação à energia de impacto equivalente a 1,5 J, constatou-se que a região capa da telha se manteve, predominantemente, íntegra após as colisões da esfera, podendo ser observadas mossas na superfície. Entretanto, quando os impactos foram aplicados no canal, a energia foi suficiente para causar fissuras de pequenas dimensões, sem que as mesmas atravessassem a espessura da telha (Figura 7). Com o impacto no ponto 5, foi possível observar que o componente “telha” possuía fissuras apenas na sua superfície inferior, indicando, de forma visual, que não se tratava de um comprometimento da estanqueidade do sistema, pois a fissura não foi propagada até a superfície superior da telha.



Figura 7 – Fissuras destacadas em vermelho no ponto 5 com energia de 1,5J

Para impactos com energia de 2,5 J, localizados nos pontos 1 e 3, os corpos de prova não foram capazes de manter a sua integridade, pois o impacto foi suficiente para comprometer a capacidade de estanqueidade do sistema de cobertura, uma vez que a região da calha se rompeu nestes pontos.



Figura 8 – Falha no ponto 1 com energia de 2,5J

5. CONCLUSÃO

Diante das considerações acima destacadas, pode-se constatar que o sistema de cobertura teve um comportamento adequado diante das especificações da norma de desempenho - ABNT NBR 15575-5:2013. Para a região denominada de capa da telha, o nível de desempenho foi considerado superior e para a região do canal, o nível de desempenho foi intermediário.

Dessa forma, o sistema de cobertura atingiu o nível de desempenho Intermediário (I) em relação à resistência à ação do granizo e outras cargas acidentais em telhados, com a ressalva de que deve seguir as especificações de projeto e dimensões ensaiadas, para que seja válida a adequada utilização do telhado sob ação do granizo.

Levando-se em consideração a revisão bibliográfica realizada, conclue-se que a norma ABNT NBR 15575-5:2013 especifica critérios menos rigorosos se levados em consideração os critérios estabelecidos pelas normas internacionais citadas neste trabalho.

Tomando como base as equações propostas por Silveira (2015), é possível verificar-se que para impactos de corpo duro com energia de 2,5 J, o diâmetro equivalente de um granizo seria na ordem de 29,2 mm. Considerando-se os registros das últimas ocorrências de granizo no Estado do Rio Grande do Sul o diâmetro médio ficou entre 40 mm e 50 mm, e uma massa superior a 500 g. Em decorrência desses fatos torna-se necessária uma reavaliação dos critérios estabelecidos na NBR 15575 – Parte 5. Para a realidade observada nas tempestades de granizo no RS os parâmetros da referida norma estão brandos e não representam os efeitos gerados nas edificações.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



6. REFERÊNCIAS

- [1] Magnago, R. F. *et al.* “Incidência de desastres naturais em Santa Catarina de 2011 a 2013”, Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental, v. 4, n. 1, p. 156-175, 2015.
- [2] Herrmann, M. L. de P. “Atlas de desastres naturais do Estado de Santa Catarina”, Florianópolis: IOESC, p. 117-120, 2006.
- [3] Crenshaw, V. A.; Koontz, J. D. “*Hail: Sizing It Up!*”, Western Roofing Magazine, 2002.
- [4] Rinehart, R. E. “*Radar for Meteorologists*”, 4. ed. Columbia: Rinehart Publications, 2004. 482p.
- [5] Marcelino, I. P. V. de O. *et al.* “Ocorrências de granizo no estado de Santa Catarina”, Simpósio brasileiro de desastres naturais, Florianópolis, 2004. GEDN/UFSC, 2004, p. 795-805. (CD-ROM).
- [6] Silveira, F. L. “Velocidade das pedras de granizo”, Caderno Brasileiro de Ensino de Física, 2015.
- [7] Laurie, J. A. P. “*Hail and its Effects on Buildings*”, Council for Scientific and Industrial Research, 1960.
- [8] ANBT NBR 15575-5:2013 – *Edificações habitacionais- Desempenho- Parte 5: Requisitos para os sistemas de coberturas.*
- [9] ASTM D 3746 – *Standard test method for impact resistance of bituminous roofing systems*
- [10] FMRC 4470 – *Susceptibility to hail Damage, test standard for class 1 roof cover*
- [11] UL 2218 – *Impact resistance of prepared roof coverings*
- [12] Cullen, W. C. “*Hail Damage to Roofing: Assessment and Classification*”, Proceedings of the Fourth International Symposium on Roofing Technology, NRCA/NIST, 1992.
- [13] Greenfeld, S. H. “*Hail resistance of roofing products*”. National Bureau of Standards Washington DC Instfor Applied Technology, 1969.
- [14] Crenshaw, V. A.; Koontz, J. D. “*Simulated Hail Damage and Impact Resistance Test Procedures for Roof Coverings and Membranes*”, RCI Interface, v. 19, n. 5, p. 5-10, 2001.



**VERIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PORTOS CONSTRUÍDOS NO
ÂMBITO DO PROGRAMA DE ACELERAÇÃO DO CRESCIMENTO – PAC EM
MUNICÍPIOS DO ESTADO DO AMAZONAS**

S. CALÔBA AGUIAR

Estudante
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
samuel.caloba@gmail.com

L. T. DIAS BARBOSA FILHA

Estudante
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
liafilha@hotmail.com

E. ARAUJO SILVA

Estudante
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
elber.araujo.silva@gmail.com

R. PAMPONET DA FONSECA

Professor MSc.
Universidade Federal do Amazonas
Amazonas; Brasil
regis_pamponet@hotmail.com

RESUMO

Os portos construídos no Estado do Amazonas, em especial os situados em margens de terra suscetíveis a deslizamentos, com deslocamento de solo para dentro do leito (movimento conhecido regionalmente como “Fenômeno das Terras Caídas”) têm, frequentemente apresentado manifestações patológicas em suas estruturas. Dentre os implantados na última década, elegeram-se como focos de análise os portos de Humaitá/AM, Urucará/AM e Manacapuru/AM, todos edificadas no âmbito do Programa de Aceleração do Crescimento – PAC, sob a responsabilidade técnica do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), e situados nos rios Madeira, Uatumã e Solimões, respectivamente. As principais manifestações patológicas observadas estão intrinsecamente relacionadas à falta de observância do referido fenômeno quando da elaboração dos projetos. Em destaque o caso em que parte do radier da infraestrutura portuária ficou suspensa após movimento de massa, acarretando risco de colapso estrutural. Tais episódios adversos corroboram a importância da análise de todas as variáveis geotécnicas, hidrogeológicas e estruturais que devem ser observadas, não apenas na concepção dos projetos básicos e executivos, como também durante a fase construtiva.

Palavras-chave: Patologia, portos, geotecnia, escorregamento de taludes.

ABSTRACT

Ports built in the state of Amazonas, in particular those situated on banks susceptible to landslides, with displacement of soil into the riverbed (movement regionally known as "Phenomenon of the Fallen Lands") have often expressed pathologies in their structures. Among the implemented ones over the past decade, were elected, as analysis focuses, ports of Humaitá, Urucará and Manacapuru, located in the State of Amazonas, all built under the Growth Acceleration Program - PAC, under the technical responsibility of the National Department Transport Infrastructure (DNIT), and situated in the rivers Madeira, Uatumã and Solimões, respectively. The main pathological manifestations observed are closely related to the lack of compliance with this phenomenon during the preparation of projects.. Highlighted the case where part of the raft of port infrastructure was suspended after mass movement, causing risk of structural collapse. Such adverse events confirm the importance of the analysis of all geotechnical, hydrogeological and structural variables which must be observed not only in the design of basic and executive projects, as well as during the construction phase.

Keywords: Pathology, ports, geotechnical, slip in embankments.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



1. INTRODUÇÃO

Uma das principais fragilidades no setor da indústria nacional diz respeito às infraestruturas de transporte. Estas, ora ineficientes, contribuem consideravelmente na formação do valor final dos produtos brasileiros. Ante a necessidade de disputar mercado externo e fomentar o crescimento econômico do país, o Brasil precisou buscar meios de tornar-se mais competitivo através da redução de custos logísticos e operacionais das indústrias.

