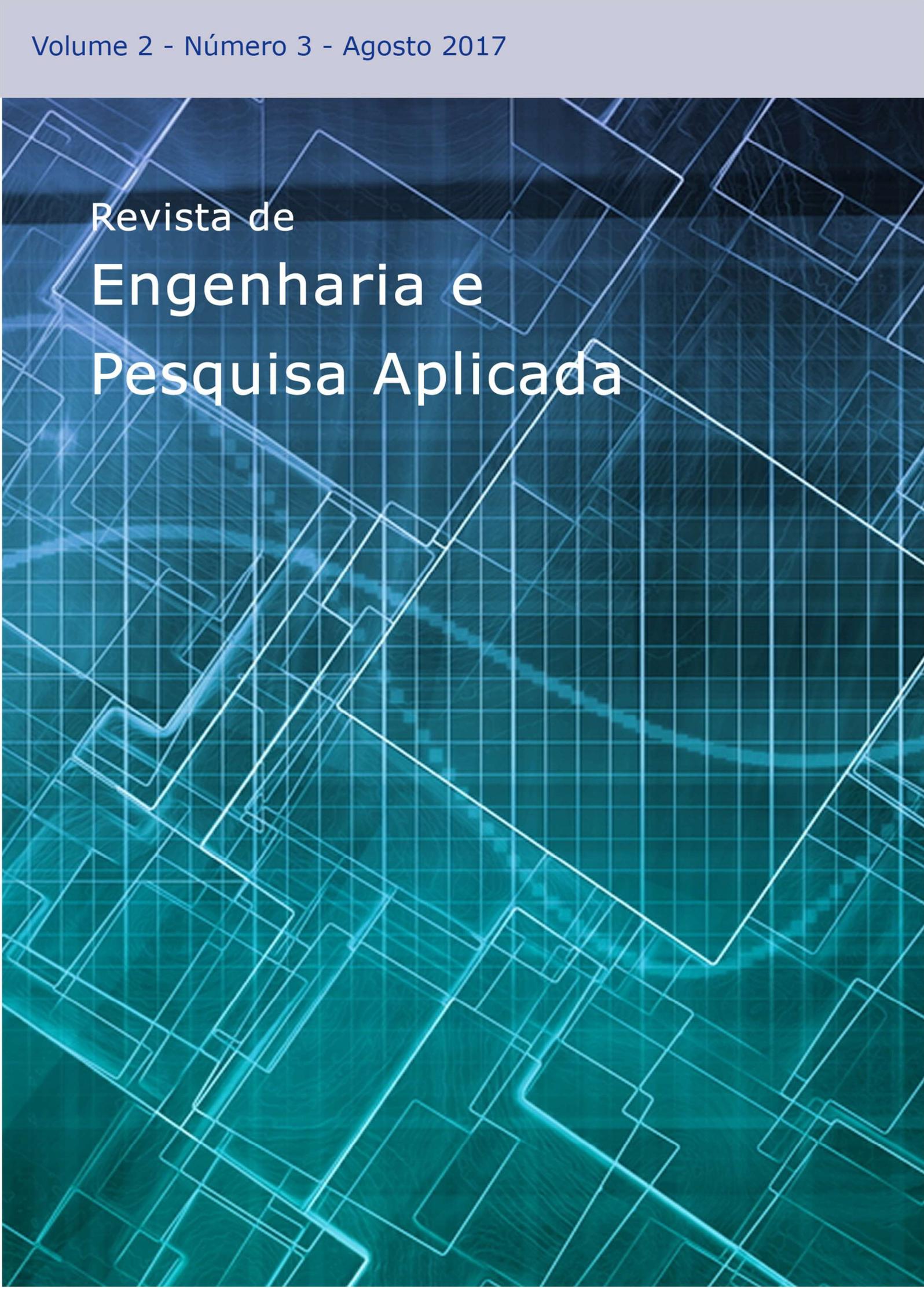


Volume 2 - Número 3 - Agosto 2017



Revista de  
Engenharia e  
Pesquisa Aplicada

**Revista de**  
**Engenharia e**  
**Pesquisa Aplicada**

**Volume 2 - Número 3 – Agosto 2017**

EDIÇÃO ESPECIAL – CONFERÊNCIA NACIONAL DE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE  
ESTRUTURAS

ISSN: 2525-4251 (versão on line)

# Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada

Volume 2 - Número 3 – Agosto 2017

EDIÇÃO ESPECIAL – CONFERÊNCIA NACIONAL DE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS

## Foco e Escopo

A Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada é uma publicação da Universidade de Pernambuco que tem como objetivo ser um canal de divulgação de trabalhos nas áreas de engenharia, computação e áreas tecnológicas convergentes.

## Seções

Engenharia Civil  
Engenharia da Computação  
Engenharia Elétrica  
Engenharia Mecânica

## Processo de Avaliação

O processo de avaliação da Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada será realizado por no mínimo dois revisores, professores da UPE ou convidados externos, envolvidos na pós-graduação.

## Periodicidade

Semestral.

## Política de Acesso Livre

Esta revista oferece acesso livre imediato ao seu conteúdo, seguindo o princípio de que disponibilizar gratuitamente o conhecimento científico ao público proporciona maior democratização mundial do conhecimento.

## Corpo Editorial:

Luis Arturo Gómez Malagón  
*lagomezma@poli.br*  
Alexandre Magno Andrade Maciel  
*amam@ecomp.poli.br*  
Diego José Rativa Millan  
*diego.rativa@ecomp.poli.br*

## Comitê Editorial:

Alberto Casado Lordsleem Lordsleem Júnior  
Francisco Gilfran Alves Milfont  
Francisco Ilo Bezerra Cardoso  
Maria Lencastre Pinheiro M. Cruz  
Sérgio Campello Oliveira

## Universidade de Pernambuco

Reitor: Pedro Henrique de Barros Falcão  
Vice-Reitor: Maria do Socorro Cavalcanti

## Escola Politécnica de Pernambuco

Diretor: José Roberto Cavalcanti  
Vice-Diretor: Alexandre Duarte Gusmão

## Endereço

Rua Benfica, 455 – Madalena  
Recife/PE - CEP: 50/720-001  
Telefone: 55 81 3184-7513  
Email: [cpg@poli.br](mailto:cpg@poli.br)

CIP Catalogação-na-Publicação  
Universidade de Pernambuco Escola Politécnica de Pernambuco  
Biblioteca Central

Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada / Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica de Pernambuco - Vol.2, no. 3 (2017) - Recife: UPE, 2017.  
Semestral  
ISSN 2525-4251 (versão online)  
Título abreviado: Rev. Eng. Pesquisa Aplicada.  
<sup>1</sup> ENGENHARIA - Periódicos

DOI: <http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3>

# Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada

Volume 2 – Número 3 – Agosto 2017

## **Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas**

*Eliana Monteiro – Dione Silva – Gabriela Moraes – Regina Oliveira – Klarissa Cruz – Bruna Dantas*

**1**

## **Principais Problemas Patológicos Investigados em Equipamentos Urbanos de Parque Público**

*Cesar Fioriti – Bruna dos Santos*

**3**

## **O Caso das Manifestações Patológicas em Pilares de uma Edificação Pública**

*Cesar Fioriti – Camila Sakamoto – Maria Paula Christófani – Nayra Yumi Tsutsumoto*

**11**

## **Um Estudo das Manifestações Patológicas em Vigas e Lajes de Concreto: Edificações da FCT/UNESP**

*Cesar Fioriti – Maria Paula Christófani – Nayra Yumi Tsutsumoto – Fernando Sérgio Okimoto*

**20**

## **Utilização de Ensaio Não Destrutivos, Ultrassom e Pacômetro, como Métodos de Verificação da Resistência e Qualidade do Concreto em um Edifício em Aracaju – Sergipe**

*Emanuella Carvalho – Caroline Sena – Mikaele Rocha – Carlos Carvalho*

**28**

## **Velocidade de Propagação de Ondas de Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna**

*Ana Paula Capraro - Cristofer Scremim - Marcelo Medeiros - Natália Polegato*

**38**

## **Verificação do Estado-limite de Serviço em Vigas de Concreto Armado Visando a Durabilidade em Projeto Estrutural**

*Amâncio Filgueira Filho - Rafael Filgueira Amaral - Bruno de Sousa Teti - Iago Calábria*

**48**

**Análise da Profundidade de Fissuras em Concreto com Termografia Infravermelha**

*Joaquim Rocha – Marcela Silva – Yêda Póvoas – Eliana Monteiro*

**58**

**Sensores de Corrosão para Monitoramento de Pontes e Viadutos de Concreto Armado. Primeira Etapa – Testes em Solução Aquosa**

*Analiet Valdés – Polyana Roque – Marcelo Medeiros*

**66**

**Incidência de Manifestações Patológicas em Edificações Residenciais na Região Metropolitana do Recife (RMR)**

*Cleyton Santos – Dione Silva – Ismaylly Nascimento*

**76**

**Inspeção das Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado no Edifício Bom Pastor em Garanhuns-PE**

*Marília Bezerra – Marília Albuquerque – Ricardo Cavalcanti – Eliana Monteiro*

**84**

**Efeito da Adição de Pozolana na Resistividade Elétrica Superficial do Concreto**

*Ronaldo Medeiros-Junior - Patrícia Gans*

**94**

**Inspeção da Qualidade de Habitações Populares Após Entrega**

*Bruna Gomes - Ana Faro - Taynara Nascimento*

**101**

**Estudo da Repassivação das Armaduras em Concretos Carbonatados através da Realcalinização Química com Solução de Hidróxido de Potássio**

*Fernanda Araújo – Antônio Melo Neto - Paulo Helene*

**110**

**Análise das Manifestações Patológicas Presentes nas Fachadas de um Casario Tombado no Município de Pesqueira-PE**

*Juliane Pires – Dione Silva – Emília Rabbani – Ismaylly Nascimento*

**119**

**Análise Da Utilização De Endurecedores Na Dureza Superficial De Concretos Para Pisos**

*Francine Padilha – Beatriz Schimelfenig – Cristina Silva*

**129**

**Priorização na Resolução de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado: Método GUT**

*Natália Martins – Raniely Pessoa – Rayssa Nascimento*

**139**

**Avaliação da Resistência de Aderência à Tração de Revestimento Cerâmico em Substrato de Gesso**

*Emmanuel Inácio – Bárbara Costa – Ângelo Just – Luciano Peres*

**149**

**Os Novos Túneis Urbanos da Cidade do Recife: Casos de Degradação Prematura de Estruturas de Concreto**

*Eduardo Lins – Ramon Burgos – Eliana Monteiro*

**157**

**Análise da Influência da Adição de Sílica Ativa como Substituição Parcial do Cimento em Argamassas Contra Ação de CO<sub>2</sub> e Íons Cloreto**

*Ariane Cardoso - Thayse Delmiro - Aldileide Mendes - Eliana Monteiro -  
Emília Rabbani*

**167**

# Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas

*National Conference on Pathology and Recovery of Structures*

**Eliana Cristina Barreto Monteiro** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-0842-779X](https://orcid.org/0000-0003-0842-779X)

**Dione Luiza da Silva** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-2101-4511](https://orcid.org/0000-0002-2101-4511)

**Gabriela Alves Tenório de Moraes** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-5132-0483](https://orcid.org/0000-0001-5132-0483)

**Regina Lúcia Melo de Oliveira** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-0859-0549](https://orcid.org/0000-0002-0859-0549)

**Klarissa Karen Tavares da Cruz** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-6630-4678](https://orcid.org/0000-0002-6630-4678)

**Bruna Ferraz Carvalho Dantas** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-8659-7634](https://orcid.org/0000-0001-8659-7634)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

A Universidade de Pernambuco (UPE) é uma universidade pública estadual multicampi, formada por 15 unidades de ensino, dentre as quais está compreendida a Escola Politécnica de Pernambuco (POLI). A instituição constitui patrimônio da sociedade do estado e desde sua fundação, há 52 anos, desempenha papel crucial no desenvolvimento social e econômico no âmbito local.

Em 2016, a UPE promoveu o I Seminário de Patologia e Recuperação Estrutural - SEMIPAR. O evento reuniu profissionais e estudantes de diversos estados brasileiros. Em virtude do grande sucesso da primeira edição, em 2017, o evento ganhou caráter mais abrangente, passando a ser denominado Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas – CONPAR.

A CONPAR foi realizada nos dias 30 e 31 de agosto de 2017 e representou uma importante oportunidade para fomentar novos conhecimentos, técnicas e tecnologias, através da troca de experiências de profissionais da indústria da construção civil e da divulgação de pesquisas científicas relacionadas à patologia das edificações e à recuperação de estruturas. O evento foi organizado por uma comissão composta por 20 alunos de graduação e pós-graduação do curso de engenharia civil, sob a coordenação das professoras Eliana Cristina Barreto Monteiro (UPE) e Dione Luiza da Silva (UPE).

De caráter nacional, a Conferência foi aberta aos profissionais da área, estudantes da POLI e demais instituições brasileiras e contou com a participação de 400 inscritos. Ademais, foram submetidos 102 artigos científicos, dos quais 82 foram aprovados para publicação. Dentre os aprovados, os 20 melhores artigos foram escolhidos para publicação numa edição especial da Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada (REPA). Para aprovação, os trabalhos foram avaliados por pares por uma comissão científica composta por 31 mestres e doutores na área.

A temática dos trabalhos foi relacionada à patologia das edificações e à recuperação estrutural, e foram elaborados abordando os seguintes tópicos:

- Manifestações patológicas em estruturas de concreto;
- Causas das manifestações patológicas em estruturas de concreto;
- Ensaios para inspeção e diagnóstico das estruturas de concreto;
- Métodos e materiais de inspeção, reabilitação e reforço de estruturas;
- Métodos de prevenção e controle das manifestações patológicas.

A apresentação dos trabalhos foi dividida em 04 sessões, nos formatos oral e pôster. Nas quais os trabalhos foram avaliados por uma banca examinadora composta por acadêmicos especialistas na área e os melhores trabalhos apresentados foram premiados. As apresentações tiveram como objetivo cardinal permitir maior desenvolvimento acadêmico e profissional do conferencista, através do fortalecimento do seu conhecimento técnico acerca de uma vertente tão importante da engenharia civil.

Diante do exposto, é com imensa satisfação que disponibilizamos ao público geral, através da Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada – Edição especial, importante veículo de disseminação do conhecimento científico, uma mostra dos melhores trabalhos da CONPAR 2017.

Por fim, não poderíamos deixar de agradecer ao comitê técnico da CONPAR pelo trabalho cuidadoso na edição deste volume.

# Principais Problemas Patológicos Investigados em Equipamentos Urbanos de Parque Público

*Main Pathological Problems Investigated in Urban Public Park Equipment*

**Cesar Fabiano Fioriti**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-5461-4495](https://orcid.org/0000-0001-5461-4495)

**Bruna Anacleto dos Santos**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-0670-0860](https://orcid.org/0000-0003-0670-0860)

<sup>1</sup> Departamento de Planejamento Urbanismo e Ambiente, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Estadual Paulista, Presidente Prudente, Brasil.

**E-mail do autor principal:** Cesar Fabiano Fioriti [fioriti@fct.unesp.br](mailto:fioriti@fct.unesp.br)

## Resumo

Apesar do avanço tecnológico no campo das técnicas e dos materiais de construção, tem-se observado um grande número de edificações e equipamentos públicos relativamente jovens apresentando problemas patológicos de toda sorte. Dessa maneira este trabalho trata de estudo de caso realizado nos equipamentos urbanos públicos pertencentes ao Parque do Povo, localizado no município de Presidente Prudente, em que por meio de vistorias foram identificadas as manifestações patológicas existentes na pista de skate, no teatro de arena, na fonte com espelho d'água, na pista de caminhada, em quiosques, em pergolados, em bancos e na quadra poliesportiva. A metodologia empregada envolveu a seguinte sequência: (1) levantamento visual das manifestações patológicas (utilizando como auxílio seu registro fotográfico), (2) apresentação dos aspectos gerais, (3) apresentação das causas prováveis, (4) apresentação do diagnóstico mais provável e (5) possibilidade de solução de reparo das anomalias identificadas. Os resultados apontaram manifestações patológicas em revestimento de argamassa (fissuras e eflorescências), alvenaria (rachaduras e cedimento), concreto (estufamento e cedimento), revestimento cerâmico (eflorescências e descolamentos) e aço (corrosão). Por fim, os problemas relatados são decorrentes, em sua maioria, a falhas de execução e/ou projetual, tal como a falta de manutenção preventiva dos locais vistoriados.

**Palavras-Chave:** Equipamentos urbanos; Degradação; Anomalias.

## Abstract

*Despite the technological advances in the field of building materials and techniques, a large number of buildings and public facilities have been observed, relatively young, presenting pathological problems of all kinds. In this way, this paper deals with a case study carried out in the public urban equipments belonging to the Park of the People, located in the municipality of Presidente Prudente, in which the pathological manifestations existing in the skating rink, the arena theater, the water fountain, hiking trail, kiosks, pergolas, benches and on the sports court. The methodology employed involved the following sequence: (1) visual survey of pathological manifestations (using as an aid their photographic record), (2) presentation of general aspects, (3) presentation of probable causes,*

*(4) presentation of the most likely diagnosis and (5) possibility of repairing the identified anomalies. The results indicated pathological manifestations of mortar (fissures and efflorescence), masonry (cracks and repression), concrete (caving and repression), ceramic coating (efflorescence and detachment) and steel (corrosion). Finally, the problems reported are due, for the most part, to execution and / or design flaws, as well as the lack of preventive maintenance of the surveyed sites.*

**Key-words:** *Urban equipments; Degradation; Anomalies.*

### 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 (FREIRE [1]).

Segundo Helene [2], "patologia é 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".

Conforme Iantas [3], as manifestações patológicas são modificações estruturais e ou funcionais causadas por doença no organismo, ou seja, tudo que promove a degradação do material ou de suas propriedades físicas e ou estruturais o qual esteja sendo solicitado. As edificações também podem apresentar anomalias, comparáveis as doenças: trincas, rachaduras, fissuras, manchas, descolamentos, deformações, rupturas, corrosões, oxidações, entre outros. Também pode ser entendida como o baixo ou o fim do desempenho da estrutura, em relação à estabilidade, estética, funcionalidade e, principalmente, durabilidade da mesma com relação às condições que está submetida.

Para Lima [4], a sintomatologia é um importante assunto a ser abordado nas manifestações patológicas, pois se trata do quadro que torna evidente que a construção é acometida por algum processo patológico.

Segundo Thomaz [5], muitos problemas patológicos ocorrem devido ao envelhecimento natural da edificação, no entanto, podem ter origem em erros de projeto, erros na construção, ou até mesmo à falta de manutenção. O citado autor ainda destaca à desconsideração de agentes agressivos ou mesmo ao pequeno conhecimento de processos degenerativos.

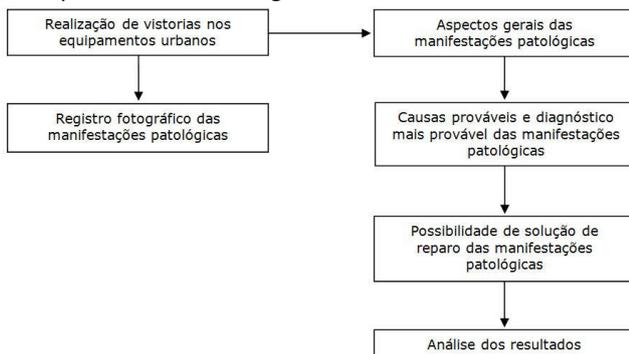
Inúmeras são as anomalias que afetam os edifícios. Entre elas, ainda segundo Thomaz (2001), destaca-se a evolução tecnológica da construção civil no Brasil, que induziu a realização das obras em um tempo menor, utilizando estruturas e materiais cada vez mais leves. Tais fatos, juntamente com o despreparo dos profissionais, tanto de projeto quanto de produção, vêm provocando a queda gradativa da qualidade das construções no país. O autor complementa ainda que a incompatibilidade dos projetos, bem como o seu pouco detalhamento, juntamente com a falta de planejamento e de fiscalização das obras, colabora para o agravamento do quadro atual.

Manifestações patológicas também se originam devido os profissionais com formação em outro país não conhecerem as características climáticas, de insolação e regime dos ventos do Brasil, onde encontramos uma variedade climática muito diversificada. Até bons profissionais erram quando não levam em consideração as mudanças climáticas ocorridas nas últimas décadas. Além disso, os materiais e os processos construtivos também diferem muito, nosso cimento é muito diferente do europeu, nossas casas são construídas com tijolos ou blocos e nos Estados Unidos as casas e sobrados são em sua maioria de madeira, e assim por diante. Desta maneira, não basta o edifício ser bonito e funcional, deve ser bom para a vida saudável no interior dele, isto é, é necessário ver a habitabilidade da edificação.

Diante disto, este trabalho trata de estudo de caso realizado nos equipamentos urbanos públicos pertencentes ao Parque do Povo, localizado no município de Presidente Prudente, em que por meio de vistorias foram identificadas manifestações patológicas existentes na pista de skate, no teatro de arena, na fonte com espelho d'água, na pista de caminhada, em quiosques, em pergolados, em bancos e na quadra poliesportiva.

## 2 Metodologia

O estudo de caso foi a alternativa expositiva escolhida neste trabalho para apresentar o equacionamento das soluções dos conflitos que o envolvem. Sendo assim, serão relatados os procedimentos metodológicos utilizados para o desenvolvimento do trabalho de campo e seus desdobramentos. A metodologia foi constituída basicamente de seis etapas, onde esquematicamente são apresentadas na Figura 1.



**Figura 1:** Esquema das etapas desenvolvidas no trabalho. Fonte: Autores (2016).

Por meio das seis etapas apresentadas, verifica-se que foram realizados levantamentos que deram suporte técnico para o desenvolvimento dessas atividades. Assim, o estudo dos problemas patológicos a partir de suas manifestações permite um conhecimento mais aprofundado das causas, subsidia os trabalhos de recuperação e manutenção e contribui para um maior entendimento de cada uma das etapas dos processos de produção dos equipamentos urbanos, possibilitando a adoção de medidas preventivas.

Algumas limitações foram encontradas no desenvolvimento desse trabalho, merecendo destaque as informações incompletas referentes as etapas de execução das edificações e a impossibilidade de obtenção de amostras por meio de processo destrutivo.

Desta forma, salienta-se que não fez parte deste trabalho entrar no mérito da qualificação e da atuação dos profissionais e empresas que participaram dos projetos e execução destas obras, sendo o foco único o levantamento das manifestações patológicas vistas sob a ótica da sintomatologia.

## 3 Resultados

### 3.1 Breve histórico do Parque do Povo

O Parque do Povo, destacado na Figura 2 pela cor verde, trata-se de uma área de lazer com mais de 6 km de extensão que percorre uma área nobre da cidade, desde a Avenida Manoel Goulart, próximo ao Prudenshopping, até a Avenida Brasil.



**Figura 2:** Localização do Parque do Povo. Fonte: Google Maps (2016) – editado.

Anteriormente a construção do Parque do Povo, o Córrego do Veado onde o parque está localizado, era uma região de difícil acesso e extremamente desvalorizada. Devido a expansão urbana aumentou-se a necessidade de acesso e circulação na região. Foi então que surgiu o programa denominado “Fundo de Vale” em 1976, por iniciativa da Prefeitura Municipal, que tinha como objetivo canalizar um trecho do Córrego do Veado e por meio de um processo de urbanização valorizar o local. No entanto, quando o parque foi inaugurado em 1982, não foi executado o projeto inicial completo, apenas parte dele. Mas já foi o suficiente para provocar grandes mudanças no local e valorizar a região (FRAZILI et al. [6]).

Atualmente, o parque consiste em uma extensa área de lazer verde localizada num fundo de vale. Possui equipamentos urbanos de lazer, como pista de skate, quadra poliesportiva, ciclovias, pistas de caminhada, campo de futebol, quiosques, playground, academia de idosos, entre outros, como mostra a Figura 3.



**Figura 3:** Parque do Povo, com detalhe do palco para shows, fonte com o teatro de arena ao fundo, além da pista de skate.

Fonte: Autores (2016).

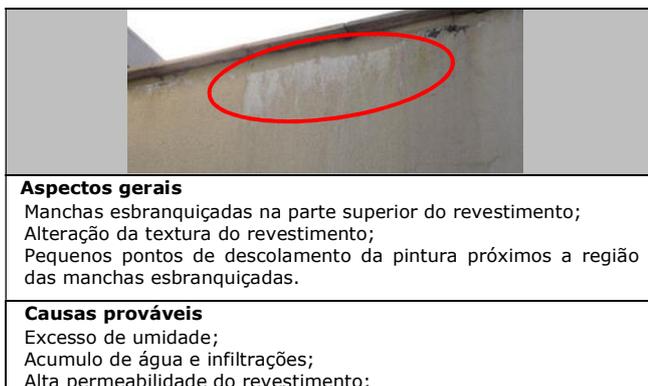
O parque é utilizado pelos cidadãos tanto durante a semana quanto aos finais de semana e feriados, para diversas atividades. Esse uso constante traz mais segurança ao local e comprova a qualidade do espaço urbano em questão. Essa qualidade influencia não somente no parque, mas também nas áreas próximas, tanto é que houve uma forte valorização de toda a área localizada no entdo parque e, principalmente, em seu perímetro – houve instalação de vários estabelecimentos comerciais, como academias, bares, restaurantes, lojas, edifícios de múltiplos pavimentos, etc.

Recentemente o parque passou por algumas pequenas reformas, alguns mobiliários como bancos, academia de idosos e algumas edificações como os banheiros foram substituídos ou mesmo reformados.

### 3.2 Manifestações patológicas identificadas nos equipamentos urbanos

Os Quadros 1 a 7 apresentam algumas das manifestações patológicas identificadas, em que se pode relacionar o levantamento dos aspectos gerais, as causas prováveis, o diagnóstico provável e a possibilidade de solução de reparo, a partir dos dados de campo e do registro fotográfico realizado.

**Quadro 1:** Eflorescência no revestimento argamassado, localizada na fonte com espelho d'água.



<p>Fissuras na superfície do revestimento favorecendo a entrada da água; Percolação d'água; Migração e posterior evaporação de soluções aquosas salinizadas.</p>
<p><b>Diagnóstico mais provável</b> Eflorescências causadas pela percolação de água no revestimento argamassado, infiltrando em grande parte pelo rejunte das placas assentadas na parte superior da alvenaria. A ocorrência de variações térmicas faz com que a água infiltrada carregue consigo sais dos materiais que ficam depositados na superfície, quando a água evapora esses depósitos salinos dão origem as manchas esbranquiçadas na superfície do revestimento.</p>
<p><b>Possibilidade de solução de reparo</b> 1. Aplicar rejunte acrílico entre as placas assentadas na parte superior da alvenaria; 2. Limpar a superfície; 3. Aplicar um preparador de parede a base de água; 4. Aplicar um selante acrílico e a tinta.</p>

Fonte: Autores (2016).

**Quadro 2:** Rachaduras horizontais ao longo da arquibancada do teatro de arena.



<p><b>Aspectos gerais</b> Aberturas variando entre 15 até 83 mm na alvenaria que constitui a arquibancada Aberturas predominantemente na horizontal ao longo de toda a estrutura; Desagregação da argamassa de revestimento em alguns pontos das rachaduras; Alvenaria aparente nos pontos com desagregação da argamassa de revestimento.</p>
<p><b>Causas prováveis</b> Movimentação do solo (recalque); Má qualidade da mão de obra; Incompatibilidade entre os materiais utilizados; Solicitações de fortes tensões expansivas.</p>
<p><b>Diagnóstico mais provável</b> Movimentação do solo, ou seja, recalque ao longo de toda a altura dos degraus da arquibancada. O recalque pode ter sido proveniente de um aterro mal compactado, que posteriormente veio a ocasionar as rachaduras horizontais ao longo da arquibancada.</p>
<p><b>Possibilidade de solução de reparo</b> 1. Considerando o recalque já estabilizado, deve-se limpar a rachadura; 2. Vedar a rachadura aplicando argamassa e tijolos (conforme a abertura do vão); 3. Reaplicar a argamassa, reaplicar o selante acrílico e a tinta.</p>

Fonte: Autores (2016).

**Quadro 3:** Estufamento do piso de concreto da pista de caminhada.



**Aspectos gerais**

Estufamento de aproximadamente 100 mm do concreto da pista;  
Rachaduras e rompimentos generalizados na região afetada;  
Comprometimento da segurança, acessibilidade e conforto dos usuários;  
Rachaduras e descolamento das placas tátil-visuais da pista.

**Causas prováveis**

Movimentação do substrato;  
Má qualidade da mão de obra;  
Movimentação térmica;  
Ausência de malha de aço;  
Juntas de dilatação insuficientes

**Diagnóstico mais provável**

Juntas de dilatação insuficientes associada a ausência da malha de aço, pois quando ocorre a dilatação devido a variação térmica no concreto, o material não encontra espaço suficiente para expandir, rompendo-se. A ausência da malha de aço também contribui para o rompimento do concreto, pois ela ajudaria a manter a integridade do calçamento.

**Possibilidade de solução de reparo**

1. Retirar o concreto danificado;
2. Reaplicar o lastro de brita e reconcretar a região;
3. Executar juntas de dilatação não somente na região afetada, mas ao longo de toda a pista da caminhada.

Fonte: Autores (2016).

**Quadro 4:** Rachaduras diagonais em alvenaria da pista de skate.



**Aspectos gerais**

Aberturas diagonais de aproximadamente 1 a 20 mm na alvenaria que constitui o half-pipe;  
Descolamento de pequenas partes do revestimento de argamassa.

**Causas prováveis**

Movimentação do solo (recalque);  
Má qualidade da mão de obra;  
Incompatibilidade entre os materiais utilizados;  
Solicitações de fortes tensões expansivas;  
Solicitações não previstas.

**Diagnóstico mais provável**

Movimentação do solo, ou seja, recalque ao longo de toda alvenaria. O recalque pode ter sido proveniente de fundações deficientes, que posteriormente ocasionaram as rachaduras horizontais e diagonais no perímetro do half-pipe.

**Possibilidade de solução de reparo**

1. Considerando o recalque já estabilizado, deve-se limpar a rachadura;
2. Vedar a rachadura aplicando argamassa;
3. Reaplicar a argamassa, reaplicar o selante acrílico e a tinta.

Fonte: Autores (2016).

**Quadro 5:** Cedimento do pavimento intertravado do passeio.



**Aspectos gerais**

Cedimento das peças no pavimento intertravado de concreto;  
Desnível de até 50 mm entre os elementos;  
Comprometimento da segurança, acessibilidade e conforto dos usuários.

**Causas prováveis**

Movimentação do substrato;  
Má compactação do solo;  
Má qualidade do assentamento do pavimento intertravado.

**Diagnóstico mais provável**

Colchão de areia que serve como apoio ao pavimento intertravado instalado com espessura inadequada ou mesmo a falta deste, ocasionando o assentamento diretamente na base.  
Desconhecimento técnico da equipe que executou o serviço.

**Possibilidade de solução de reparo**

1. Retirar as peças de pavimento da região afetada;
2. Refazer a compactação do solo;
3. Reaplicar o colchão de areia;
4. Reassentar as peças de pavimento.

Fonte: Autores (2016).

**Quadro 6:** Descolamento do revestimento em granito dos bancos.



**Aspectos gerais**

Revestimento em granito descolado;  
Argamassa de assentamento aparente (Fig. b).

**Causas prováveis**

Argamassa de assentamento inadequada;  
Má qualidade da mão de obra.

**Diagnóstico mais provável**

Argamassa de assentamento inadequada ou de baixa qualidade. Neste caso, utilizou-se um revestimento de elevada densidade, o granito, que demanda uma argamassa adequada para garantir aderência entre o material de revestimento e a alvenaria, como a argamassa do tipo AC III ou ainda colas do tipo epóxi.

**Possibilidade de solução de reparo**

1. Realizar a limpeza da região afetada, removendo todos os fragmentos de argamassa de assentamento;
2. Reaplicar a argamassa de assentamento e/ou do tipo epóxi, reassentar as peças de granito e finalizar com o rejunte.

Fonte: Autores (2016).

**Quadro 7:** Corrosão nas bases de pilares dos pergolados

<http://dx.doi.org/10.25286/repav2i3.679>



**Aspectos gerais**

Corrosão nos cordões de solda entre as chapas de topo e pilares;  
Perda de parte do acabamento (pintura);  
Manchas marrom-avermelhadas devido ao processo existente de corrosão nas chapas de topo;  
Redução da massa das chapas de topo;  
Redução da massa dos perfis "U" (Fig. b);  
Mancha marrom-avermelhada devido ao processo de corrosão na ligação entre os perfis "U" (Fig. b).

**Causas prováveis**

Falta de manutenção preventiva;  
Excesso de umidade;  
Ação química da água de chuva que fica acumulada nas chapas de topo;  
Elementos em contato com águas residuais.

**Diagnóstico mais provável**

Ação química da água de chuva que penetra nos perfis "U" dos pilares pela parte superior e escorre por todo o comprimento do pilar.

**Possibilidade de solução de reparo**

1. Limpeza superficial com jato de granelha de aço;
2. Realizar a vedação com solda dos perfis, tanto da parte superior quanto da parte inferior, conforme a necessidade;
3. Renovar da camada de proteção, de modo a criar uma barreira efetiva entre o metal e o ambiente agressivo e reforço da estrutura;
4. Reaplicar a tinta.

Fonte: Autores (2016).

Cabe mencionar que além dos problemas patológicos apresentados, o Parque do Povo também é acometido por anomalias referentes a: fissuras em revestimentos argamassados na fonte com espelho d'água, descolamento da pintura em revestimento argamassado da fonte com espelho d'água, proliferação de manchas escuras em revestimento argamassado da pista de skate, eflorescência em revestimento cerâmico de quiosque, descolamento entre alvenarias de sanitário, desagregação da argamassa de revestimento de sanitário, descolamento do revestimento cerâmico em quiosque, corrosão em pilares de pergolados e da quadra poliesportiva, corrosão em vigas de pergolados e corrosão em base de pilares na quadra poliesportiva.

**3.3 Análise geral**

O Quadro 8 apresenta uma síntese dos diagnósticos desenvolvidos, sendo que tal tabela contempla todos os materiais analisados durante as vistorias, bem como todas as manifestações patológicas identificadas, indicando por meio de lacunas hachuradas as anomalias presentes em cada um dos diferentes materiais.

**Quadro 8:** Anomalias identificadas em diferentes materiais.

Manifestações Patológicas	Materiais							
	Concreto	Madeira	Aço	Alvenaria	Argamassa	Revestimento	Pintura	Pavimento
Fissura								
Rachadura								
Estufamento								
Cedimento								
Eflorescência								
Mancha								
Descolamento								
Desagregação								
Falha Dimensional								
Corrosão								

Fonte: Autores (2016).

Observando o Quadro 8, pode ser notado que as manifestações patológicas mais comuns entre os diferentes materiais, no local de análise, são: fissuras, descolamentos e manchas.

Apesar de a corrosão ser uma manifestação patológica quase que exclusiva dos metais, aço no caso, esta foi identificada muitas vezes nas vistorias, por estar presente em praticamente todas as análises realizadas em elementos do material em questão.

Sobre as manifestações patológicas identificadas em elementos de alvenaria, a mais comum é a fissuração.

As fissuras nas alvenarias são divididas de acordo com sua forma de manifestação, ou seja, seu desenho, que pode ser geométrico ou mapeado. As geométricas, também chamadas de isoladas, podem ocorrer tanto nos elementos da alvenaria – blocos e tijolos – quanto em suas juntas de assentamento. As mapeadas, também chamadas de disseminadas, podem ser formadas por retração das argamassas, por excesso de finos no traço ou por excesso de desempenamento. No geral, elas têm forma de "mapa" e, com frequência, são aberturas superficiais (CORSINI [7]).

Ambos os tipos de fissuras, citados anteriormente, foram detectados na mesma proporção durante as vistorias, nos elementos de alvenaria. Fissuras de mapeamento foram identificadas juntamente as manchas escuras e ao descolamento da pintura. Já as fissuras geométricas são encontradas associadas à rachaduras. Aliás, na grande maioria dos casos de fissuras, estas se encontram associadas a outras anomalias, principalmente à rachaduras.

O diagnóstico de duas, das três rachaduras identificadas, está associado à movimentação de solo, recalques ou ainda a solicitações não previstas. Já o terceiro está associado à amarração inadequada entre dois elementos (pilar de concreto e parede de alvenaria).

Em uma comparação entre as manifestações patológicas identificadas em alvenaria e em aço, observa-se que os problemas identificados em alvenarias são provenientes, em sua maioria, de falhas projetuais ou executivas. Apenas as manchas em alvenaria (10%) estão relacionadas diretamente à umidade. Diferente das manifestações patológicas em aço, pois mais de 83% destas estão relacionadas à umidade.

As manifestações patológicas identificadas nos elementos de argamassa são bem mais distribuídas. Foram identificadas quatro diferentes anomalias, todas elas relacionadas à presença de umidade, superando os índices de manifestações patológicas ocasionados pela umidade tanto em elementos de aço quanto em alvenaria.

Metade dos diagnósticos estão relacionados à propriedades do material em questão e a outra metade relacionada à falhas de execução e falta de manutenção.

É importante salientar que, manifestações patológicas como as fissuras contribuem de maneira efetiva para que surjam novas anomalias, como eflorescências, descolamento e desagregação. Pois, todas as anomalias citadas são provenientes da presença da umidade, e as fissuras tornam os elementos mais expostos a ação de agentes externos, como poeira, poluição, água entre outros. Deste modo, as fissuras acabam por contribuir para que a umidade se instale e conseqüentemente ocasione as outras anomalias citadas logo acima.

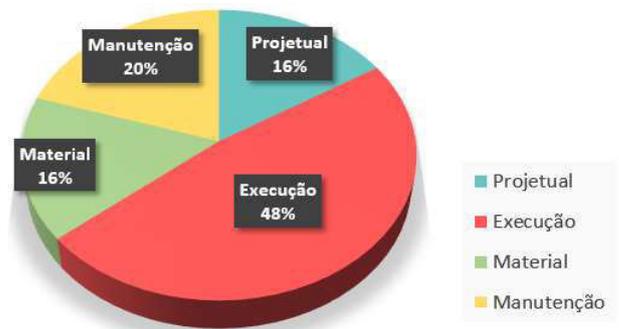
Os problemas patológicos mais comumente encontrados em pinturas são, assim como nos elementos em alvenaria, as fissuras. Esta anomalia está presente em 50% dos casos. Além da própria anomalia, as fissuras tornam as superfícies dos materiais mais expostas e contribuem para que surjam outros problemas patológicos, relacionados à ação dos agentes externos, principalmente à umidade. Exemplo desses outros problemas patológicos são os descolamentos e manchas, anomalias que também foram identificadas em pinturas.

Todas as manifestações patológicas identificadas em pinturas podem ser agravadas pela umidade, situação semelhante a que ocorre nos elementos de argamassa. Além disso, para ocorrência de manchas,

acarretadas pela presença de microrganismo como no caso identificado, é essencial que haja umidade.

Em suma, mais de metade (55,55%) de todas as manifestações patológicas identificadas estão relacionadas a umidade, seja pela presença de água na superfície dos elementos ou infiltração desta.

A Figura 4 informa uma contabilização das origens das manifestações patológicas identificadas, possibilitando uma comparação mais objetiva e didática das principais origens das anomalias identificadas em toda extensão do Parque do Povo.



**Figura 4:** Síntese das origens das manifestações patológicas identificadas.

Fonte: Autores (2016).

A Figura 4 aponta que quase metade (48%) das manifestações patológicas identificadas são originadas em falhas durante o processo de execução. Resultado que se aproxima muito com o que afirma Carmona e Marega (1988) apud Verçoza [8], que a maioria das manifestações patológicas tem sua origem na fase de execução, apesar deste apresentar um número com uma diferença pequena.