Para que isso fosse alcançado, idealizou-se, em 2007, o Programa de Aceleração do Crescimento – PAC, cuja principal finalidade foi promover a retomada da construção de grandes obras de infraestrutura social, urbana, logística e energética do país. Dentre as realizadas, os portos ocupam lugar de destaque.

As infraestruturas portuárias representam importante alternativa para alavancar o desenvolvimento econômico regional e nacional, pois são consideradas protagonistas, a nível mundial, no comércio de *commodities*, ou seja, aqueles produtos com acentuada relação volume/valor agregado. No Brasil, estima-se que apenas no ano de 2015, mais de 126 milhões de toneladas de produtos como soja, milho, carnes bovina e suína e petróleo bruto foram exportados através do modal aquaviário. No âmbito regional, a existência de portos no Norte e Nordeste, por situarem-se mais próximos das áreas de produção de soja do Centro-Oeste, permitem uma redução da ordem de 50 dólares por tonelada no custo logístico do produto.

A construção dos portos dos municípios de Uruará, Humaitá e Manacapuru, situados no interior do estado do Amazonas, deu-se principalmente, à necessidade exportação de guaraná e soja, além do escoamento de produtos agropecuários e ao recebimento de outros para consumo local. O investimento inicial para a construção desses portos foi superior à vinte e sete milhões de reais, porém, tal valor foi consideravelmente acrescido após o surgimento de patologias decorrentes da desconsideração de certos agentes agressivos ou até mesmo do desconhecimento de processos degenerativos característicos da região amazônica.

Uma grande quantidade de rios da bacia amazônica possui seus leitos ainda não estabelecidos. Essa condição pode ser observada, sobretudo, naqueles rios de águas brancas, ou popularmente conhecido como “rios de águas barrentas”. Tal coloração é justificada pelo arraste de expressivo material em suspensão, decorrentes de intenso processo erosivo. Geologicamente, estudos têm revelado que a atuação de movimentações, tectônicas ou não, vêm causando mudanças frequentes nas paisagens regionais. Uma dessas alterações, cuja manifestação resulta em um mecanismo de deterioração muito corriqueiros nesses leitos é o fenômeno de terras caídas, expressão local para denominar o desmoronamento das margens. Para Silva e Rosseti [1], estes são, em muitas ocasiões, consequências indiretas de processos tectônicos, indicando significativa instabilidade de certos corpos hídricos, sobretudo aqueles que possuem alta capacidade de arraste de sedimentos, como é o caso dos rios Madeira, Solimões e Uatumã.

Segundo Labadessa [2], o poder do fenômeno de erodibilidade fluvial depende, sobretudo da carga detrítica transportada pelo curso d'água. Por isso, o material grosseiro, gerado pelo intemperismo físico, representa o elemento mais importante, já que confere maior ação abrasiva aos rios. Tal conceito é consenso dentre os estudiosos dos fenômenos geomorfológicos.

Cabe destacar, ainda, que, embora em escala reduzida, a ação antrópica, responsável pela ocupação desordenada pode influenciar no funcionamento do sistema erosivo local através do desmatamento e ocupação das margens para habitação ou agricultura, conforme apontam Lopes e Rodrigues [3].

Diante disso, as patologias em edificações do território amazônico possuem peculiaridades quando comparadas ao resto do Brasil pela existência de outras espécies de mecanismos de degradação, comuns na região, porém, ainda pouco pesquisadas. Segundo laudos técnicos produzidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte - DNIT, órgão federal responsável pela construção das obras do PAC objetos de estudo deste artigo, o fenômeno de terras caídas aparece como protagonista das causas das patologias das infraestruturas portuárias analisadas.