Outra observação muito relevante é que, apesar do parque ter passado por um recente processo de reforma/revitalização, muitas edificações, estruturas e equipamentos públicos se encontram em necessidade de manutenção, pois nestes se identificam manifestações patológicas. Lima [4] denomina esse quadro apresentado por sintomatologia. Esta situação é muito comum, apesar de Helene [2] afirmar que os custos de manutenção crescem em progressão geométrica, e que custos para manutenção corretiva são cerca de cinco vezes maiores se comparados a custo de manutenção preventiva, segundo a Lei de Evolução dos Custos. Sem contar é claro, o risco de se perder o elemento ou a edificação, pois quando as manifestações patológicas se encontram em nível muito avançado

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.679>

pode ser que não haja mais reparos possíveis que sejam capazes de recuperar a edificação ou até mesmo, que os reparos sejam possíveis, porém inviáveis economicamente.

As manifestações patológicas identificadas, em geral, se caracterizam como falhas de média monta, não chegando a comprometer a estrutura dos elementos, porém comprometem a estética dos equipamentos. Muitas vezes também comprometem a segurança e o conforto dos usuários; como no caso das situações apresentadas nos Quadros 3 e 5, pois o estado em que o piso intertravado se encontra poderia facilmente causar um acidente aos caminhantes que por ali passarem, principalmente no caso da pista de caminhada, onde a situação se encontra em um estado bem crítico.

#### 4 Conclusões

Por meio deste trabalho e das análises realizadas, é possível afirmar que muitas das manifestações patológicas identificadas poderiam ter sido minimizadas, e até mesmo evitadas, caso houvesse maior controle das etapas do processo construtivo, e que ao serem associadas a uma efetiva manutenção dos equipamentos urbanos, poderiam proporcionar maior qualidade e vida útil aos elementos.

Desta forma, foi possível constatar que o principal fator da existência de tantos problemas detectados deve-se, predominantemente, à falta de manutenções adequadas aos equipamentos urbanos, que não são realizadas de forma constante e preventiva, contribuindo para o aparecimento das manifestações patológicas, como também para o aumento do grau e intensidade delas, acarretando na necessidade de processos de reparos e reestruturação, afetando o funcionamento do elemento e levando a um gasto financeiro maior do que se houvesse uma prevenção efetiva e constante.

Por fim, anseia-se que esse trabalho possa expor a projetistas, construtores e usuários, os problemas patológicos que podem ocorrer em equipamentos urbanos públicos quando estes não recebem os cuidados e procedimentos necessários para seu funcionamento ideal, e com isso, proporcionar maior atenção e consciência por parte desses, a fim de que se atentem para as precauções e especificações de procedimentos a serem tomadas para a construção, como também para a utilização de um equipamento urbano.

#### Agradecimento

A FAPESP – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo, pela concessão da bolsa de iniciação científica a aluna.

#### Referências

- [1] FREIRE, A. Patologia nas edificações públicas do estado do Paraná: estudo de caso da unidade escolar padrão 023 da Superintendência de Desenvolvimento Escolar – SUDE. 2010. Monografia (Especialização em Construção de Obras Públicas) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- [2] HELENE, P. R. L. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. São Paulo: Editora Pini, 1992.
- [3] IANTAS, L. C. Estudo de caso: análise de patologias estruturais em edificação de gestão pública. 2010. Monografia (Especialização em Construção de Obras Públicas) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- [4] LIMA, P. R. B. Consideração do projeto no desempenho dos sistemas construtivos e qualidade da edificação – Proposição de um modelo de banco de dados. 2005. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- [5] THOMAZ, E. Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção. São Paulo: Coedição IPT/EPUSP/Editora Pini, 2001.
- [6] FRAZILI, L. G. R.; ALVES, S. L.; ALBANO, M. P.; YEDA, R. M. Análise do parque do povo como agente da reurbanização do fundo de vale, e desenvolvimento da cidade de Presidente Prudente-SP. Colloquium Humanarum, v. 10, n. Especial, jul-dez, 2013.
- [7] CORSINI, R. Trinca ou fissura? Revista Técnica nº 160, julho de 2010. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/160/trinca-ou-fissura-como-se-originam-quais-os-tipos-285488-1.aspx>>. Acesso em: 13 jul. 2016.
- [8] VERÇOZA, E. J. Patologias das edificações. Porto Alegre: Editora Sagra, 1991.

# O Caso das Manifestações Patológicas em Pilares de uma Edificação Pública

*The Case of Pathological Manifestations in Pillars of a Public Building*

Cesar Fabiano Fioriti<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-5461-4495](https://orcid.org/0000-0001-5461-4495)

Camila Akemi Sakamoto<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-4749-1025](https://orcid.org/0000-0002-4749-1025)

Maria Paula Hêngling Christófani<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-4233-6544](https://orcid.org/0000-0002-4233-6544)

Nayra Yumi Tsutsumoto<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0002-8410-0716](https://orcid.org/0000-0002-8410-0716)

<sup>1</sup> Departamento de Planejamento Urbanismo e Ambiente, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Estadual Paulista, Presidente Prudente, Brasil,

<sup>2</sup> Instituto Federal de Minas Gerais – IFMG, Santa Luzia, Brasil.

**E-mail do autor principal:** Cesar Fabiano Fioriti [fioriti@fct.unesp.br](mailto:fioriti@fct.unesp.br)

## Resumo

Este estudo de caso foi realizado nos pilares em concreto aparente, diretamente expostos às agressividades do meio ambiente, de uma edificação pertencente à Universidade Estadual Paulista, de Presidente Prudente. O objetivo consistiu em verificar, dentro do universo de cada pilar afetado, qual manifestação patológica ocorreu com maior frequência, e tentar justificar a ocorrência de tais incidências através de características singulares de cada elemento. A metodologia empregada envolveu a realização de pré-inspeção, inspeção, diagnóstico das anomalias e escolha da técnica de recuperação e aplicação. Os resultados mostram que as manifestações patológicas identificadas se assemelham quanto ao aspecto visual e descrição, diferenciando-se em seu grau de intensidade. Os problemas detectados que ocorrem com maior incidência são fissuras verticais, deslocamento do concreto, ausência de cobrimento (estribos e armadura principal) e corrosão da armadura (estribos e armadura principal). O diagnóstico apontou que as anomalias são provenientes de falhas no processo construtivo e ataque de agentes externos, aliado a falta de programa de manutenção preventiva. As origens das manifestações patológicas estão ligadas a fissuras devidas à corrosão das armaduras e corrosão das armaduras. Por fim, a técnica de reabilitação envolverá o tratamento das armaduras corroídas e a recomposição dos pilares com graute de base epóxi.

**Palavras-Chave:** Pilares; Degradação; Edificação pública; Concreto armado.

## Abstract

*This case study was carried out in the pillars in apparent concrete, directly exposed to the environmental aggressions, of a building belonging to the State University of São Paulo, of Presidente*

*Prudente. The objective was to verify, within the universe of each affected pillar, which pathological manifestation occurred most frequently, and to try to justify the occurrence of such incidences through the unique characteristics of each element. The methodology employed involved pre-inspection, inspection, diagnosis of anomalies and choice of recovery technique and application. The results show that the identified pathological manifestations are similar in visual aspect and description, differing in their degree of intensity. The problems detected that occur with a greater incidence are vertical cracks, displacement of the concrete, absence of covering (stirrups and main reinforcement) and corrosion of the reinforcement (stirrups and main reinforcement). The diagnosis pointed out that the anomalies come from failures in the construction process and attack of external agents, together with the lack of preventive maintenance program. The origins of pathological manifestation are related to cracks due to corrosion of the reinforcement and corrosion of the reinforcement. Finally, the rehabilitation technique will involve the treatment of corroded reinforcements and the recomposition of epoxy-based gratings.*

**Key-words:** Pillars; Degradation; Public building; Concrete.

### 1 Introdução

A ocorrência de manifestações patológicas em edificações pode ter suas causas originadas em qualquer fase de produção e/ou utilização da mesma: durante a concepção do projeto, a seleção de materiais, execução e mesmo durante o seu uso ao longo da sua vida útil. Para que seja garantida a qualidade final de uma edificação, entre outros aspectos, devem-se melhorar aspectos relacionados à concepção e representação gráfica dos projetos arquitetônicos, à garantia do uso de técnicas adequadas de construção e gestão durante a obra, além de um programa adequado de manutenção durante o ciclo de utilização da mesma (SCHARDONG e PAGNUSSAT [1]).

Ao analisar um processo patológico existente em uma edificação é necessário considerá-la como um conjunto de elementos que possuem características mecânicas, físicas e químicas determinadas e que mediante a isso podem sofrer modificações e interferências nas suas propriedades, acarretando no surgimento de manifestações patológicas.

Para diagnosticar e tratar um problema patológico deve-se antes de tudo conhecer o seu processo, sua origem, seus sintomas e suas causas. Esse conjunto de aspectos é o que determina um processo patológico em questão e que possibilita que se providenciem medidas de reparos.

Em uma sequência temporal do processo patológico podemos distinguir três partes diferenciadas: a origem, a evolução e o resultado final. Para o estudo do processo patológico convém recorrer a esta sequência de modo inverso, em que se observa primeiramente o resultado da anomalia, depois os sintomas, para, seguindo a evolução da mesma, alegar sua origem: a causa. Este processo permitirá estabelecer tanto a estratégia de reparação como a hipótese de prevenção (BROTO [2]).

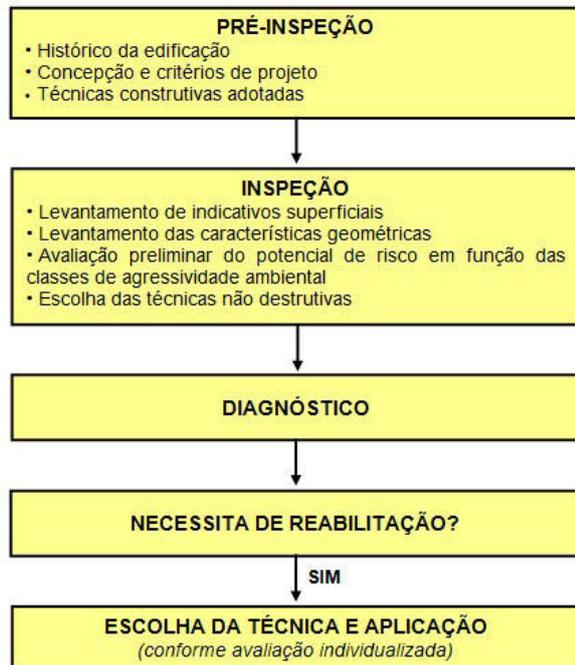
As manifestações patológicas são originadas por falhas que incidem durante a realização de uma ou mais atividades do processo da construção civil. As etapas iniciais dispõem um tempo relativo curto em relação à última que é a fase de uso, etapa mais longa que envolve a operação e manutenção das edificações, que, de acordo com a NBR 15575 (ABNT, 2013), norma de desempenho, é de no mínimo cinquenta anos no Brasil (TUTIKIAN e PACHECO [3]).

Ainda segundo Tutikian e Pacheco [3], estudos têm demonstrado que quanto mais cedo se detectar uma anomalia, mais eficiente e menos onerosa será a intervenção. Muitos cuidados são deixados de lado quando se projeta, se constrói ou se utiliza uma edificação, prejudicando a vida útil e o desempenho de sua estrutura. Portanto, se observa que o ciclo de vida de uma edificação consiste na etapa de produção e uso.

Diante do exposto, este trabalho trata de estudo de caso realizado nos pilares em concreto aparente, diretamente expostos às agressividades do meio ambiente, de uma edificação pertencente à Universidade Estadual Paulista (FCT/UNESP), campus de Presidente Prudente. O objetivo foi o de verificar, dentro do universo de cada pilar afetado, qual manifestação patológica ocorreu com maior frequência, e tentar justificar a ocorrência de tais incidências através de características singulares de cada elemento.

### 2 Breve descrição da metodologia

A apresentação das manifestações patológicas se limita ao estudo de caso, sendo que foi considerada no trabalho uma edificação localizada nas dependências da FCT/UNESP, campus de Presidente Prudente. A estrutura do método genérico utilizado foi formada, basicamente, por cinco partes distintas apresentadas na Figura 1.



**Figura 1:** Metodologia de etapas de inspeção para avaliação dos pilares.  
Fonte: Autores (2017).

O método genérico utilizado dá origem, em termos de aplicação prática, a um procedimento para resolução de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado. Convém mencionar que as técnicas não destrutivas utilizadas no trabalho foram a termografia infravermelha e o ensaio de carbonatação (solução de fenolftaleína). A justificativa de aplicação destas técnicas será realizada na apresentação do subitem 3.2 (inspeção).

### 3 Resultados e análise do problema

Os elementos escolhidos para vistoria tiveram como característica principal serem em concreto armado aparente, isto é, estarem diretamente expostos às agressividades do meio ambiente. Os resultados e análise, conforme determina a metodologia de etapas de inspeção utilizada, estão apresentados na sequência do texto.

#### 3.1 Pré-inspeção

##### 3.1.1 Dados da edificação

A edificação objeto de estudo de caso é denominada de Departamento de Cartografia (DC), se encontra localizada nas dependências da FCT/UNESP, no campus de Presidente Prudente. Atualmente se encontra com idade de 40 anos, com finalidade de uso

educacional, possuindo área construída que totaliza 697,90 m<sup>2</sup>. Dispõe de projeto arquitetônico, porém não há relatos de projeto estrutural.

##### 3.1.2 Técnicas construtivas

O sistema estrutural é constituído de pilares e vigas em concreto armado moldados in loco, com lajes pré-moldadas de concreto.

Se trata de uma edificação térrea, possuindo pilares e vigas em concreto aparente na parte externa e revestidos com argamassa na parte interna, lajes pré-moldadas revestidas com argamassa na parte interna; alvenaria de tijolos maciços revestidos com argamassa em ambos os lados, esquadrias metálicas compoem as janelas e portas de acesso, estrutura de cobertura em madeira com telhamento em fibrocimento (tipo calhetão), piso vinílico e pintura com tinta látex.

##### 3.1.3 Informações adicionais

Conforme o levantamento do histórico da edificação obtido verbalmente através de entrevistas não estruturadas com funcionários mais antigos da Seção de Conservação e Manutenção da FCT/UNESP, a respeito de sua construção, a edificação nesse período sofreu alteração apenas no que diz respeito ao seu acesso, que originalmente era feito pelas Fachadas 2 e 4, e atualmente é realizado unicamente pela Fachada 1 (ver Figura 2).

#### 3.2 Inspeção

##### 3.2.1 Indicativos superficiais e características geométricas

O período de realização das vistorias consistiu de 16 de janeiro a 24 de fevereiro de 2017. A finalidade das inspeções teve como propósito a realização de avaliação dos elementos estruturais de concreto armado afetados na edificação, nesse caso os pilares externos de concreto armado.

Os pilares apresentam dimensões de 15 x 30 cm, com exceção dos pilares de canto que tem 25 x 30 cm, porém todos apresentam altura de 3,65 m.

O levantamento das manifestações patológicas constituiu-se de vistoria das faces aparentes dos pilares e de anotações destas em croquis próprios. Nesses croquis são apresentados os pilares que contém problemas patológicos. Os dados coletados foram analisados, com base nas anotações dos

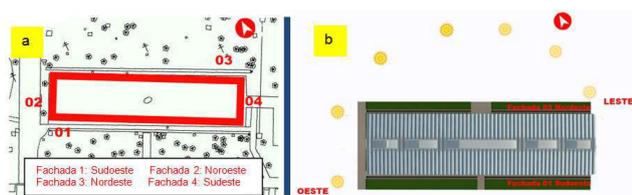
<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.680>

defeitos que implicassem na durabilidade dos pilares de concreto armado.

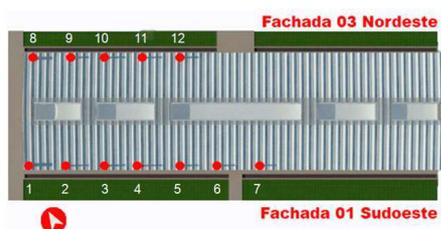
As observações foram feitas a olho nu, próximas ao elemento analisado ou, para o caso dos pilares onde a aproximação era difícil, como a parte superior, foi realizada com auxílio de binóculo. As medidas da edificação e dos elementos estruturais foram feitas com auxílio de trena, régua e paquímetro digital.

Foram pesquisados os seguintes problemas patológicos: fissuras devidas à corrosão das armaduras, ausência de cobrimento das armações, corrosão das armações e deslocamento do concreto do cobrimento das armações.

Assim, inicialmente será feita a apresentação da edificação através de sequência de imagens digitais e elaboração de desenhos assistidos por computador (Figuras 2a;b e 3), com o objetivo de exibir sua localização em relação ao Norte, seu entorno, bem como pontuar e descrever as manifestações patológicas observadas.



**Figura 2:** a) Fachadas enumeradas e esquema com a vegetação presente no entorno da edificação; b) Esquema (vista superior) mostrando o caminho do Sol. Fonte: Autores (2017).



**Figura 3:** Esquema (vista superior) com a marcação e numeração dos pilares que apresentam manifestações patológicas. Fonte: Autores (2017).

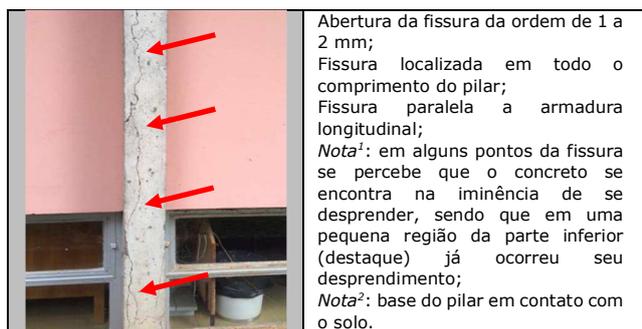
Pelo esquema da vista superior com a marcação dos pilares que apresentam algum dano (Figura 3), o lado esquerdo da edificação é mais afetado pelas manifestações patológicas nos pilares. Exceção dada ao Pilar 7, que apresenta anomalia, porém em nível inferior aos demais.

### 3.2.2 Manifestações patológicas identificadas nos pilares

As características visuais e descrições das manifestações patológicas identificadas nos pilares por meio das vistorias são apresentadas no Quadro 1. Porém, em função da limitação de páginas que o trabalho deve apresentar, serão apresentadas as anomalias e descrições identificadas em quatro dos doze pilares que apresentaram problemas patológicos. Até mesmo, porque as manifestações patológicas praticamente se repetem entre os mesmos, diferenciando em seu nível de gravidade.

**Quadro 1:** Manifestações patológicas de alguns dos pilares da edificação.

<p><b>Pilar 2</b></p>	<p><b>Descrição</b></p> <p>Armadura longitudinal exposta em uma das quinas do pilar; Armadura exposta com presença de corrosão; Presença de fissuras verticais nas quinas do pilar; Abertura das fissuras da ordem de 1 a 2 mm; Fissuras paralelas a armadura longitudinal; Fissura (parte superior) com o concreto na iminência de se desprender; Exposição da armadura e fissuras localizadas na parte central e superior do pilar.</p>
<p><b>Pilar 3</b></p>	<p><b>Descrição</b></p> <p>Armadura longitudinal e parte dos estribos expostos em uma das quinas do pilar; Armadura exposta com presença de corrosão; Presença de fissura vertical próxima a quina com armadura exposta; Abertura da fissura da ordem de 2 mm; Fissura paralela a armadura longitudinal; Exposição da armadura localizada na parte inferior e central do pilar; Fissura localizada na parte central do pilar.</p>
<p><b>Pilar 5</b></p>	<p><b>Descrição</b></p> <p>Armadura longitudinal exposta em uma das quinas do pilar; Armadura exposta com presença de corrosão; Presença de fissuras verticais em uma das quinas do pilar; Abertura das fissuras da ordem de 1 a 2 mm; Fissuras paralelas a armadura longitudinal; Fissura (parte central) com o concreto na iminência de se desprender; Exposição da armadura e fissuras localizadas na parte central e superior do pilar.</p>
<p><b>Pilar 10</b></p>	<p><b>Descrição</b></p> <p>Presença de fissura contínua vertical em uma das quinas do pilar; Armadura longitudinal exposta em uma das quinas do pilar;</p>



Abertura da fissura da ordem de 1 a 2 mm;  
Fissura localizada em todo o comprimento do pilar;  
Fissura paralela a armadura longitudinal;  
*Nota*<sup>1</sup>: em alguns pontos da fissura se percebe que o concreto se encontra na iminência de se desprender, sendo que em uma pequena região da parte inferior (destaque) já ocorreu seu desprendimento;  
*Nota*<sup>2</sup>: base do pilar em contato com o solo.

Fonte: Autores (2016).

### 3.2.3 Avaliação do potencial de risco em função das classes de agressividade ambiental

Conforme as prescrições da NBR 6118 (ABNT [4]), temos a seguinte avaliação:

- Edificação com classe II, com agressividade moderada, risco de deterioração pequeno, tipo de ambiente urbano;
- A espessura das fissuras, quase que em sua totalidade, se encontra acima do nível aceitável para peças expostas a meio agressivo moderado e forte, que é de 0,3 mm;
- O cobrimento dos pilares, conforme a classe de agressividade II, deve ter no mínimo 30 mm.

### 3.2.4 Resumo dos dados coletados

Em cada pilar foi contabilizado apenas uma vez cada tipo de anomalia, reconhecida como a mais típica do elemento. A Tabela 1 apresenta o resumo dos quantitativos das manifestações patológicas verificadas nos pilares com algum tipo de dano.

**Tabela 1:** Resumo das manifestações patológicas encontradas nos pilares.

Item	Manifestação patológica	Quantidade de pilares	
1	Fissura vertical	12	
2	Desplacamento do concreto	9	
3	Ausência de cobrimento	Estribo	5
	Armação principal	9	
4	Corrosão da armadura	Estribo com exposição <sup>(1)</sup>	5
		Armação principal com exposição <sup>(2)</sup>	9

(1) Os estribos expostos não se encontram rompidos.

(2) A armadura principal exposta não se encontra rompida.

Fonte: Autores (2017).

### 3.2.5 Perda de seção por corrosão

Com um paquímetro digital mediu-se o diâmetro das barras principais expostas dos pilares, e foram calculadas as perdas de seção por corrosão, conforme a Tabela 2.

**Tabela 2:** Perda de seção por corrosão nas barras principais dos pilares.

Pilar	Original <sup>(1)</sup> (mm)	Atual (mm)	Perda de seção (%)
1	10,00	(*)	-
2	10,00	9,37	6,3
3	10,00	9,44	5,6
4	10,00	9,35	6,5
5	10,00	(*)	-
6	10,00	9,15	8,5
7	10,00	(*)	-
8	10,00	9,26	7,4
9	10,00	(*)	-
10	10,00	(*)	-
11	10,00	(*)	-
12	10,00	9,32	6,8

(\*) Não foi possível realizar a medição.

(1) Ø 10,00mm → mínimo recomendado pela NBR 6118 (ABNT [4]).

Fonte: Autores (2017).

De acordo com Soares et al. [5], adota-se o princípio de que a necessidade de adição de uma nova barra de aço existe sempre que a redução da seção da barra corroída tiver ultrapassado 10%, caso este que não foi observado em nenhuma das barras onde ocorreu a medição da perda de seção (Tabela 2).

### 3.2.6 Cobrimento dos pilares

A Tabela 3 apresenta os valores do cobrimento dos pilares, que foram medidos com auxílio de uma régua. Os valores foram obtidos nos pontos onde se encontra o concreto deslocado, nas quinas, sendo apresentado o menor entre os dois valores verificados das quinas de cada pilar.

**Tabela 3:** Cobrimento verificado nos pilares.

Pilar	Cobrimento (mm)
1	(*)
2	6,0
3	7,0
4	6,0
5	(*)
6	9,0
7	(*)
8	11,0
9	11,0
10	(*)
11	(*)
12	9,0

(\*) Não foi possível realizar a medição.

Fonte: Autores (2017).

Verificou-se que todos os pilares com armadura exposta apresentam cobertura inferior ao mínimo de 30 mm prescrito pela NBR 6118 (ABNT [4]). Porém, na época da execução da edificação, a norma em vigor era a NB 1 (ABNT [6]) que determinava um cobertura mínimo para pilares ao ar livre de 20 mm, o que também não foi constatado na vistoria.

Como apenas existe o projeto arquitetônico da edificação, não pode ser verificado o cobertura especificado no projeto estrutural.

De maneira paralela, cabe mencionar que a NBR 6118 (ABNT [4]) estabelece que a menor dimensão na seção do pilar deva ser de 19 cm. Ao passo que a NB 1 (ABNT [6]) prescrevia que a menor dimensão na seção do pilar deveria ser de 20 cm. Assim, excluindo-se os pilares de canto que tem seção de 25 x 30 cm, todos os demais apresentam uma dimensão inferior ao estabelecido na época, pois apresentam seção de 15 x 30 cm.

A título de informação adicional é mencionado que embora se perceba que a parte da esquerda da edificação (ver Figura 3) apresenta anomalias, enquanto na sua direita os pilares, praticamente, não apresentam problemas patológicos. Não foi observado, nos pilares externos, relação entre o posicionamento dos pontos cardeais de alguma fachada com o grau de incidência das manifestações patológicas.

### 3.2.7 Ensaios não destrutivos

As manifestações patológicas apresentadas se assemelham quanto ao aspecto visual e descrição, diferenciando-se em seu grau de intensidade. Dessa maneira, se tratando de uma edificação em que as fachadas afetadas pelas manifestações patológicas têm em seu entorno grande quantidade de vegetação (plantas, gramas, arbustos e árvores), ao passo que em uma delas há o contato direto dos pilares com a vegetação, foi utilizado um equipamento termográfico para verificar se a origem da corrosão das armaduras (com fissuração e deslocamento) se dá através de absorção de água por capilaridade. E por se tratar de uma edificação localizada próxima a vários estacionamentos de veículos, em que ocorre grande concentração de monóxido de carbono (CO), bem como o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) produzido pela vegetação do entorno, foi realizado o ensaio de carbonatação (solução de fenolftaleína).

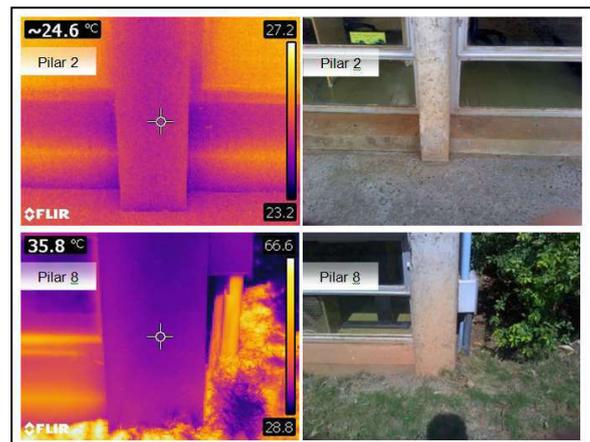
#### 3.2.7.1 Termografia infravermelha

Por meio dos termogramas verificou-se, em todos os pilares afetados, que os mesmos não apresentam variação de temperatura ao longo de seu

comprimento, principalmente na parte inferior dos mesmos, seja na Fachada 1 (Sudoeste) com o calçamento de concreto ou na Fachada 3 (Nordeste) com contato direto com o solo.

No Quadro 2, o termograma superior e a imagem real refere-se ao Pilar 2 da Fachada 1, e o termograma inferior com sua imagem real refere-se ao Pilar 8 da Fachada 2. Pode-se notar uma diferença de 11°C entre as imagens, referente ao horário em que as mesmas foram realizadas (10h40min), ou seja, na Fachada 1 não havia incidência do Sol enquanto na Fachada 2 havia incidência direta. Mas não se nota qualquer ponto com variação extrema de temperatura, o que poderia indicar a ocorrência de umidade ascendente. Cabe mencionar que os termogramas foram realizados 3 dias após chover no local, justamente para que a água da chuva pudesse se infiltrar no solo e ser absorvida pelos pilares (se fosse o caso).

**Quadro 2:** Termogramas de alguns dos pilares com manifestações patológicas.



Fonte: Autores (2017).

#### 3.2.7.2 Carbonatação

Por se tratar de uma estrutura de concreto em funcionamento, a determinação da profundidade de carbonatação foi realizada tentando preservar ao máximo possível o bem público. Foi utilizado um processo amplamente difundido e do qual os engenheiros que trabalham com diagnóstico, análise e recuperação de estruturas de concreto fazem bastante uso. As profundidades de carbonatação foram medidas fazendo-se pequenos desbastes nas quinas da estrutura de concreto com auxílio de ponteiro e escova de aço e, após limpeza da região, visando à retirada de material solto e pulverulento, foi aplicada a solução de fenolftaleína com jato de spray, caracterizando a região não carbonatada com a cor rosa fúcsia e a carbonatada permanecendo com a cor

inalterada. O Quadro 3 apresenta o indicador de carbonatação aplicado nas quinas de alguns dos pilares.

**Quadro 3:** Indicador de carbonatação, solução de fenolftaleína, aplicada em quinas de pilares



Fonte: Autores (2017).

A linha limítrofe entre o concreto carbonatado e o "sadio", chamada de frente de carbonatação, não se apresenta regular devido à presença de agregados graúdos ou de algum nicho de concentração de componentes químicos que retarda ou impede o avanço da frente de carbonatação. Portanto, a leitura da profundidade foi adotada como a distância entre a face da quina do pilar e uma linha média imaginária da frente de carbonatação. A Tabela 4 apresenta as profundidades de carbonatação medidas nos pilares.

**Tabela 4:** Profundidades de carbonatação dos pilares.

Pilar	Profundidade de carbonatação (mm)		Média (mm)
1	0,0	1,0	0,5
2	1,0	2,0	1,5
3	1,0	2,0	1,5
4	1,0	1,0	1,0
5	1,5	1,5	1,5
6	0,5	0,5	0,5
7	0,5	0,5	0,0
8	1,5	1,5	1,5
9	2,0	1,0	1,5
10	0,5	0,5	0,5
11	0,5	0,5	0,5
12	0,5	0,5	0,5

Fonte: Autores (2017).

Como apresentado na Tabela 4, os pilares demonstram carbonatação leve e superficial, não sendo suficientes para atingirem as armaduras principais e estribos dos pilares, onde se verificou que o cobrimento mínimo medido in loco é de 6 mm. Findando que a frente de carbonatação não atingiu a película passivadora da armadura, e, conseqüentemente não é responsável pela corrosão.

Porém, atualmente, as armaduras que se encontram expostas em função do deslocamento do

concreto, em processo de corrosão, tendem também a ter seu processo corrosivo acelerado em função de se encontrarem totalmente desprotegidas, podendo ser induzidas por um diferencial de potencial elétrico ou pela presença de umidade, ou ainda provocado por uma tensão residual durante o dobramento dos estribos. O processo de corrosão só se efetiva quando se tem oxigênio e água livre para o transporte dos íons. Por outro lado, se não ocorrer a diferença de potencial nem a presença do oxigênio e da água, o processo corrosivo pode permanecer inativo indefinidamente.

### 3.2.8 Informações complementares

Ocorreu a suspeita de que a corrosão da armadura encontrada nos pilares poderia ser proveniente de ataque por cloretos. Pois relatos de engenheiros da época apontam para o uso de aceleradores de pega contendo cloreto de cálcio ( $\text{CaCl}_2$ ) na execução de concretos em várias obras das décadas de 1960 e 1970, na região. O ataque por cloretos também leva a corrosão da armadura, que por sua vez expande gerando tensões de tração dentro do concreto, ocasionando seu deslocamento. Porém, ao vistoriar a edificação na sua parte interna não foram encontradas fissuras, deslocamentos, tampouco indícios de corrosão na armadura dos pilares, sendo descartada essa possibilidade. Ainda assim, não foi possível realizar o ensaio de teor de cloretos devido a não disponibilidade do equipamento necessário.

## 3.3 Diagnóstico

As manifestações patológicas dos pilares externos são provenientes de falhas no processo construtivo e ataque de agentes externos, aliado a falta de um programa de manutenção preventiva. As origens dos problemas patológicos são apresentadas nos subitens sequenciais.

### 3.3.1 Fissuras devidas à corrosão das armaduras

De forma deliberada, as armaduras dos pilares de concreto foram quase que invariavelmente colocadas nas proximidades de suas superfícies, ficando sujeitas a presença de água e de ar, desencadeando então o processo de corrosão, que tende a abranger toda a extensão mal protegida da armadura. A corrosão de armaduras nas estruturas de concreto é decorrente, preponderantemente, de processos eletroquímicos, característicos de corrosão em meio úmido, intensificando-se com a presença de elementos

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.680>

agressivos e com o aumento das heterogeneidades da estrutura, tais como aeração diferencial da peça, variações na espessura do revestimento, heterogeneidades do aço ou mesmo das tensões a que está submetido.

Dessa maneira, a porcentagem desta manifestação patológica nos pilares vistoriados é intensa, dando a impressão de que a incidência de corrosão nas armaduras é geral. O fato é que grande parte das armaduras corroídas já perdeu a capa protetora de concreto (ou se encontram na iminência do deslocamento), expondo-as ao meio ambiente.

### 3.3.2 Corrosão das armaduras

A totalidade das corrosões nas armaduras foi causada pelo pequeno revestimento de concreto dos pilares, com espessura inferior ao especificado na NBR 6118 (ABNT [4]), que é de 30 mm. Mesmo quando utilizamos como referência a norma da época da construção, NB1 (ABNT [6]), a prescrição indicava para pilares ao ar livre um revestimento mínimo de 20 mm. Desta maneira, com a armadura desprotegida e na presença de umidade proveniente da água de chuva, cria-se a condição favorável para a instalação da corrosão.

A corrosão das armaduras ocasiona uma ruína lenta e progressiva do elemento (pilar), reduzindo a seção das barras e a aderência com o concreto, proporcionando seu deslocamento. As barras mais afetadas pela corrosão são justamente as de quinas dos pilares porque são atacadas pelos dois lados.

Assim, o exame visual das armaduras de aço apontou falhas de formação de camadas protetoras da armadura embutida no concreto (revestimento).

## 3.4 Técnica de reabilitação

### 3.4.1 Corrosão do aço

O tratamento das armaduras corroídas deve abranger as etapas indicadas:

- Definir a área a ser tratada;
- Remover todo o concreto contaminado ao redor da armadura com corrosão (ou com fissuras na iminência de se soltar), com ferramentas manuais para não prejudicar ainda mais a armadura ou sua aderência ao concreto;
- Limpar cuidadosamente as barras corroídas com escova de aço;
- Examinar cuidadosamente as barras corroídas e já limpas, para avaliação da perda da sua capacidade

resistente; se for constatada perda de seção superior a 15% as barras devem ser suplementadas;

- Após a remoção de todos os detritos, a armadura tratada e a suplementar, se esta for necessária, devem ser pintadas com tinta inibidora de corrosão.

### 3.4.2 Recomposição com graute de base epóxi

A aplicação do graute deve seguir as seguintes etapas:

- Para o fechamento dos reparos deverá proceder-se ao lançamento do graute de base epóxi para complemento do pilar, devido a sua alta fluidez este procedimento requer a execução de fôrmas do tipo "cachimbo";
- O reparo deve ser preenchido de forma contínua, quando houver a necessidade de uma possível interrupção, a mesma não poderá superar 10 minutos; não se faz necessário o uso de vibrador nestas regiões, pois o graute tem a propriedade de ser auto adensável e autonivelante;
- O preenchimento do reparo deverá prosseguir até o transbordamento do graute pelo "cachimbo", tomando-se cuidado para que não decorra mais que 20 minutos do tempo de mistura do graute até o seu lançamento;
- A retirada das fôrmas se dará após 24 horas do preenchimento do reparo, com o auxílio de ponteiro e talhadeira, para retirada do material excedente;
- Caso sejam observadas pequenas falhas no preenchimento com graute nas regiões reparadas, faz-se necessário a aplicação de argamassa para a correção.

## 4 Considerações finais

Por meio das inspeções realizadas foi possível observar que as manifestações patológicas se repetem, diferenciando em seu nível de gravidade, e partem dos mesmos fatores. Porém, vale atentar ao fato de que parte dos pilares estão expostos às intempéries, e com isso, a deterioração dos materiais que compõem o sistema estrutural reagem com os agentes externos e contribuem com o surgimento das anomalias. Portanto, é concebível considerar que estes fatores relacionados a um mau planejamento e/ou execução, acabam por acarretar as manifestações patológicas apresentadas no trabalho.

Por fim, o trabalho constituiu em um esforço no sentido de propiciar uma contribuição científica no estudo da patologia em pilares de concreto. Sendo

que foi constatado que a correta escolha da técnica a ser utilizada em uma recuperação estrutural é que vai garantir o sucesso do trabalho realizado, pois a escolha errada pode acarretar na piora do problema. Assim, após a inspeção, estudo e diagnóstico da manifestação patológica, a indicação do procedimento de correção deve levar em conta vários fatores, como eficiência da obra, temperatura, prazos e agressividade do ambiente durante e após a correção. Alerta-se que, para cada tipo de problema, pode haver mais de uma solução, mais de um procedimento de correção, que será adotado em função de fatores técnicos e econômicos.

## Referências

- [1] SCHARDONG, G. K.; PAGNUSSAT, D. T. Avaliação de manifestações patológicas em edificações escolares públicas. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS, 7, 2011, Fortaleza, 2011.
- [2] BROTO, C. Enciclopedia broto patologías de la construcción. Barcelona: Links Internacional, 2005. 1396 p.
- [3] TUTIKIAN, B.; PACHECO, M. Inspección, diagnóstico y pronóstico em la construcción civil. Boletín Técnico. ALCONPAT Internacional, Mérida, 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] SOARES, A. P. F.; VASCONCELOS, L. T.; NASCIMENTO, F. B. C. Corrosão em armaduras de concreto. Ciências Exatas e Tecnológicas, v.3, n.1, p.177-188, 2015.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NB-1: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 1960.

# Um Estudo das Manifestações Patológicas em Vigas e Lajes de Concreto: Edificações da FCT/UNESP

*A Study of Pathological Manifestations in Beams and Concrete Slabs: Buildings of FCT/UNESP*

Cesar Fabiano Fioriti<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-5461-4495](https://orcid.org/0000-0001-5461-4495)

Maria Paula Hêngling Christófani<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-4233-6544](https://orcid.org/0000-0002-4233-6544)

Nayra Yumi Tsutsumoto<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0002-8410-0716](https://orcid.org/0000-0002-8410-0716)

Fernando Sérgio Okimoto<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-1385-8316](https://orcid.org/0000-0003-1385-8316)

<sup>1</sup> Departamento de Planejamento Urbanismo e Ambiente, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Estadual Paulista, Presidente Prudente, Brasil,

<sup>2</sup> Instituto Federal de Minas Gerais – IFMG, Santa Luzia, Brasil.

E-mail do autor principal: Cesar Fabiano Fioriti [fioriti@fct.unesp.br](mailto:fioriti@fct.unesp.br)

## Resumo

Este trabalho trata de estudo de caso realizado nas edificações pertencentes à Universidade Estadual Paulista (FCT/UNESP), de Presidente Prudente, em que por meio de inspeção visual foram identificadas as manifestações patológicas existentes nas vigas e lajes de concreto armado. A metodologia envolveu a realização da análise das características das anomalias, bem como sua importância, as causas mais prováveis e as possíveis soluções de reparo. Os problemas detectados que ocorreram com maior incidência nas vigas foram: manchas escuras, lixiviação, corrosão da armadura por esfoliação e corrosão de estribos. Nas lajes os principais problemas acometidos foram: recalque diferencial, fissuras de retração térmica e corrosão de armadura. Foi observado um padrão apresentado no processo de recuperação das estruturas de concreto, no que diz respeito às técnicas de reparo das peças estruturais. E se tratando de fissuras e corrosão das armaduras, pode-se constatar que se não forem obedecidos os critérios para proteção e bom uso das estruturas, é certo que, necessariamente, em qualquer tempo, essa mesma estrutura precisará ser recuperada. Diante do exposto, foi notado que os danos poderiam ter sido minimizados caso houvesse um efetivo controle da qualidade durante o processo construtivo dos sistemas estruturais analisados, aliado a um programa de manutenção preventiva.