Os problemas ocorridos nos taludes dos portos, inclusive, tiveram efeitos secundários nas instalações das edificações integrantes dos diferentes complexos construídos, com o aparecimento de fissuras, trincas, desprendimentos e recalques. Esses efeitos, além de promoverem a perda momentânea de funcionalidade destes portos, geraram riscos aos usuários e necessitaram de reparo imediato, sob ameaça de, caso contrário, alcançarem o estado limite último da edificação.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Oliveira [4] considera que os tipos de lesão por escorregamento do plano de assentamento são comuns, sobretudo, em terrenos de formação argilo-siltosa, e/ou com lençol freático próximo – na região analisada, ambas condições são atendidas – e ocorre quando o leito do terreno, sobre o qual foi executada a fundação do edifício, sofre um deslizamento para um plano imediatamente inferior.

A segurança quanto a esses entendimentos, da forma mais cristalina possível, certamente poderá auxiliar a definir e entender os critérios regionais necessários para que o engenheiro possa intervir no meio de maneira tecnicamente adequada e condizentes com as características amazônicas.

Para consecução desses objetivos, fez-se abordagem qualitativa e teórica, com a intenção de permitir que as informações e os dados coletados fossem examinados de modo dinâmico, a partir de enfoque crítico, para a apreciação e compreensão das patologias levantadas.

Metodologicamente, recorreu-se inicialmente à obtenção dos problemas de funcionalidade noticiadas pela mídia eletrônica, seguida pelo levantamento das patologias dos portos supracitados na “Administração das Hidrovias da Amazônia Ocidental – AHIMOC” e de posterior visita. Além disto, procedeu-se à pesquisa bibliográfica, colhendo-se os dados necessários para proceder à análise comparativa, que pudesse servir de eficaz instrumento para obtenção de respostas, de definições e para o estabelecimento de critérios a possibilitar conclusões apropriadas. Para ilustrar adequadamente as diferentes manifestações patológicas, vez que este artigo data de época posterior à ocorrência dos sinistros, as figuras apresentadas são as fornecidas aos autores pelo DNIT.

A partir desse cenário, o presente artigo possui a descrição das manifestações patológicas dos portos analisados, bem como a indicação e discorrência das causas identificadas, com particularidades regionais relevantes, como é o caso das patologias decorrentes da dinâmica fluvial dos rios amazônicos.

2. ANÁLISE DE CASOS DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS IDENTIFICADAS

2.1 Humaitá

O Terminal Hidroviário de Humaitá, situado na mesorregião do sul amazonense e microrregião do Madeira, dista 590 km em linha reta e 965 km via fluvial da capital do Estado. A instalação portuária foi construída a partir do convênio CODOMAR-ERAM-AUTOSHIP e inaugurada em 2010. A estrutura é composta por prédio destinado à estação hidroviária de passageiros, outro para guarita de segurança e controle, galpão de cargas, bem como área para estacionamento de veículos, pontes de acesso e do flutuante para atracação das embarcações.

Desde o ano de inauguração, o porto tem apresentado problemas de funcionamento. Inicialmente, foram causados pelo impacto de toras de madeira - arrastadas pela correnteza do rio - sobre parte da estrutura portuária e, passados quatro anos (2014) dessa incidência, outras duas, de maior escala, tomaram vez. Dentre elas, o ressurgimento do problema de emparelhamento dos materiais arrastados pelo rio Madeira (principalmente galhos e troncos de árvores) e a outra de problemas geotécnicos que foi elencada como objeto de estudo deste artigo.

Essa patologia de decorrência geotécnica ocorreu, principalmente, pelo desprendimento de solo às margens do corpo hídrico, causado pelo fenômeno de terras caídas e afetou a estrutura portuária de contenção de talude, provocando, assim, o rompimento de sua geocélula e de seu aterro, o qual havia sido reforçado com geogrelha e camada drenante. Tais situações podem ser verificadas nas figuras 1 e 2, a seguir.



Figura 1: Vista da ocorrência do fenômeno de terra caídas à esquerda e de fissuras na estrutura. Fonte: DNIT (2014)



Figura 2: Detalhe da vista de fissuras na estrutura de contenção. Fonte: DNIT (2014)

A ocorrência dessas patologias, no entanto, poderia ter sido evitada caso a contenção realizada fosse tecnicamente apropriada para a dinâmica fluvial local e para as características geotécnicas locais. Além disto, cabe destaque à ausência de manutenção adequada da edificação, já que se torna possível notar a presença de vegetação arbustiva nas fissuras desta.