**Palavras-Chave:** Sistemas estruturais; Degradação; Edificações públicas; Concreto armado.

## Abstract

*This paper deals with a case study carried out in the buildings belonging to the State University of São Paulo, of Presidente Prudente, in which the pathological manifestations in the beams and slabs of reinforced concrete were identified through visual inspection. The methodology involved the analysis of the characteristics of the anomalies, as well as their importance, the most probable causes and possible repair solutions. The problems detected that occurred with greater incidence in the beams were: dark spots, leaching, corrosion of the reinforcement by exfoliation and corrosion of stirrups. In the slabs the main problems were: differential reposition, thermal retraction cracks and reinforcement corrosion. Was observed a pattern presented in the process of recovery of reinforced concrete structures, with respect to the techniques of repair of structural parts. It can be seen that if the criteria for protection and good use of the structures are not obeyed, it is certain that, at any time, this same structure will have to be recovered. It was noted that the damages could have been minimized had there been an effective quality control during the construction process of the analyzed structural systems, together with a preventive maintenance program.*

**Key-words:** Structural systems; Degradation; Public buildings; Concrete.

## 1 Introdução

Na construção civil a rapidez na execução e o emprego de novas tecnologias são fundamentais para tornar o mercado mais competitivo e possibilitar novos empreendimentos. Inovações e rapidez de execução acarretaram na necessidade de se desenvolver o conhecimento relacionado às estruturas e aos materiais, a fim de proporcionar o avanço das construções. Entretanto, ainda que o investimento em tecnologias relacionadas a essas construções cresceu e evoluiu desde o início das civilizações até os dias atuais, ainda assim, existem sérias limitações e inevitáveis falhas que acabam por prejudicar o desempenho de algumas estruturas. Esses fatores conduzem ao surgimento de manifestações patológicas, que podem ser entendidas como perda ou queda de desempenho de um conjunto ou componente estrutural.

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 anomalia e desempenho, vida útil e durabilidade da edificação [1].

Em uma sequência temporal do processo patológico podemos distinguir três partes diferenciadas: a origem, a evolução e o resultado final. Para o estudo do processo patológico convém recorrer a esta sequência de modo inverso, onde se observa primeiramente o resultado da anomalia, depois os sintomas, para, seguindo a evolução da mesma, alegar sua origem: a causa. Este processo permitirá estabelecer tanto a estratégia de reparação como a hipótese de prevenção.

Os problemas de deterioração da estrutura e de seus materiais componentes decorrem, em grande parte, de um projeto inadequado e de uma execução mal cuidada, deficiências que ainda se constata serem

comuns, provocando a ocorrência de falhas que, fatalmente, resultam na necessidade de recuperação ou de reforço da estrutura [2].

Estudos têm demonstrado que quanto mais cedo se detectar uma anomalia, mais eficiente e menos onerosa será a intervenção. Muitos cuidados são deixados de lado quando se projeta, se constrói ou se utiliza uma edificação, prejudicando a vida útil e o desempenho de sua estrutura [3].

Desta maneira, a maioria das manifestações patológicas poderia ser evitada se houvesse um melhor detalhamento de projeto, tal como a escolha apropriada dos materiais e a correta execução da construção, assim como uma maior preocupação com a realização das intervenções de manutenção nos elementos que compõem as edificações [4]; [5].

O concreto armado é atualmente um material intensamente utilizado na construção de estruturas e grandes obras viárias. Seu emprego é conhecido em todo o mundo e seu uso é difundido pela facilidade de execução e adaptação as mais diferentes formas. No entanto a garantia de qualidade e segurança exige uma série de cuidados desde a fase de projeto até a execução.

Sendo o concreto armado um material não inerte, ele se sujeita a alterações ao longo do tempo, devido a interações entre seus elementos constitutivos (cimento, areia, brita, água e aço), interações entre esses e agentes externos (ácidos, bases, sais, gases e outros) e com materiais que lhe são adicionados (aditivos e adições minerais) [6].

Portanto, este trabalho trata de um estudo de caso realizado nas edificações pertencentes à Universidade Estadual Paulista (FCT/UNESP), campus de Presidente Prudente, em que por meio da realização de inspeção visual foram identificadas as manifestações patológicas existentes nas vigas e lajes de concreto armado.

## 2 Metodologia

A apresentação das manifestações patológicas se limita ao estudo de caso, sendo que foram consideradas no trabalho as edificações localizadas na FCT/UNESP de Presidente Prudente. Os estudos de caso centraram-se nos elementos estruturais vigas e lajes. As análises se detiveram no estudo comparativo, vistas sob a ótica da sintomatologia.

Por meio de quadros (ou lâminas) se estudaram os tipos de danos com suas características, importância, as causas mais prováveis e as possíveis soluções de reparo, na qual são comentadas conforme o exemplo do Quadro 1. As referências que auxiliaram nessa etapa foram: Helene [7], Muñoz Hidalgo [8] e Souza e Ripper [2].

**Quadro 1:** Exemplo do conteúdo a ser apresentado no quadro sinóptico.

Tipo de manifestação patológica identificada
<p><b>A) Figura</b> Apresenta-se uma figura especificando o tipo de manifestação patológica.</p>
<p><b>B) Características</b> Especifica-se as características da manifestação patológica, indicando onde e como se inicia, sua progressão e como finaliza antes de romper (caso possa ocorrer). Também se indica detalhes e peculiaridades de cada tipo de manifestação patológica.</p>
<p><b>C) Importância</b> Indica-se a importância e rapidez com que se produz a manifestação patológica, assim como outras observações a considerar. Para conhecer a importância das manifestações patológicas com mais comodidade e rapidez, serão indicados um número de triângulos que simbolizam a gravidade da anomalia, classificando os danos da seguinte forma:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Leve ▲ Quando não tem perigosidade e somente se trata de um dano que afeta o conjunto.</li> <li>• Média ▲▲ Deve-se prestar atenção e deve reparar-se, porque passado um tempo pode agravar-se.</li> <li>• Grave ▲▲▲ O dano pode permanecer um curto ou médio período de tempo sem que se produza uma ruptura total, mas deve ser reparado com urgência.</li> <li>• Muito grave ▲▲▲▲ A falha total pode se produzir instantaneamente, ou em um curto período de tempo. O elemento deve ser ajustado e reparado com bastante urgência. Dado que a gravidade depende do tipo de ruptura, situação e causas que as ocasionam, em determinados casos se incluem como variável a classificação, dependendo da causa que esta originando a ruptura.</li> </ul>
<p><b>D) Causas mais prováveis</b> Indicam-se as causas prováveis que originam o dano, que em cada caso pode haver ocasionado uma ou várias, e quanto maior seja seu número mais aumenta a gravidade. Em determinados casos é difícil detectar as causas que provocaram as falhas. Ante isso, é preferível seguir um sistema de eliminação descartando as causas que temos certeza que não ocasionaram o dano, e estudar em profundidade as causas suspeitas que restaram.</p>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p>

Como cada dano geralmente tem diferentes soluções, dependendo das causas que ocasionaram, segue a orientação sobre as possíveis reparações.

Sempre que possível deve-se eliminar a causa que ocasionou o dano.

Na maioria dos casos os danos admitem diferentes soluções, variando bastante entre eles a dúvida de qual solução é a melhor.

Como orientações são apresentadas as condições que requerem cumprir uma solução para considerá-las mais idônea:

- A mais segura;
- A mais duradoura;
- A mais fácil de executar;
- Aquela em que os reforços não são visíveis;
- A que precisa menos mão de obra;
- Aquela que ocasiona menos moléstias e deterioração;
- A mais econômica.

Convém relatar que se cumpra com a maioria dos requisitos possíveis, reforçando com o mesmo material com que esta executada a estrutura (na medida do possível), já que materiais distintos podem apresentar diferentes comportamentos térmicos.

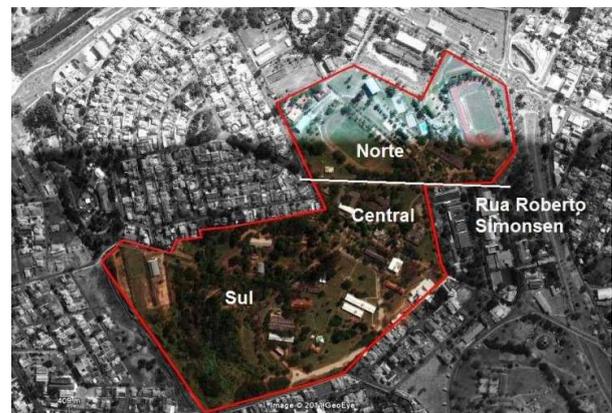
Fonte: Muñoz Hidalgo [8] – modificado.

## 3 Resultados

### 3.1 Escolha das edificações

O critério de escolha das edificações objeto de estudo partiu do quesito estrutural, ou seja, a definição do concreto armado como material constituinte do sistema estrutural e ter suas estruturas aparentes. Pois nestas condições seria possível identificar e analisar, a partir das vistorias e fotografias digitais, as eventuais manifestações patológicas.

A FCT/UNESP esta devidamente distribuída nos aproximadamente 400.000 m<sup>2</sup> de área, e conta com mais de 33 edificações que se encontram localizadas em três partes: área norte, área central e área sul, cujas duas primeiras estão separadas pela Rua Roberto Simonsen, como mostra a Figura 1.



**Figura 1:** Delimitação da área da FCT/UNESP.

Fonte: Autores (2017).

### 3.2 Manifestações patológicas identificadas

Com base nos dados de campo, as manifestações patológicas mais evidentes nas vigas foram: manchas escuras, lixiviação, corrosão da armadura por esfoliação e corrosão de estribos. Nas lajes os principais problemas acometidos foram: recalque diferencial, fissuras de retração térmica e corrosão de armadura. Na sequência serão apresentados os Quadros 2 a 8, em que poderão ser observadas as anomalias estudadas.

**Quadro 2:** Manchas escuras em viga.

<b>Manchas escuras</b>
<p><b>A) Figura</b></p>  <p><b>Idade do elemento estrutural na vistoria:</b> 48 anos <b>Período da vistoria:</b> Maio de 2017</p> <p>Manchas escuras, tanto na parte exposta como também na parte coberta da viga, além da proliferação de microrganismos (cor verde) no local que coincide com a queda da água pluvial, proveniente da telha de fibrocimento que constitui o telhamento.</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>As manchas superficiais de tonalidade escura ou mesmo esverdeadas, são decorrentes da proliferação de microrganismos ou surgimento de bolor, o que acaba por prejudicar a estética da edificação.</p> <p>Em estruturas expostas às intempéries, na fase de uso da edificação, as manchas são provenientes principalmente de chuvas incidentes, de forma que o acúmulo ou escoamento de água na superfície ocorre em função dos seguintes fatores: projeto, condições climáticas, presença de defeitos superficiais, geometria e propriedades dos materiais.</p>
<p><b>C) Importância ▲</b></p> <p>Causa alteração estética do ambiente, formando manchas escuras indesejáveis. O mofo ou bolor é uma alteração observável macroscopicamente na superfície do concreto, sendo uma consequência do desenvolvimento de microrganismos pertencentes ao grupo dos fungos. Sendo um organismo vivo, os fungos têm seu desenvolvimento afetado pelas condições ambientais, sendo a umidade fundamental.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Acúmulo de água e infiltrações;</li> <li>• Alta permeabilidade do concreto;</li> <li>• Fissuras na superfície do concreto favorecendo a entrada de água presente;</li> <li>• Proliferação de fungos e bolores;</li> <li>• Corrosão da armadura (manchas avermelhadas) por cobrimento deficiente;</li> <li>• Percolação da água.</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• As manchas escuras e esverdeadas causadas por fungos e bolores são mais fáceis de ser removidas utilizando uma lavadora de pressão e esfregando uma escova mais rígida com solução que contenha cloro;</li> <li>• Para as manchas avermelhadas causadas pela corrosão das armaduras é necessário o uso de escova com solução ácida para eliminar a coloração impregnada;</li> </ul>

- Para ambos os casos é necessário acabar com a entrada da água e umidade através de impermeabilizações e reparos em fissuras.

Fonte: Autores (2017).

**Quadro 3:** Lixiviação em vigas distintas.

<b>Lixiviação</b>
<p><b>A) Figura</b></p>  <p><b>Idade dos elementos estruturais na vistoria:</b> 36 anos <b>Período da vistoria:</b> Maio de 2017</p> <p>As figuras apresentam o processo de lixiviação e eflorescências, respectivamente, em vigas distintas da mesma edificação. A formação de estalactites fica evidente na figura da esquerda, enquanto as manchas esbranquiçadas da figura da direita indicam a ocorrência de infiltração de água na parte superior da viga (favorecendo a ocorrência do fenômeno).</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>A lixiviação é a ação extrativa ou de dissolução que os compostos hidratados da pasta de cimento podem sofrer quando em contato com água, principalmente as puras ou ácidas.</p> <p>A lixiviação do hidróxido de cálcio <math>[Ca(OH)_2]</math> com a conseqüente formação do carbonato de cálcio insolúvel, são responsáveis pelo aparecimento de eflorescências caracterizado por depósitos de cor branca na superfície do concreto, alterando a estética do elemento.</p> <p>Fatores externos que contribuem: quantidade de água, tempo de contato, elevação de temperatura e porosidade do material.</p> <p>O potencial hidrogeniônico (pH) do concreto é diminuído, dando lugar à decomposição de outros hidratos, aumentando sua porosidade e facilitando a desintegração. Surgem como resultado da lixiviação as formações do tipo estalactites e estalagmites.</p>
<p><b>C) Importância ▲▲/▲▲▲</b></p> <p>A lixiviação é nociva ao concreto por várias razões: com a remoção de sólidos, ocorre redução na resistência mecânica do material e abre-se caminho para a entrada de gases e líquidos agressivos às armaduras e ao próprio concreto, além da penetração de água e oxigênio que normalmente redundam na corrosão de armaduras em peças de concreto armado ou concreto protendido.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Excesso de umidade;</li> <li>• Acúmulo de água e infiltrações;</li> <li>• Alta permeabilidade do concreto;</li> <li>• Fissuras na superfície do concreto favorecendo a entrada de água;</li> <li>• Percolação da água;</li> <li>• Dissolução e carreamento do hidróxido de cálcio existente no cimento por meio da ação da água;</li> <li>• Migração e posterior evaporação de soluções aquosas salinizadas.</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Remover as manchas e estalactites com lavagem à pressão e uso de escova com soluções ácidas;</li> <li>• É necessário acabar com a entrada da água e umidade através de impermeabilizações e reparos em fissuras.</li> </ul>

Fonte: Autores (2017).

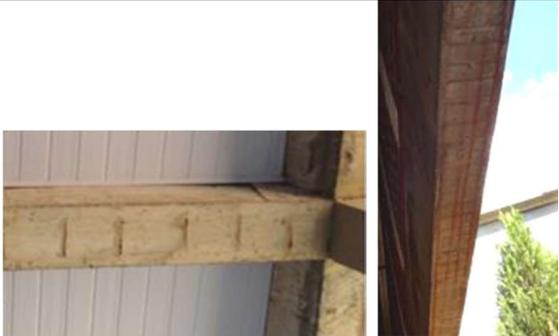
**Quadro 4:** Corrosão por esfoliação em vigas distintas.

Corrosão por esfoliação
<p><b>A) Figura</b></p>  <p><b>Idade dos elementos estruturais na vistoria:</b> 38 anos  <b>Período da vistoria:</b> Abril de 2017</p> <p>Na corrosão por esfoliação, ao aumentar tanto de volume, o aço fica sem espaço entre as barras propiciando o surgimento das fissuras longitudinais. Devido à agressividade e aumento do volume das barras, os estribos terminam se rompendo e desaparecendo por corrosão. Nas figuras são apresentados exemplos de corrosão por esfoliação em vigas distintas, expostas as intempéries.</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>Na corrosão por esfoliação, a armadura se desprende em capas, aumentando aproximadamente de 5 a 6 vezes seu volume inicial e ficando totalmente inservível. Geralmente ocorre em elementos sem proteção situados em terrenos ou ambientes muito agressivos, e quando se utilizaram agregados muito contaminados.</p> <p>Esta corrosão arruína rapidamente o elemento e ocasiona sua retirada, com exceção de que o elemento não tenha nenhuma missão resistente ou que a armadura se encontre muito bem ancorada permanecendo mais tempo.</p> <p>Na corrosão por esfoliação ao desprender-se do aço em lascas temos que ter a precaução de não tocar nas barras, já que se incrustam nas mãos, no qual se supõe um grave risco para a saúde.</p>
<p><b>C) Importância ▲▲▲</b></p> <p>A corrosão é rápida e progressiva, aumentando sua rapidez em elementos muito tensionados e segundo a causa que ocasiona a corrosão.</p> <p>Se não são tomadas medidas de urgência ao princípio de corrosão, dependendo do caso, ficará o elemento totalmente inutilizado.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Empregar agregados muito contaminados;</li> <li>• Atmosfera muito agressiva;</li> <li>• Omissão de espaçadores na armadura.</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Averiguar a causa que ocasiona a corrosão;</li> <li>• Se a corrosão está muito avançada ou se foram utilizados agregados contaminados, é preferível substituir o elemento por outro;</li> <li>• Se a corrosão está no começo, eliminar a causa que a origina e proceder como se fosse uma corrosão generalizada;</li> <li>• Substituir a armadura por outra nova se a corrosão estiver muito avançada.</li> </ul>

Fonte: Autores (2017).

**Quadro 5:** Corrosão de estribos em vigas distintas.

Corrosão de estribos
<b>A) Figura</b>

 <p><b>Idade dos elementos estruturais na vistoria:</b> 36 anos  <b>Período da vistoria:</b> Janeiro de 2017</p> <p>Nas figuras pode-se observar como ao omitir a colocação dos espaçadores nas vigas ocorre a corrosão dos estribos, aumentando bastante seu volume, sobressaindo ou começando a sobressair do concreto. Percebe-se também na figura da direita que a armação longitudinal começa a sofrer corrosão.</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>O desaparecimento dos estribos em sua base por corrosão perto dos apoios implica em um problema grave, já que os esforços cortantes ficam a cargo somente do concreto quando não existem barras inclinadas. A ruptura geralmente é muito rápida por cortante com uma inclinação aproximada de 35° a respeito da horizontal.</p> <p>Este dano geralmente ocorre em vigas onde foram omitidos os espaçadores e os estribos se encontram sem cobertura adequada. Também ocorre quando se empregam concretos de baixa resistência e menor alcalinidade em ambiente marítimo.</p> <p>Em vigas aparentes, podem ser também atacadas por suas laterais, os estribos podem sofrer corrosão pelas três faces expostas. Isto faz com que aumente mais a gravidade. Não obstante, se desaparecem somente os estribos da base da viga, os estribos verticais perdem sua eficácia ao ficarem sem ancoragem.</p>
<p><b>C) Importância ▲▲▲</b></p> <p>Embora a corrosão seja lenta e progressiva, quando os estribos desaparecem, implica um problema grave e não se deve esperar que rompa a viga por cortante, já que a falha geralmente ocorre de forma instantânea.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Omissão de espaçadores na viga;</li> <li>• Utilizar um concreto de inferior resistência e alcalinidade;</li> <li>• Empregar agregados contaminados.</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eliminar os produtos de corrosão, colocar a zona de estribos que desapareceram soldando-os aos existentes e cobrir a zona inferior da viga com argamassa epóxi;</li> <li>• No caso em que os estribos existentes não permitam soldagem, terão que ser colocados estribos novos perfurando a viga e introduzindo-os.</li> </ul>

Fonte: Autores (2017).

**Quadro 6:** Recalque diferencial em laje.

Recalque diferencial
<b>A) Figura</b>


<p><b>Idade do elemento estrutural na vistoria:</b> 31 anos (aproximadamente)  <b>Período da vistoria:</b> Janeiro de 2017</p> <p>Nas figuras pode-se apreciar como ficou a ligação de lajes distintas, em que a mais nova (passarela de ligação do pavimento superior, com recalque diferencial) apresenta uma diferença de nível de <math>\pm 1,2\text{cm}</math>. Também é possível observar a desfragmentação do concreto nos pontos da rachadura, bem como a abertura de <math>\pm 1,0\text{cm}</math> entre as partes que formam esse elemento possibilitando interferências indesejáveis.</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>As maiores pontas de pressão encontram-se geralmente nas bordas das lajes. Isto ocasiona recalques diferenciais entre os pilares, sendo mais acusados quanto menor rigidez tiver a laje.</p> <p>Consolidando o terreno no perímetro da laje, se reduzem as tensões no terreno e por tanto os recalques.</p> <p>Aumentando a espessura da laje em seu perímetro se obtém maior rigidez, isto faz com que o terreno trabalhe de forma mais uniforme e se reduzam os recalques nessa zona.</p>
<p><b>C) Importância ▲▲/▲▲▲</b></p> <p>A importância depende do recalque e dos danos ocasionados. Nestes casos a laje geralmente experimenta maiores deformações e fica ajustada para suportar o punçãoamento.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Insuficiente rigidez da laje;</li> <li>• Dessecação ou saturação de água do terreno no perímetro da laje;</li> <li>• Não prever os rebaixamentos;</li> <li>• Executar lajes sem calcular ou sem um estudo geotécnico do terreno;</li> <li>• Irrigação de jardins próximos a laje que altera a capacidade portante do terreno;</li> <li>• Executar a laje sem a supervisão de um técnico qualificado (erros de execução).</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se continuarem os recalques, calçar a laje em seu perímetro e consolidar o terreno.</li> </ul>

Fonte: Autores (2017).

**Quadro 7:** Fissuras de retração térmica em laje.

<b>Fissuras de retração térmica</b>
<b>A) Figura</b>


<p><b>Idade do elemento estrutural na vistoria:</b> 43 anos  <b>Período da vistoria:</b> Maio de 2017</p> <p>A fissura se encontra mais aberta no centro e vai se fechando à medida que chega aos extremos da laje.</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>As fissuras de retração hidráulica ou térmica são encontradas normalmente quando se encontram erros na distribuição da armadura da laje ou se concretou em época com temperaturas muito altas.</p> <p>Em lajes com grandes dimensões a fissura é mais aberta no centro e vai diminuindo de abertura à medida que se aproxima da viga. Em beiral é frequente a aparição de fissura de retração que aparece mais aberta no extremo do beiral e vai se fechando à medida que se aproxima da viga que a suporta.</p>
<p><b>C) Importância ▲</b></p> <p>Leve se não atinge a viga.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Omissão ou escassa armadura de distribuição;</li> <li>• Excesso de água ou agregados muito finos;</li> <li>• Cura ineficiente;</li> <li>• Proteção térmica ineficiente;</li> <li>• Excesso de calor de hidratação;</li> <li>• Excesso de água de amassamento.</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Escarificar a capa de compressão, colocar a armadura necessária e concretar utilizando agregados finos;</li> <li>• Quando se tratar de laje com alta sollicitação deve-se aplicar novo revestimento, empregando adesivo acrílico ou base epóxi como ponte de aderência;</li> <li>• Quando se tratar de laje com pequena sollicitação deve-se colmatar as fissuras com estucamento;</li> <li>• Efetuar proteção térmica conveniente.</li> </ul>

Fonte: Autores (2017).

**Quadro 8:** Corrosão de armaduras em laje.

<b>Corrosão de armadura</b>
<b>A) Figura</b>

<p><b>Idade do elemento estrutural na vistoria:</b> 43 anos  <b>Período da vistoria:</b> Maio de 2017</p> <p>Na figuras aparecem as armaduras de lajes maciças em processo de corrosão por umidade de condensação e também pela falta de espaçadores.</p>
<p><b>B) Características</b></p> <p>A corrosão da armadura de uma laje normalmente ocorre pela omissão de espaçadores. A corrosão ocorre também em</p>

<p>lajes de porão onde existe bastante umidade de condensação, bem como em lajes superiores de banheiros (edifícios de múltiplos pavimentos), pois o cloro da água favorece a corrosão.</p> <p>A corrosão da armadura pode ocorrer quando em contato com o gesso que se aplica como revestimento inferior da laje. Nas lajes superiores de edifícios de múltiplos pavimentos podem existir forros de gesso, assim, devem-se fazer aberturas para observar se a armadura esta sofrendo corrosão por umidade de condensação.</p>
<p><b>C) Importância ▲▲▲</b></p> <p>A corrosão é lenta e progressiva. A falha ocorre por perda de aderência, porém antes que se produza, pode aparecer deformações na laje.</p> <p>Nas corrosões generalizadas por esfoliação, a armadura se desprende ao desconectar-se do concreto.</p>
<p><b>D) Causas mais provável</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Armadura baixa por omissão de espaçadores;</li> <li>• Umidade de condensação elevada;</li> <li>• Concreto de baixa alcalinidade;</li> <li>• Concreto muito poroso e pouco compacto;</li> <li>• Má execução.</li> </ul>
<p><b>E) Possíveis soluções de reparo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eliminar a umidade de condensação;</li> <li>• Eliminar a corrosão, aplicar uma pintura passiva e revestir com argamassa predosificada;</li> <li>• Repor a seção da armadura que há desaparecido;</li> <li>• Em casos de início de corrosão sem comprometimento do concreto e das barras de aço, recuperar o componente estrutural mantendo as dimensões originais através de: argamassa polimérica, argamassa epóxi, argamassa poliéster, eventualmente aplicar argamassa em todas as superfícies para aumentar o cobrimento e proteger o componente estrutural (atingindo a espessura mínima de cobrimento especificada na NBR 6118 (ABNT [9]));</li> <li>• Em casos avançados de corrosão, reforçar o componente estrutural aumentando as dimensões originais através de reforço em: vigas, pilares e lajes;</li> <li>• Aplicar revestimento de proteção;</li> <li>• Eventualmente, demolir ou reconstruir.</li> </ul>

Fonte: Autores (2017).

### 3.3 Análise geral

Por meio das vistorias realizadas foi possível observar que as manifestações patológicas são diversas, e partem de fatores variados. Primeiramente, vale atentar ao fato de que parte dos elementos estudados (neste caso as vigas) estão expostas às intempéries, e com isso, a deterioração dos materiais que compõem o sistema estrutural reagem com os agentes externos e acarretam, muitas vezes, em anomalias. Portanto, é concebível considerar que estes fatores relacionados a um mau planejamento e/ou execução, acabam por acarretar as principais manifestações patológicas apresentadas no item 3.2.

Analisando os estudos de caso apresentados, pode ser observado um padrão apresentado no processo de recuperação das estruturas de concreto armado, no que diz respeito às técnicas de reparo das peças estruturais.

Após a apresentação das causas prováveis das manifestações patológicas, obtidas por meio de inspeção visual, pode ser notado que os procedimentos adotados nos casos estudados se assemelham. Execução da remoção da camada superficial do concreto, limpeza das armaduras com corrosão, proteção ou substituição das mesmas, recomposição do cobrimento das armaduras através de argamassa polimérica ou graute. Estas etapas são bastante difundidas entre os profissionais que trabalham em obra. O que pode diferenciar muitas vezes um serviço do outro é a qualidade dos materiais que são empregados, além do controle de execução das recuperações.

E se tratando de fissuras e corrosão das armaduras, podemos constatar que se não forem obedecidos os critérios para proteção e bom uso das estruturas, é certo que, necessariamente, em qualquer tempo, essa mesma estrutura precisará ser recuperada.

Diante do exposto, após a vistoria, estudo e diagnóstico das manifestações patológicas, a indicação do procedimento de correção deve levar em conta vários fatores como eficiência de intervenção, segurança, materiais, equipamentos, custo e condições específicas da obra, temperatura, prazos e agressividade do ambiente durante e após a correção.

Para cada tipo de problema patológico pode haver mais de uma solução e mais de um procedimento de correção, que será adotado em função de fatores técnicos e econômicos. A disponibilidade de tecnologia local deve sempre ser levada em conta, ou seja, a existência ou não de pessoal habilitado, os materiais e equipamentos existentes no local da obra.

Procedimentos que exigem equipamentos específicos, como o uso de concreto ou argamassa polimérica projetados, tem campo de aplicação quando se trata de correções de problemas em grande áreas e de forma repetitiva. Outros, aparentemente mais artesanais, podem ser adequados para locais em que não se permita poeira e ruídos excessivos ou quando se trata de correção pequena.

Cabe lembrar que a segurança e satisfação final do proprietário serão atendidas na medida em que haja uma fiscalização eficiente e controle de qualidade de todas as atividades envolvidas. É conveniente realizar ensaios de resistência, aderência, durabilidade dos materiais, além de procurar comprovação da eficácia de certos procedimentos, através de testemunhos, provas de carga, ultrassom, medidas de potenciais de corrosão e outros recursos de análise de estruturas de concreto acabadas.

## 4 Conclusões

A partir do levantamento dos dados patológicos observados nas estruturas em concreto das edificações objeto de estudos de caso, foi concluído que as recomendações sugeridas pelas normas NBR 6118 (ABNT [9]) e CEB:1990 (CEB [10]) são procedentes e necessárias. Podemos citar como exemplos bem sucedidos a obrigação de se evitar o acúmulo de água proveniente de chuva ou de limpeza nas superfícies das estruturas; a atenção especial à qualidade e à espessura mínima do cobrimento; o detalhamento correto das armaduras, com atenção aos espaçamentos mínimos e máximos entre barras de aço necessárias, respectivamente para a concretagem dos elementos estruturais e para atender as necessidades de armadura para se evitarem fissuras nas regiões mais solicitadas à tração; e principalmente o cumprimento das manutenções preventivas e corretivas, estas quando necessárias. Isto possibilitou concluir que, na maioria das vezes, a ocorrência de uma dada anomalia poderia ter sido evitada se, na ocasião do seu projeto e construção, existissem os conhecimentos que estão hoje nas normas atuais citadas.

Por fim, deve ser ressaltado que os trabalhos de recuperação e reforço de estruturas devem ser executados com todo o cuidado, utilizando equipamentos específicos e mão de obra especializada, devendo existir uma fiscalização eficiente e controle da qualidade dos materiais e de todas as atividades envolvidas, para que se possa chegar a um resultado satisfatório.

## Referências

[1] SANTOS, M. R. G. dos. Deterioração das estruturas de concreto armado – Estudo de caso. 2012. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

[2] SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Editora Pini, 1998, 255p.

[3] TUTIKIAN, B.; PACHECO, M. Inspección, diagnóstico y pronóstico em la construcción civil. Boletín Técnico. ALCONPAT Internacional, Mérida, 2013.

[4] KLIMPEL, E. C.; SANTOS, P. R. C. Levantamento das manifestações patológicas presentes em unidades do conjunto habitacional Moradias Monteiro Lobato. 2010. 98f. Monografia

(Especialização em Patologia nas Obras Civis) – Instituto IDD, Curitiba.

[5] SOARES, A. P. F.; VASCONCELOS, L. T.; NASCIMENTO, F. B. C. Corrosão em armaduras de concreto. Ciências Exatas e Tecnológicas, v.3, n.1, p.177-188, 2015.

[6] VITÓRIO, A. Fundamentos da patologia das estruturas nas perícias de engenharia. Instituto Pernambucano de Avaliação e Perícias de Engenharia. Recife, 2003.

[7] HELENE, P. R. L. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. São Paulo: Editora Pini, 1992.

[8] MUNÖZ HIDALGO, M. Manual de patologia de la edificación (detección, diagnosis y soluciones). Pinto (Madrid), DÉDALO OFFSET, 2012.

[9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

[10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON (CEB). CEB:1990: CEB-FIP Model Code 1990; final draft. Lausanne: CEB, 1991.

## Utilização de Ensaio Não Destrutivos, Ultrassom e Pacômetro, como Métodos de Verificação da Resistência e Qualidade do Concreto em um Edifício em Aracaju – Sergipe

*Use of non-destructive testing, ultrasound and cover meter, as method for check the resistance and quality of concrete in a building in Aracaju - Sergipe*

**Emanuella Carvalho** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-3945-4152](https://orcid.org/0000-0002-3945-4152)

**Caroline Sena** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-3557-7056](https://orcid.org/0000-0003-3557-7056)

**Mikaele Rocha** <sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0002-9839-7813](https://orcid.org/0000-0002-9839-7813)

**Carlos Carvalho** <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-3791-0812](https://orcid.org/0000-0002-3791-0812)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Instituto Federal de Ciência, Educação e Tecnologia de Sergipe, Aracaju, Brasil,

<sup>2</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Segurança do Trabalho, Faculdade de Administração e Negócios de Sergipe, Aracaju, Brasil.

**E-mail do autor principal: Emanuella Carvalho** [emanuellaacarvalho@hotmail.com](mailto:emanuellaacarvalho@hotmail.com)

### Resumo

O concreto é um dos principais materiais utilizados na construção civil. No processo de verificação de sua qualidade de produção e resistência mecânica, o ensaio comumente realizado é o de compressão destrutiva axial em corpos-de-prova conforme prescrições da NBR 5739:2007. Porém, a possibilidade de monitorar essa qualidade e propriedades mecânicas recorrendo a ensaios não destrutivos (ENDs) facultaria a vantagem adicional dessas análises sem danos às estruturas e/ou corpos-de-prova, já na fase da produção. A portabilidade dos equipamentos nas medições em campo sem a necessidade de recorrer aos laboratórios especializados facilitaria sobremaneira esse monitoramento contínuo do controle de qualidade. Com esse objetivo, procedeu-se a um estudo de caso utilizando-se a pacometria e a ultrassonografia nos termos da NBR 8802/2013 e, com o auxílio do *Software OriginPro* e da expressão matemática do coeficiente de Pearson, analisou-se a existência de correlação aceitável estatisticamente entre os valores medidos das velocidades ultrassônicas com os resultados dos ensaios de compressão axial laboratoriais. Elaborou-se gráficos de dispersão que destacaram uma correlação aceitável e também, através da pacometria, inspecionou-se a qualidade de produção dos concretos estruturais executados. Ficou evidente a viabilidade dos ensaios não destrutivos nos canteiros de obras para o monitoramento contínuo do controle de qualidade estrutural.

**Palavras-Chave:** Resistência; Ensaio não destrutivo; Correlação; Controle de qualidade.

**Abstract**

*The concrete is one of the main materials used in construction. In the process of checking its production quality and mechanical strength, the most commonly performed test for that is the destructive test of axial compression in specimens, following indications described in NBR 5739:2007. However, the possibility to check that quality and mechanical properties using non-destructive testing (NDTs) would provide an extra advantage of those analyses without damage to the structure and/or the specimen, already in the production stage. The equipment's portability in field measurements without the need to resort to specialized laboratories would severely facilitate this continuous tracking of the quality control. To this end, a case study using cover meter and ultrasound was performed according to NBR 8802/2013, and, with the aid of the Software OriginPro and of Pearson correlation coefficient, was analyzed the existence of acceptable statistically correlation between the measured values for ultrasonic speed and the axial compression test results done in laboratory. Scatter plots were elaborated and highlighted an acceptable correlation and, using cover meter, the production quality of structural concrete was inspected. It seemed clear the feasibility of non-destructive testing in the building sites to the continuous monitoring of the structural quality control.*

**Key-words:** Resistance; Non-destructive testing; Correlation; Quality control.

## 1 Introdução

A resistência à compressão é a propriedade do concreto adotada por ocasião do dimensionamento da estrutura. Portanto, está diretamente ligada à segurança e estabilidade estrutural. [1]

Além da resistência à compressão, a resistência mecânica e índice de vazios nos concretos são também propriedades fundamentais para o desempenho pleno da vida útil e durabilidade das estruturas.

Segundo Evangelista (2002) [2], comumente são feitos ensaios de resistência à compressão aos 28 (vinte e oito) dias em corpos-de-prova cilíndricos para verificar se o concreto está coerente com o especificado em projeto. Esses cilindros são retirados do mesmo concreto, ainda no estado fresco, e moldados no local da construção. São encaminhados para laboratório especializado em ensaios de resistência à compressão e outras propriedades. Porém, caso haja a necessidade de analisar a situação em obra acabada, a retirada dos corpos-de-prova provoca danos ao componente requerendo reparos localizados na estrutura.

Tem-se verificado uma vasta aplicação dos ensaios *in situ* em diversos países, assim como um grande número de pesquisas nessa área, visando a obtenção de resultados mais confiáveis nas investigações das propriedades do concreto das estruturas. [2]

Logo, existindo a possibilidade de se analisar a resistência mecânica e a qualidade de produção do concreto por meio de ensaios não destrutivos (ENDs), fomentar-se-iam ganhos financeiros e técnicos, em tempo e praticidade, tendo em vista que não haveria a necessidade de realizar reparos e os ensaios poderiam simultaneamente monitorar essas características durante e/ou logo após a sua execução.

Carvalho (2013) [3] cita que nas construtoras e nas usinas de concreto, o controle de qualidade do material e da estrutura como um produto necessita utilizar ENDs como ferramenta que permita análise rápida de verificação da resistência, homogeneidade e módulo de elasticidade do concreto.

Eventos científicos, trabalhos e teses têm surgido sobre o tema do uso dos ENDs na construção civil particularmente sobre estruturas de concreto. Enfatizando a importância imperiosa do seu uso na indústria da construção. [3]

Sendo assim, como citado por Schiavon (2015) [4], os ensaios não destrutivos visam avaliar um elemento sem gerar danos a ele com a técnica empregada. Um tipo de ensaio não destrutivo utilizado em concreto é o método da velocidade do pulso de ondas ultrassônicas.

O ensaio por ultrassom caracteriza-se num método não destrutivo que tem por objetivo a detecção de defeitos ou descontinuidades internas presentes nos mais variados tipos ou forma de materiais. [5]

Verificando a sua compacidade por análise das velocidades da onda ultrassônica obtida nos determinados elementos estruturais, no qual, quanto maior sua velocidade melhor produzido está o concreto, logo que menos tempo levará para a onda ser transmitida e recebida pelos dois transdutores do ultrassom, mostrando que a presença de vazios em seu interior é muito baixa ou nula, sabendo que, como cita Granato (2002) [6], a compacidade do concreto é a propriedade mais importante do mesmo nos efeitos de sua resistência à penetração dos agentes agressivo.

Os ensaios não destrutivos fornecem informações quanto às propriedades do concreto das estruturas, mas a confiabilidade da avaliação dessas propriedades depende da experiência do profissional que os realiza e do emprego de curvas de correlação entre as grandezas medidas nos ensaios com as propriedades conhecidas do concreto investigado. [7]

Assim sendo, para que os métodos de ensaio *in situ* sejam utilizados para avaliar a resistência do concreto, são necessárias curvas de correlação entre os resultados destes ensaios e a resistência à compressão do concreto. [2]

Dessa forma, o presente artigo teve como objetivo realizar ensaios de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, seguindo a ABNT NBR 8802:2013 [8], e verificar se há correlação entre a velocidade encontrada e a resistência obtida nos ensaios de compressão já realizados em laboratório de inspeção em obras de construção civil, denominado Beton & Freitas Dantas.

Complementando ainda sobre fatores que contribuem com a durabilidade de uma construção, o cobrimento é um fator de suma importância. Segundo descrito na ABNT NBR 6118:2014 [9], a durabilidade da estrutura é altamente dependente das características do concreto, da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. A espessura

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.682>

## Utilização de ensaios não destrutivos, ultrassom e pacômetro, como métodos de verificação da resistência e qualidade do concreto em um edifício em Aracaju – Sergipe

desta capa de concreto é importante para garantir a proteção das armaduras frente aos agentes agressivos, dependendo das condições de exposição deste concreto. [6]

Assim, além do ensaio não destrutivo com o ultrassom, foi realizado o mapeamento de pilares e vigas com o aparelho (pacômetro) que detecta a localização das armaduras, diâmetro e a espessura de cobrimento de concreto, para verificar se os cobrimentos executados estão de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 [9]. Viabilizando assim um controle de qualidade expedito para os profissionais da área que poderão monitorar a qualidade da estrutura já durante sua produção visando-se a vida útil de projeto (VUP) e durabilidade mínima de 50 (cinquenta) anos da estrutura do edifício objeto do presente estudo de caso.