Os terminais de carga e de passageiros e o galpão de cargas da infraestrutura portuária também não ficaram isentos do aparecimento de manifestações patológicas. Como efeitos do assentamento e desmoronamento parcial do talude, houve o surgimento de trincas em fundações do terminal de carga (figura 3), além de fissuras na cerâmica do pavimento do terminal de passageiros decorrentes do assentamento de solos (figura 4) e de trincas nas paredes do galpão de cargas pelo mesmo motivo (figuras 5 e 6).



Figura 3: Trinca localizada em fundações do terminal de cargas. Fonte: DNIT (2014)

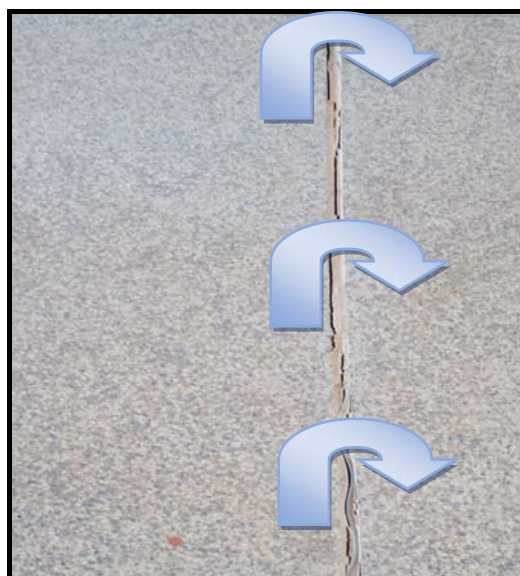


Figura 4: Vista de fissuras do pavimento do terminal de passageiros decorrente do assentamento de solos à direita da imagem. Fonte: DNIT (2014)



Figura 5: Surgimento de trincas no galpão de cargas da infraestrutura portuária. Fonte: DNIT (2014)



Figura 6: Trincas na parede do galpão de cargas. Fonte: DNIT (2014)

2.2 Manacapuru

Também inaugurado em 2010, o porto do município de Manacapuru/AM está localizado na margem esquerda do rio Solimões, distante 68 km em linha reta e 86 km via fluvial da capital Manaus. Sua infraestrutura contempla um terminal de passageiros, estacionamento para veículos leves e pesados, reservatório elevado com 11 m³ de capacidade, guarita e um cais flutuante de 62,00 x 16,00 x 2,00 metros. Foi idealizado e construído pela celebração do DNIT e Secretaria de Infraestrutura do Estado do Amazonas (SEINFRA), sob convênio nº 140/2005 – DAQ/DNIT.

As manifestações patológicas nesse porto começaram a ocorrer desde antes de seu funcionamento. Após a inauguração do porto, porém, antes da conclusão das obras, houve o rompimento de cabos de sustentação da plataforma flutuante devido ao excesso de carga decorrente do acúmulo de vegetação e troncos de madeiras nesta estrutura subaquática. Após sua entrega, no segundo semestre de 2014 a infraestrutura passou por vistoria técnica para apuração das patologias e de seus graus de agressividade.

Dentre os problemas identificados, foram notadas deficiências no sistema de amarração e fundeio, que geravam possibilidade de colapso do sistema (figura 7) e nas estruturas metálicas de diversas áreas do sistema de acostagem do porto em questão (figura 8). Levantou-se, também, o risco de erosão e desmoronamento no talude do retroporto pelo fenômeno das terras caídas (figuras 9 e 10).



Figura 7: Ponte de acesso desalinhada, em função da torção causada por falhas no sistema de fundeio. Fonte: DNIT (2015)



Figura 8: Apoios da ponte de acesso defeituosos e ligações soldadas foram rompidas. Fonte: DNIT (2015)



Figura 9: Necessidade de prolongação do muro de arrimo para evitar desabamento. Fonte: DNIT (2015)



Figura 10: Vista em detalhe da erosão em área do retroporto. Fonte: DNIT (2015)

Esses tipos de patologias são frequentes em obras edificadas às margens de corpos hídricos da região amazônica. Dentre os principais agentes causadores, a velocidade de escoamento e o mutante posicionamento dos leitos, contribuem para o arraste de grande quantidade de materiais, porém, o surgimento de tais problemas provém de uma análise incompleta de parâmetros técnicos e, também, de particularidades que variam de acordo com a região, não podendo ser admitido como algo totalmente justificável.

2.3 Urucará

A cidade de Urucará está situada na região do Baixo Amazonas, à margem esquerda do rio Paraná de Urucará. Seu porto, inaugurado em 2010, dista aproximadamente 270 km de Manaus em linha reta e 281 km por modal aquaviário. Desde pouco depois de sua inauguração, o porto passou por problemas de funcionamento. A primeira dificuldade surgiu porque a ponte metálica do terminal, que deveria possuir pelo menos 20 metros de extensão, foi construída com 15, deixando-a em condição de atolamento.

Passados quatro anos de sua construção, o porto igualmente sofreu a ação do mecanismo de deterioração já mencionado: o fenômeno de terras caídas. O muro de arrimo, que sustentava o talude da infraestrutura portuária, sofreu

ruptura em área localizada à frente do terminal de passageiros. A estrutura do muro de contenção possuía aproximadamente altura de 5 metros e cerca de 30 metros de extensão, com contrafortes distantes 5 metros entre si. Segundo relatos de moradores, a frente do muro estava revestida pelo terreno natural. Após o desmoronamento, parte da fundação do tipo radier ficou suspensa, como se pode constatar nas figuras 11 e 12.



Figura 11: Vista do muro após desmoronamento. Fonte: DNIT (2014)



Figura 12: Fundação suspensa após rompimento do talude. Fonte: DNIT (2014)

Após a incidência, realizou-se, ainda em 2014, o reforço da fundação e a estabilização provisória do talude mediante uso de rip-rap (figura 13) e, no ano seguinte, durante a época de estiagem do rio Uatumã, procedeu-se à reconstrução do muro de arrimo (vide figura 14).



Figura 13: Reforço das fundações das infraestruturas portuárias e estabilização do talude. Fonte: DNIT (2014)



Figura 14: Reconstrução de muro de arrimo para contenção permanente do talude. Fonte: DNIT (2015)

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As infraestruturas portuárias construídas pelo governo federal no interior do estado do Amazonas possuem papel fundamental nos desenvolvimentos regional e nacional, bem assim melhoram a acessibilidade de municípios que não podem ser acessados por modal terrestre. No entanto, o aparecimento de manifestações patológicas nessas estruturas, além de representar gastos aos cofres públicos, prejudicam o desempenho esperado dos portos.

Os levantamentos e análises feitos neste artigo, demonstram como a ausência de domínio das características do local de execução do projeto, tais como parâmetros hidrogeológicos e geotécnicos, aliados à deficiência no uso da interdisciplinaridade de informações e conhecimentos, vêm acarretando enormes danos tanto aos sistemas edificados, quanto também, aos fatores socioeconômicos relacionados às obras. Apesar de universal, a engenharia é ciência que necessita ser aplicada sob diferentes enfoques, não podendo, jamais, serem desconsideradas as variáveis locais na escolha da melhor das alternativas possíveis.

As patologias identificadas nas infraestruturas estudadas, decorreram, sobretudo, da falta de domínio sobre o comportamento geotécnico do solo, da previsibilidade dos parâmetros relacionados principalmente à contenção de escorregamentos de taludes. Podem ter influído, também, a ineficácia na escolha e/ou interpretação dos ensaios, os quais levaram à escolha de solução tecnológica, no mínimo, pouco adequada.

Tais episódios adversos corroboram com a importância da análise do conjunto de variáveis que devem ser observadas na concepção de uma intervenção de engenharia, não apenas na elaboração dos projetos básicos e executivos, mas também durante a fase construtiva.