Os ENDS foram realizados em um edifício residencial, em fase de acabamento, localizado no Bairro Jardins, na cidade de Aracaju, no Estado de Sergipe. O empreendimento é composto por 42 (quarenta e duas) unidades habitacionais, apresenta área total construída de 11.519,91 m<sup>2</sup>, distribuídos em 01 pavimento térreo, 01 pavimento superior, 01 pavimento playground, 13 pavimentos tipos (1º ao 13º) e 01 ático (reservatório, barrilete e cobertura), sua tipologia estrutural é de laje maciça, com vigas e pilares, e o concreto com resistência característica ( $f_{ck}$ ) de 30 MPa e cobrimento das armaduras de 2,5 centímetros.

## 2 Materiais e Métodos

Para a realização dos ensaios, foram feitos procedimentos preliminares como a regularização da superfície dos elementos via lixamento manual e a calibração diária do equipamento de ultrassom através de barra acrílica referencial que acompanha o instrumento. Nas medições, inclusive calibrações, utilizou-se de gel apropriado com o fito de garantir um bom acoplamento entre o concreto e os transdutores.

As medições foram realizadas em todos os pilares e vigas de livre acesso localizados no primeiro pavimento superior do edifício, em face de que representa um dos pavimentos mais solicitados em termos de carregamentos.

Os ensaios foram executados conforme procedimentos da ABNT NBR 8802:2013 [8]. O equipamento de ultrassom utilizado foi da marca

*Uslab* com um par de transdutores planos de 54 KHz e um detector de armadura (pacômetro) da marca *Proceq*. Para não haver influências das armaduras nas leituras ultrassônicas, realizava-se anteriormente, via pacometria, a localização das armaduras. O posicionamento dos transdutores do ultrassom foi sempre nos centros das malhas definidas pela pacometria. Esse pacômetro foi também utilizado para o mapeamento dos cobrimentos das armaduras nos pilares e vigas.

Dessa forma, depois de identificados os locais em que se encontravam as armaduras, tanto nos pilares quanto nas vigas, e devido ao bom acesso aos elementos estruturais, os transdutores foram posicionados no elemento estrutural de forma direta, como mostrado na Figura 1. Procediam-se 10 (dez) medições ultrassônicas para cada um dos 3 (três) pontos nos pilares, sendo, respectivamente, 30 (trinta) centímetros acima do piso, no meio do pilar e 30 centímetros abaixo da viga, totalizando-se 30 medições em cada pilar, bem como uma quantidade variada de pontos nas vigas pelo fato de haver algumas de pequeno comprimento longitudinal e/ou de acesso restrito a menos de 3 pontos. A leitura das velocidades nas ondas ultrassônicas foi feita diretamente no visor do equipamento em metros por segundo (m/s).



**Figura 1:** Ensaio de ultrassom, com os transdutores posicionados de forma direta.

Fonte: Autores (2017).

Para o cobrimento, depois de identificados os posicionamentos das armaduras no elemento estrutural, registrava-se o diâmetro da barra, descrito em projeto, no pacômetro e anotavam-se os valores encontrados dos cobrimentos a cada 50 (cinquenta) centímetros da extensão do elemento estrutural

analisado e em todas as 4 (quatro) faces dos pilares e em 3 (três) das vigas. O ensaio está salientado na Figura 2.



**Figura 2:** Localização da armadura no concreto e seu cobrimento por meio de pacometria.  
Fonte: Autores (2017).

Após obtenção dos dados, realizou-se uma análise por meio do *Software OriginPro 8.0* bem como a utilização da expressão matemática do coeficiente de Pearson, com o objetivo de verificar a existência de correlação aceitável estatisticamente entre as velocidades ultrassônicas medidas e as resistências laboratoriais aos 28 dias de ruptura à compressão. Os resultados e análises estão descritos a seguir.

### 3 Resultados e Discussões

Foram realizados inicialmente ensaios de ultrassom em 41 (quarenta e um) pilares e 20 (vinte) vigas para a análise da qualidade do concreto. Foram verificadas médias dos resultados obtidos de cada pilar e viga em comparação com as resistências mecânicas fornecidas pelo Laboratório da Beton, aos 28 dias de moldados, realizadas em amostras retiradas de cada caminhão betoneira que transportava os concretos no estado fresco até determinada área da obra a ser concretada, referentes aos pilares e vigas, conforme mostram as Tabelas 1 e 2, respectivamente.

Vale ressaltar que trabalhar com valores médios requer muita cautela logo que diagnosticar resultados analisando apenas a média pode acarretar em interpretações físicas equivocadas. [3]

Segundo Bungey *et al.* (2006) [10], se houver um gráfico de calibração confiável juntamente com boas condições de ensaio é possível atingir o limite de confiança de 95% sobre uma previsão de resistência de  $\pm 20\%$  relativo a uma área localizada de interesse.

**Tabela 1:** Média de resultados obtidos nas medições com o ultrassom em pilares e o *fck* encontrado nos corpos de prova no ensaio de compressão.

Pilares	Médias de velocidade de propagação linear (m/s)	Resistência ( <i>fck</i> ) do concreto após 28 dias de moldado (MPa)
Pilar 1 ao 13	3736,98	32,8
Pilar 14 ao 29	3790,60	34,3
Pilar 30 ao 41	3754,13	32
Pilar 59 ao 70	3834,57	33,6
Pilar 59A ao 72A	3667,55	32

Fonte: Autores (2017).

**Tabela 2:** Média de resultados obtidos nas medições com o ultrassom em vigas e o *fck* encontrado nos corpos de prova no ensaio de compressão.

Vigas	Médias de velocidade de propagação linear (m/s)	Resistência ( <i>fck</i> ) do concreto após 28 dias de moldado (MPa)
Viga 6 e 120	3603,265	36,4
Viga 10 a 18	3682,74	37,8
Viga 20	3766,23	38,2
Viga 25 à 33	3668,686	36,9
Viga 109	3684	36,8

Fonte: Autores (2017).

Segundo a ABNT NBR 7215:1996 [11], os resultados da resistência mecânica são considerados satisfatórios tendo em vista que são superiores aqueles apresentados na especificação do projeto inicial, 30 (trinta) MPa.

Em relação aos resultados dos ensaios de ultrassom, esses valores são considerados ótimos, pois a qualidade do concreto se encaixa dentro deste nível considerado por Cánovas [12] (1998, *apud* SAHUINCO, 2011 [13]), como descrito na Tabela 3, já que as velocidades estão entre 3500 e 4500 m/s.

## Utilização de ensaios não destrutivos, ultrassom e pacômetro, como métodos de verificação da resistência e qualidade do concreto em um edifício em Aracaju – Sergipe

**Tabela 3:** Critério utilizado para a avaliação da qualidade do concreto.

Velocidade de propagação linear (m/s)	Qualidade do concreto
V > 4500	Excelente
3500 < V < 4500	Ótimo
3000 < V < 3500	Bom
2000 < V < 3000	Regular
V < 2000	Ruim

Fonte: CÂNOVAS (1998) [12] apud SAHUINCO (2011) [13].

Para verificar o coeficiente de correlação de Pearson, foi utilizada a Equação 1 a seguir:

$$r = \frac{n \times \sum Xi \times Yi - (\sum Xi) \times (\sum Yi)}{\sqrt{(n \times \sum Xi^2 - (\sum Xi)^2) \times (n \times \sum Yi^2 - (\sum Yi)^2)}} \quad (1)$$

Com o sentido de facilitar o entendimento e os cálculos, nas Tabelas 4 e 5 são detalhados os valores das variáveis e operações matemáticas necessárias à utilização da equação citada anteriormente.

**Tabela 4:** Variáveis para cálculo do coeficiente de correlação de Pearson em pilares.

Pilares	X	Y	X <sup>2</sup>	Y <sup>2</sup>	X×Y
Pilar 1 ao 13	3736,98	32,8	13965019,52	1075,84	122572,944
Pilar 14 ao 29	3790,60	34,3	14368648,36	1176,49	130017,580
Pilar 30 ao 41	3754,13	32	14093492,06	1024,00	120132,160
Pilar 59 ao 70	3834,57	33,6	14703927,08	1128,96	128841,552
Pilar 59A ao 72A	3667,55	32	13450923,00	1024,00	117361,600
SOMA	18783,83	164,7	70582010,02	5429,29	618925,840

Fonte: Autores (2017).

**Tabela 5:** Variáveis para cálculo do coeficiente de correlação de Pearson em vigas.

Vigas	X	Y	X <sup>2</sup>	Y <sup>2</sup>	X×Y
Viga 6 e 120	3603,265	36,4	12983518,66	1324,96	131158,846
Viga 10 a 18	3682,74	37,8	13562573,91	1428,84	139207,572
Viga 20	3766,23	38,2	14184488,41	1459,24	143869,986
Viga 25 à 33	3668,686	36,9	13459256,97	1361,61	135374,513
Viga 109	3684,0	36,8	13571856,00	1354,24	135571,200
SOMA	18404,921	186,1	67761693,95	6928,89	685182,117

Fonte: Autores (2017).

Adotando as médias das velocidades das ondas ultrassônicas como variáveis X e as resistências adquiridas pelos concretos após 28 dias de moldados como Y, e sendo "n" o número de variáveis, no caso do presente artigo n = 5, obteve-se as seguintes correlações descritas pelas Equação 2 e Equação 3 das medições de pilares e vigas respectivamente, substituindo os valores das Tabelas 4 e 5 na Equação 1:

$$r = \frac{5 \times 618925,84 - (18783,83) \times (164,7)}{\sqrt{(5 \times 70582010,02 - (18783,83)^2) \times (5 \times 5429,29 - (164,7)^2)}} \quad (2)$$

Sendo encontrada uma correlação de r = 0,741.

$$r = \frac{5 \times 685182,117 - (18404,921) \times (186,1)}{\sqrt{(5 \times 67761693,95 - (18404,921)^2) \times (5 \times 6928,89 - (186,1)^2)}} \quad (3)$$

Sendo encontrada uma correlação de r = 0,867.

Para que seja interpretado o coeficiente de correlação encontrado, segundo Shimakura (2006) [14], é preciso saber que as principais propriedades do mesmo são:

- O intervalo de variação está entre -1 e +1.
- O coeficiente de correlação é uma medida adimensional, ou seja, independente das unidades de medida das variáveis X e Y.

- Quanto mais próximo de +1 for "r", maior o grau de associação positivo entre X e Y, com X e Y variando na mesma direção.
- Quanto mais próximo de -1 for "r", maior o grau de associação negativo entre X e Y, com X e Y variando em sentidos opostos.
- Quanto mais próximo de zero estiver "r" menor será a correlação linear entre X e Y. No qual, "r" sendo igual a zero indica que não há associação entre as variáveis.

**Tabela 6:** Parâmetro para interpretação do resultado de correlação.

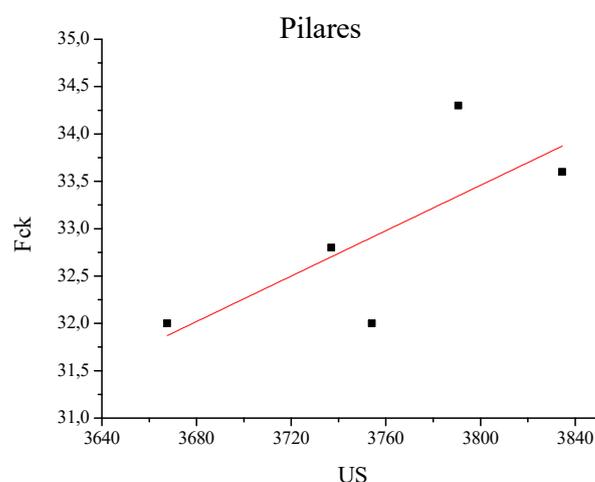
Valor de r (+ ou -)	Interpretação
0,00 a 0,19	Correlação bem fraca
0,20 a 0,39	Correlação fraca
0,40 a 0,69	Correlação moderada
0,70 a 0,89	Correlação forte
0,90 a 1,00	Correlação muito forte

Fonte: SHIMAKURA (2006) [14].

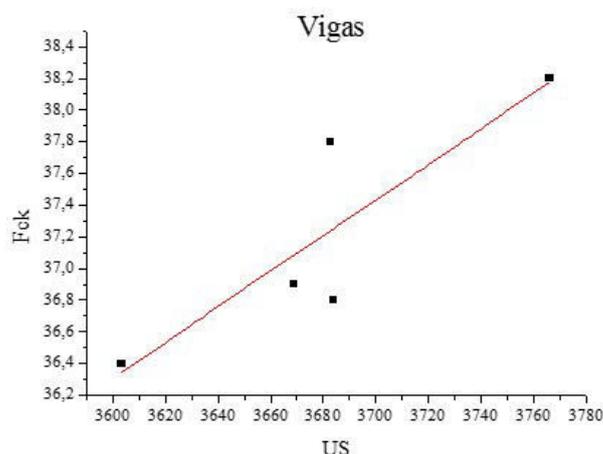
É notável que a correlação encontrada entre as velocidades medidas com o ultrassom e a resistência à compressão do concreto é satisfatória, visto que na Tabela 6, de acordo com os resultados obtidos anteriormente, é considerada uma correlação forte, próximo de +1, indicando que as variáveis X e Y variam na mesma direção.

Cada ponto apresentado nos gráficos de dispersão das Figuras 3 e 4 representa a média dos resultados obtidos para cada intervalo de pilar e viga no caminhão concretado. É possível observar que os resultados de ultrassom dos elementos estruturais apresentam diferentes valores, mas com pouca variação, um intervalo entre 3603,265 a 3834,57 m/s. Enquanto que o intervalo apresentado para a resistência mecânica teve uma variação entre 32 a 38,2 MPa. Podendo ser observado também que as dispersões dos pontos estão seguindo a reta, mostrando que conforme for aumentando os valores das velocidades obtidas pelo ultrassom (US) maiores serão os valores das resistências à compressão (*fck*), salientando que há correlação positiva, tendendo a +1.

34



**Figura 3:** Gráfico de dispersão com valores médios do ensaio de ultrassom e da resistência mecânica dos pilares. Fonte: Autores (2017).



**Figura 4:** Gráfico de dispersão com valores médios do ensaio de ultrassom e da resistência mecânica das vigas. Fonte: Autores (2017).

Tratando-se do controle tecnológico, segundo Helene e Pacheco (2013) [1], toda estrutura de concreto, depois de acabada, possui uma série de características próprias que a diferencia daquela que foi especificada em projeto estrutural. Não havendo um perfeito controle e fiscalização durante a execução da obra, podem ser percebidas algumas dessas características, como exemplo as armaduras na estrutura não posicionadas como em projeto por alguma falha durante concretagem ou o não uso de espaçadores, o transporte, lançamento e adensamento inadequados gerando vazios, ninhos de

## Utilização de ensaios não destrutivos, ultrassom e pacômetro, como métodos de verificação da resistência e qualidade do concreto em um edifício em Aracaju – Sergipe

concretagem e/ou segregação no concreto, a cura pode ter sido insatisfatória formando fissuras por retração e não atingindo a resistência especificada, as fôrmas não têm as dimensões e resistência adequadas, os pilares não guardam o prumo nem o alinhamento (excentricidade) perfeito, a história de carregamento pode ter sido imprópria e certamente diferente daquela considerada no cálculo estrutural, etc.

O controle tecnológico de uma estrutura engloba a conferência de posição e bitola das armaduras, a geometria, o alinhamento, a estanqueidade e resistência das fôrmas, a qualidade dos materiais do traço, a eficiência da produção, as operações de transporte, lançamento e adensamento do concreto, o escoramento e a retirada do escoramento, o módulo de elasticidade, e outras variáveis de menor importância. [1]

Depois de realizados os ensaios de ultrassom em todos os elementos possíveis, foi utilizado o pacômetro para identificar se o cobrimento de concreto nas armaduras estava de acordo com o descrito em projeto, como uma das mais variadas formas possíveis de controle tecnológico da estrutura do edifício estudado. Foram encontrados pontos de cobrimento com 0,7 centímetros, considerado um valor muito baixo, até pontos com 6,8 centímetros, muito alto. Para melhor visualização, foram organizados esses cobrimentos nas Tabelas 7 e 8 apresentando apenas a média dos valores encontrados em cada face dos pilares e vigas, respectivamente.

A orientação Norte-sul, para melhor identificar o posicionamento das faces dos elementos estruturais estudados, foi tido como referencial Norte a fachada principal do edifício.

**Tabela 7:** Média do cobrimento de concreto nas armaduras longitudinais de pilares.

Pilares	Seção transversal (cm)	Face Norte (cm)	Face Sul (cm)	Face Leste (cm)	Face Oeste (cm)
P33	60x20	4,533	3,586	3,908	3,283
P25	115x20	3,799	3,149	4,170	4,089
P15	115x20	3,358	3,717	4,042	4,282
P10	100x20	4,485	3,692	3,266	3,415
P18	100x20	4,033	3,449	4,019	4,019
P24	75x20	4,025	2,916	3,603	4,425
P57	25x25	3,675	2,775	4,200	3,708
P61	25x25	3,558	2,658	4,633	2,942
P66	25x25	3,666	3,433	3,992	3,508
P69	25x25	4,166	2,208	3,558	4,183

Fonte: Autores (2017).

**Tabela 8:** Média do cobrimento de concreto nas armaduras longitudinais de vigas.

Vigas	Medidas (cm)	Face Norte (cm)	Face Sul (cm)	Face Leste (cm)	Face Oeste (cm)	Face de baixo (cm)
V28 entre P32 e P36	315x20	2,700	4,667	-	-	2,483
V32 entre P33 e P37	255x20	3,433	3,767	-	-	2,300
V30 entre P24 e P32	485x15	4,740	3,360	-	-	2,670
V32 entre P25 e P33	370x15	3,620	4,260	-	-	2,870
V18 entre P33 e P34	575x15	-	-	2,520	4,420	1,850
V15 entre P23 e P24	220x15	-	-	4,400	2,067	2,383
V25 entre P23 e P31	490x15	4,140	3,440	-	-	2,020
V109 entre P66 e P76	695x20	-	-	3,786	3,286	2,928
V120 entre P66 e P69	190x20	4,840	2,520	-	-	2,120
V27 entre P23 e P17	380x15	4,633	2,500	-	-	1,700
V11 entre P18 e P15	330x15	-	-	2,933	4,733	2,600

Fonte: Autores (2017).

Analisando as Tabelas anteriores, é perceptível que a grande maioria das vigas estudadas apresentava pelo menos uma das faces com cobrimento inferior ao mínimo indicado em projeto (2,5 cm), não ocorrendo o mesmo nos pilares, sendo que praticamente em sua totalidade apresenta uma média de cobrimento superior à mínima. Logo, o controle de execução durante a concretagem não foi seguido criteriosamente, havendo deslocamento da armadura durante a mesma.

#### 4 Conclusões

Com os resultados desse estudo de caso, evidenciou-se que o monitoramento *in situ* da qualidade de produção e resistência mecânica do concreto é viável através dos ensaios não destrutivos de pacometria e ultrassonografia. Destarte, muito embora dependentes de outras variáveis que eventualmente poderiam influenciar na avaliação final precisa, possibilitam a coleta de informações qualitativas satisfatórias ao controle de qualidade das estruturas visando sua vida útil e durabilidade.

Salientou-se também a interessante portabilidade do uso dos ENDS nos canteiros de obras, pois consistem em métodos de ensaios rápidos, práticos, econômicos e qualitativos para o monitoramento da qualidade dos concretos estruturais durante sua execução e/ou já executados.

#### Referências

- [1] HELENE, P.; PACHECO, J. Controle da Resistência do Concreto. Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción – ALCONPAT Int., Mérida – México, 2013.
- [2] EVANGELISTA, A. C. J. Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos. Rio de Janeiro, 2002.
- [3] CARVALHO, C. H. Estudo comparativo das técnicas não destrutivas de ultrassom e esclerometria na avaliação do desempenho mecânico de estruturas em concreto armado. 2013.

## **Utilização de ensaios não destrutivos, ultrassom e pacômetro, como métodos de verificação da resistência e qualidade do concreto em um edifício em Aracaju – Sergipe**

---

**[4]** SCHIAVON, Karen Fernanda Bompan. Estudo da aplicação de ultrassom na medição de tensões em estruturas de concreto / Karen Fernanda Bompan Schiavon; orientador Vladimir Guilherme Haach. São Carlos, 2015.