4. AGRADECIMENTOS

Por fim, aqui se faz o agradecimento à Administração das Hidrovias Ocidental – AHIMOC, vinculada ao Departamento Nacional de Infraestruturas de Transporte - DNIT, pela disponibilização de dados e informações fundamentais para a execução do presente artigo.



Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

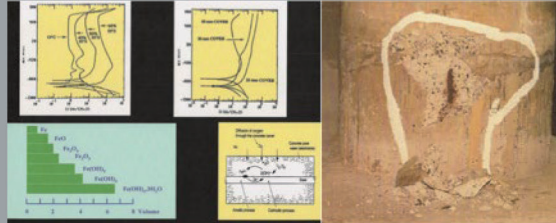


5. REFERÊNCIAS

- [1] SILVA, C. L.; ROSSETTI, D. F. – “*História geológica dos rios na amazônia*”. Cienc. Cult. [online]. 2009, vol.61, n.3, pp. 24-26.
- [2] LABADESSA, A. S. – ““*Terras caídas*”, as causas e implicações socioeconômicas: uma análise preliminar na comunidade de Calama – baixo rio Madeira/RO”, *Boletim paranaense de geociências*, 2014, vol. 71-1, pp. 12-20.
- [3] LOPES, I. R.; RODRIGUES, F. G. S. – “*Análise das terras caídas nas margens do rio Solimões em Tabatinga, AM.*”, *Revista Geonorte*, 2014, vol. 5, n. 20, 1518/1401.
- [4] OLIVEIRA, P. I. – “*Patologia das alvenarias*” Disponível em: <<http://docslide.com.br/documents/patologia-das-alvenarias-55cd879c90ce4.html>>. Acesso em: 06 fevereiro 2016.

RADCON[®] FORMULA #7

PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO E IMPERMEABILIZAÇÃO



COMO PROTEGE O CONCRETO?

- Mantém e restabelece o pH em nível elevado
- Impede a ocorrência de eflorescências
 - ↳ *reage com o Cálcio livre, impedindo a lixiviação*
- Impede a ocorrência de carbonatações prejudiciais
 - ↳ *reação contínua com novos íons de Cálcio*

COMO PROTEGE AS ARMADURAS?

- Mantém e restabelece o pH em nível elevado
 - ↳ *mantém as condições de passivação das armaduras*
 - ↳ *impede a corrosão generalizada das armaduras*
- Impede a difusão de cloretos (98%)
 - ↳ *impede a corrosão localizada (pits) em ambientes marinhos ou poluídos*



PÓRTICO DE TESTE | Acompanhamento da proteção fornecida pelo RADCON (7 anos)



Áreas tratadas permaneceram intactas durante os 7 anos do teste.



GRANDE
RESISTÊNCIA QUÍMICA

0,2-0,4MM

MICROFISSURAS
APÓS A APLICAÇÃO

2,0 mm → 2 MM

LARGURA MÁXIMA
DE FISSURAS



NÃO SOFRE
INFLUÊNCIA DO SOL

6HS

TEMPO DE LIBERAÇÃO
DA ÁREA TRATADA

100%

IMPERMEABILIZAÇÃO
FLEXÍVEL

500 M²/H

TAXA DE APLICAÇÃO
MECANIZADA



NETHERLAND ENGENHARIA LTDA.

(41) 3551 1493 / 3551 1496

netherland@netherland.com.br

www.netherland.com.br

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO NO BRASIL E PARAGUAI



Seus novos projetos já começam com 80 anos.

Somos uma empresa 100% nacional, presente em diversos tipos de construções – entre elas, as principais obras de infraestrutura do país. Faz 80 anos que estamos olhando para o futuro. E é com muito orgulho que dizemos aos nossos parceiros: esse é só o começo.

Construir o futuro faz parte da nossa história.

VEDACIT[®] **80** anos
impermeabilizantes



CASA LEIRIA
Rua do Parque, 470
São Leopoldo-RS Brasil
Telefone: (51)3589-5151
casaleiria@casaleiria.com.br

CBPAT2016
CONGRESSO BRASILEIRO DE
PATOLOGIA
DAS CONSTRUÇÕES



18 A 20 DE ABRIL DE
BELEM DO PARÁ