**[5]** ANDREUCCI, RICARDO. Ensaio por ultrassom. ABENDI, Ed. Maio. 2014.

**[6]** GRANATO, J. E. Patologia das Construções. 2002.

**[7]** MACHADO M. D.; SHEHATA L. C. D.; SHEHATA E. M., Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos. IBRACON, Volume 2, 2009.

**[8]** Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 8802:2013 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.

**[9]** Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

**[10]** BUNGEY, J. H.; et al. Testing of concrete in structures. 4th Ed. New York, USA: Champan e Hall, 2006.

**[11]** Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7215:1996. Determinação da resistência a compressão.

**[12]** CÁNOVAS, M.F. (1998). Patologia e Terapia do Concreto Armado. Editora PINI, São Paulo, 522 p.

**[13]** SAHUINCO, M. H. C. UTILIZAÇÃO DE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS E SEMI-DESTRUTIVOS NA AVALIAÇÃO DE PONTES DE CONCRETO. São Paulo, 2011.

**[14]** SHIMAKURA, S. E. Interpretação do coeficiente de correlação. LEG, UFPR, 2006.

# Velocidade de Propagação de Ondas de Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna

*Ultrasonic and Electrical Resistivity Tests to Identify Attack by Sulfates of Internal Origin*

Ana Paula Brandão Capraro <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-6270-6568](https://orcid.org/0000-0001-6270-6568)

Cristofer Bernardi Scremim <sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0002-1932-8781](https://orcid.org/0000-0002-1932-8781)

Marcelo Henrique Farias de Medeiros <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-3112-9715](https://orcid.org/0000-0003-3112-9715)

Natália Santos Polegato <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-7418-555X](https://orcid.org/0000-0002-7418-555X)

<sup>1</sup> Laboratório de Materiais – LAME – PPGECC/UFPR, Paraná, Brasil,

<sup>2</sup> Laboratório de Materiais – PPGEC/UTFPR, Paraná, Brasil.

E-mail do autor principal: Ana Paula Brandão Capraro [anapcapraro@gmail.com](mailto:anapcapraro@gmail.com)

## Resumo

A presença de contaminantes nos constituintes do concreto leva a degradação do material desde suas primeiras idades. O estudo objetiva avaliar a viabilidade do emprego dos ensaios ultrassom e resistividade elétrica na identificação de compostos contaminados por enxofre em duas idades, 28 e 56 dias. Foram moldadas quatro séries de corpos de prova de concreto, sendo uma referência e as demais com substituição parcial do agregado miúdo por sulfato de sódio (0,74%; 1,48%; 7,44%). Buscando favorecer a ocorrência das reações de hidratação, optou-se pela permanência dos corpos de prova por 28 dias em câmara úmida. Depois, os materiais foram submetidos a um envelhecimento acelerado, alternando os corpos de prova semanalmente entre uma câmara úmida e uma câmara seca. Os resultados mostraram a validade dos ensaios empregados, sendo constatado que o aumento da contaminação por sulfato de sódio reduziu a resistência à compressão e a velocidade de ondas de ultrassom, e aumentou a resistividade elétrica.

**Palavras-Chave:** Contaminantes; Concreto; Sulfato de sódio.

## Abstract

The presence of contaminants in the concrete constituents leads to degradation of the material from its earliest ages. The objective of this study was to evaluate the feasibility of the use of ultrasonic and electrical resistivity tests to identify compounds contaminated with sulfur at two ages, 28 and 56 days. Four series of concrete specimens were molded, being one reference and the others with partial replacement of the small aggregate by sodium sulfate (0.74%, 1.48%, 7.44%). Aiming to favor the occurrence of hydration reactions, we chose to stay the specimens for 28 days in a humid chamber. Afterwards, the materials were subjected to accelerated aging, alternating the specimens weekly

between a humid chamber and a dry chamber. The results showed the validity of the tests used, and it was verified that the increase of sodium sulfate contamination reduced the compressive strength and the ultrasonic wave velocity and increased the electrical resistivity.

**Key-words:** *Contaminants; Concrete. Sodium sulfate.*

## 1 Introdução

Prevaleceu por muito tempo a opinião de que o concreto praticamente não necessitava de reparos, devido à sua excelente durabilidade, o que lhe conduziria a um maior tempo de vida útil (PEREIRA *et al.*, 2014) [1]. Helene e Medeiros (2009) citam que o assunto durabilidade do concreto é algo relativamente novo, uma vez que há poucas décadas esse assunto não era considerado de grande importância [2].

De acordo com Brunetaud *et al.* [3], o ataque de sulfatos, foco da pesquisa, ocorre devido a uma combinação de dois fatores: a precipitação de produtos secundários de sulfato, potencialmente expansivos, e uma deterioração químico-mecânica. O ataque de sulfatos, tanto interno, como o externo, é uma das deteriorações ambientais mais agressivas ao concreto (GAO *et al.*, 2013) [4] e prejudica seu desempenho em relação à durabilidade das estruturas em condições de serviço.

O ataque de sulfato interno é aquele em que o agente agressivo está presente na massa de concreto de forma distribuída, tendo origem nos materiais empregados na dosagem do concreto, sendo este tipo de ataque o foco do presente estudo. No entanto, dentro do âmbito do ataque por sulfatos, deve-se destacar que é até mais comum que haja ataque de sulfato externo, em que existe um ambiente externo rico em sulfato, conforme os estudos de Brunetaud *et al.* [5].

Uma possível causa de ataque por sulfatos de origem interna é a contaminação dos agregados por minerais sulfetados, como a pirita e pirrotita, que se oxidam com a presença de água e oxigênio, e reagem com os produtos hidratados do cimento Portland, causando variação dimensional, fissuração, deslocamento, amolecimento e desintegração (CENTURIONE *et al.* 2003) [6].

As normatizações referentes à utilização de agregados contaminados por sulfetos limitam, em sua grande maioria, o teor de  $SO_3$  com relação à massa total dos agregados da amostra. A norma francesa, NF P18-540 de 1997 [7], por exemplo, recomenda a

utilização de agregados que possuam no máximo 1% de  $SO_3$  com relação a sua massa total.

Uma vez que há a constatação de materiais contaminados por sulfatos e não há um consenso sobre o um limite máximo a ser empregado que não traga prejuízos à integridade do concreto, vê-se a necessidade de estudos na área que visem à identificação de mudanças comportamentais causadas pelo emprego de diferentes teores de contaminação.

Segundo Souza [8], a disponibilidade de sulfato de sódio no interior do material faz com que ocorram reações tardias à hidratação do cimento. Uma vez que há presença de umidade no composto, a solução agressiva de  $NaSO_4$  reage com os compostos hidratados do cimento Portland, como o monossulfatoaluminato e o hidróxido de cálcio, formando etringita e gipsita.

Levando em consideração o exposto, o presente trabalho visa avaliar a viabilidade do uso dos ensaios de velocidade de propagação de ondas de ultrassom e resistividade elétrica, na detecção de mudanças geradas na matriz interna de concretos dosados com diferentes teores de contaminação por sulfato de sódio.

## 2 Materiais e Métodos

Para avaliação comportamental foram adotadas quatro séries de estudos, sendo uma delas a referência e outras três com teores de substituição do agregado miúdo por sulfato de sódio, simulando a contaminação do mesmo. Para caracterização dos materiais foram realizados os ensaios de ultrassom, resistividade elétrica e resistência à compressão axial do concreto aos 28 dias de idade, sendo que até este momento os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida ( $UR > 95\%$  e  $23 \pm 3^\circ C$ ) para alcançar um estágio avançado de hidratação.

Para aceleração do mecanismo de degradação foi adotada a ciclagem semanal dos materiais, após o período de cura, alternando-os entre uma câmara úmida e uma câmara seca. Aos 56 dias de idade os

mesmos ensaios foram realizados para análise comparativa entre as séries.

A metodologia de avaliação do processo de ataque por sulfatos com a proposta de aceleração do processo por meio de ciclos de umedecimento e secagem já foi utilizada por outros autores, como: Gao *et al.* [4], Gong *et al.* [9], Jiang e Niu [10] e Capraro *et al.* [11]. Para justificar esse procedimento é possível citar o caso de um concreto exposto a ambiente marinho, os ciclos de umedecimento e secagem podem acelerar a deterioração do concreto, assim como nas zonas de respingo de maré.

Para a realização dos ensaios citados foram moldados corpos de prova cilíndricos, (10x20) cm, seguindo as recomendações da NBR 5738 de 2003 [12]. Foram considerados cinco corpos de prova para cada série, em cada idade estudada (28 e 56 dias). Os ensaios de resistividade elétrica e ultrassom, por serem não destrutivos, foram realizados previamente nos corpos de prova que seriam submetidos ao ensaio de compressão axial.

Na produção dos corpos de prova foi empregado como aglomerante o cimento Portland CP V – ARI, com massa específica igual a 3,14 g/cm<sup>3</sup>. Como a pesquisa analisa um mecanismo com reações químicas, esse material foi escolhido por ser, dentre as opções ofertadas na região sul do país, o mais puro, ou seja, o que possui menor porcentagem de adições. A caracterização química, mecânica e física do cimento empregado está disposta na Tabela 1.

O agregado miúdo empregado é uma areia natural, proveniente da região de São Luiz do Purunã, Paraná, com massa específica igual a 2,38 g/cm<sup>3</sup>. O agregado graúdo utilizado foi uma brita 01 proveniente da região de Curitiba com massa específica de 2,72 g/cm<sup>3</sup>.

Nenhum dos agregados empregados possui, em sua composição, a contaminação natural de enxofre. Dessa forma, optou-se pela contaminação artificial do agregado miúdo, substituindo parte de sua massa por sulfato de sódio anidro. O sulfato de sódio anidro (NaSO<sub>4</sub>), segundo informações do fornecedor, possui massa específica de 2,70 g/cm<sup>3</sup>.

Ao todo, foram determinados 4 teores de substituição de NaSO<sub>4</sub>, com relação à massa total de agregados da amostra (graúdo + miúdo).

O traço adotado como referência (fck de 30 MPa), empregado em uma usina de concreto da região, foi 1 : 2,70 : 3:20 com relação água/cimento de 0,58, com 1,0% de aditivo superplastificante para abatimento do tronco de cone de 100 ±20 mm. O aditivo superplastificante utilizado foi o Eucon® PL310, que, segundo as especificações do fabricante, possui pH de 6,5, massa específica de 1,180g/cm<sup>3</sup> e não contém cloretos em sua composição.

Optou-se neste estudo por simular a presença do sulfato no agregado do concreto, desse modo, foi feita a substituição em massa de parte do agregado miúdo por sulfato de sódio. Como os materiais a serem substituídos possuem massas específicas distintas (agregado miúdo a ser substituído por NaSO<sub>4</sub>), optou-se pela adaptação do traço, em massa, a cada teor avaliado, com o intuito de manter o consumo de cimento fixo em 309,7 kg/m<sup>3</sup>.

Os teores de contaminação foram adotados com base nas referências normativas existentes sobre o assunto. A norma francesa, NF P18-540 [7], por exemplo, permite a utilização de agregados contaminados, desde que o teor de SO<sub>3</sub> não ultrapasse 1% da massa total de agregados. Já para o Instituto Americano de Concreto, 201.2R-01 de 1991 [13], o limite de SO<sub>3</sub> estabelecido é de 0,5%.

No presente artigo, foram adotados 4 teores de SO<sub>3</sub>, sendo dois teores considerados abaixo do limite estabelecido pelo ACI e 2 teores acima. Em relação à norma francesa, apenas um dos teores é considerado elevado.

Os teores empregados de NaSO<sub>4</sub> foram obtidos a partir das porcentagens em SO<sub>3</sub> multiplicadas por 2 fatores de conversão, sendo eles: equivalência de enxofre entre o SO<sub>3</sub> e o SO<sub>4</sub> e quantidade de SO<sub>4</sub> presente no sulfato de sódio anidro (NaSO<sub>4</sub>). Os teores empregados no estudo estão dispostos na Tabela 2.

## Velocidade de Propagação de Ondas de Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna

**Tabela 1:** Caracterização do cimento.

Análise química										
CaO (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	MgO (%)	SO <sub>3</sub> (%)	CaO livre (%)	P.F. (%)	Resíduo Insolúvel (%)	Equivalente Alcalino (%)	
60	18,4	4,2	2,6	4,4	2,8	0,7	2,9	0,7	0,6	
Análise física					Análise mecânica (MPa)					
Expansão Quente (mm)	Início de pega (h)	Fim de pega (h)	Consist. Normal (%)	Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	#200 (%)	#325 (%)	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias
0,5	02:20	03:00	28	4,1	0,4	3,6	22,5	34,8	42	48,8

Fonte: Autores (2017).

**Tabela 2:** Teores de Equivalentes.

% SO <sub>3</sub>	% SO <sub>4</sub>	% NaSO <sub>4</sub>
0,000	0,000	0,000
0,500	0,600	0,738
1,000	1,200	1,476
5,000	6,000	7,437

Fonte: Autores (2017).

Portanto, são apresentados na Tabela 3, os quatro traços estudados nesta pesquisa.

**Tabela 3:** Teores de Contaminação e Proporções Estudadas

% NaSO <sub>4</sub>	a/c	CP V ARI (kg)	Sulfato de Sódio (g)	Areia (kg)	Brita 01 (kg)	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )
0	0,58	1,00	-	2,70	3,20	309,70
0,74	0,58	1,00	43,58	2,66	3,20	309,70
1,48	0,58	1,00	87,47	2,62	3,20	309,70
7,44	0,58	1,00	442,72	2,31	3,20	309,70

Fonte: Autores (2017).

### 2.1 Velocidade de Propagação de Ultrassom

O objetivo do ensaio foi determinação da velocidade de propagação de ondas dos 40 corpos de provas ensaiados, a fim de detectar as variações no concreto ao longo do tempo, devido ao ataque interno por sulfatos.

O ensaio foi executado de acordo com a NBR 8802 de 2013 [14]. Para que se garantisse que as superfícies estivessem secas e planas para a realização do ensaio, os mesmos foram retirados da água 0,5 horas antes de serem ensaiados e regularizados com lixa.

Para permitir o acoplamento entre as faces dos transdutores e o concreto foi aplicada uma fina camada de gel. Logo após, os transdutores foram posicionados em faces opostas dos corpos de prova.

Assim, para cada idade do concreto, o resultado final deu-se pela média das leituras de velocidade nos 5 corpos de prova ensaiados.

### 2.2 Resistividade Elétrica (Método Wenner)

A técnica empregada consistiu no posicionamento de quatro eletrodos na superfície dos corpos de prova de concreto. Os mesmos permaneceram alinhados e equidistantes um do outro.

Como o ensaio é realizado em corpos cilíndricos de (10x20) cm foi aplicado um coeficiente (fator de forma) de 0,377, valor este recomendado pela norma espanhola, UNE 83988-2 de 2012 [15].

Para o ensaio de resistividade elétrica foram consideradas válidas as leituras obtidas quando os valores individuais não diferiram da média em mais de 10%.

Assim, o resultado final deu-se pela média calculada dos valores válidos de resistividade elétrica dos 5 corpos de prova ensaiados para cada idade do concreto.

## 2.3 Resistência à Compressão Axial

Após a realização dos dois ensaios não destrutivos, os corpos de prova cilíndricos foram ensaiados à compressão axial de acordo com a NBR 5739 de 2007 [16].

Antes da realização do ensaio, os corpos de prova foram preparados e capeados com pasta de enxofre.

A máquina de ensaio utilizada foi uma prensa Dinatest, utilizando uma velocidade de carregamento na faixa de  $0,45 \pm 0,15$  MPa/s, como estabelece a NBR 5739 de 2007 [16].

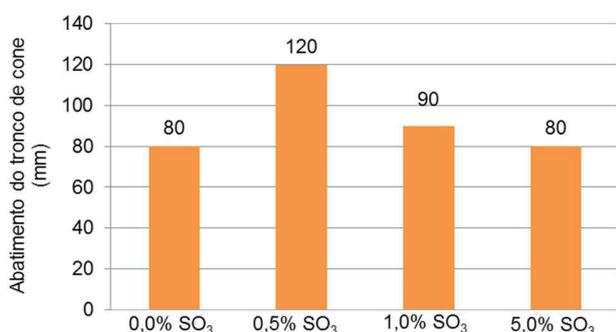
## 3 Resultados e Discussão

Para cada traço, em cada idade, foram avaliados 5 corpos de prova. Com a finalidade de eliminar valores espúrios, os resultados obtidos com os ensaios propostos no programa experimental foram tratados estatisticamente por meio do teste de Tukey.

### 3.1 Estado Fresco

A caracterização dos traços no estado fresco contemplou os ensaios de massa específica e *slump test*.

Como descrito anteriormente, o abatimento do troco de cone foi fixado em  $(100 \pm 20)$  mm, desta forma, os quatro traços apresentaram abatimentos iguais a: 80mm (referência), 120mm (0,5%  $SO_3$ ); 90mm (1,0%  $SO_3$ ) e 80mm (5,0%  $SO_3$ ), como apresentado na Figura 1.

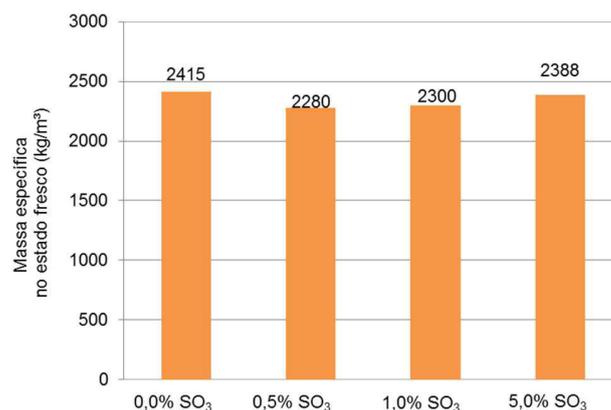


**Figura 1:** Abatimento do tronco de cone para as séries estudadas.

Fonte: Autores (2017).

A substituição parcial de areia por 0,5% de sulfato de sódio, nos diferentes teores, aumentou ou manteve o abatimento do tronco. Observou-se que o aumento de fluidez não evoluiu à medida que os maiores valores de substituição foram adotados, regredindo, no traço de 5,0% de  $SO_3$ , para um abatimento de 80 mm, igual à referência. Contudo, não se observou grande mudança comportamental, ficando todos os traços compreendidos nesse intervalo com a adição de 1% de superplastificante.

Quanto à massa específica no estado fresco, não foi encontrada notória diferença entre os traços, uma vez que os materiais substituídos, areia e sulfato de sódio, apresentam massas específicas semelhantes,  $2,38$  g/cm<sup>3</sup> e  $2,70$  g/cm<sup>3</sup>, respectivamente. Os valores obtidos no ensaio, compreendidos entre  $2280$  kg/m<sup>3</sup> a  $2415$  kg/m<sup>3</sup>, estão apresentados na Figura 2.



**Figura 2:** Massa específica no estado fresco para as séries estudadas.

Fonte: Autores (2017).

### 3.2 Estado Endurecido

O primeiro parâmetro avaliado no estado endurecido foi a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, que apontou, aos 28 dias, valores menores para os traços contaminados, quando estes foram comparados com o referência (Figura 3). Com relação ao teste estatístico empregado, foi possível indicar equivalência estatística somente entre os traços de 0,5% e 1,0% de contaminação, os demais são considerados estatisticamente diferentes.

Aos 56 dias de idade houve também um aumento da velocidade de propagação das ondas no interior dos materiais (Figura 3), sendo, para todos os traços, um ganho significativo estatisticamente. Entre os grupos

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.684>

## Velocidade de Propagação de Ondas de Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna

foi possível notar equivalência entre os traços referência e 0,50% e entre os traços 0,5% e 1,0%.

Como já mencionado, as velocidades de ultrassom obtidas neste estudo apontam menores resultados para as séries contaminadas. O mesmo não ocorreu nos estudos de Pereira [17] e Capraro *et al.* [18], em que, nas mesmas idades estudadas (até os 84 dias), os concretos contaminados por sulfato (pirita) obtiveram velocidades semelhantes ou superiores ao traço referência.

A queda da velocidade de propagação indica o surgimento de espaços vazios no interior da amostra, podendo estes, serem decorrentes de fissuras causadas pelas contaminações empregadas nos traços.

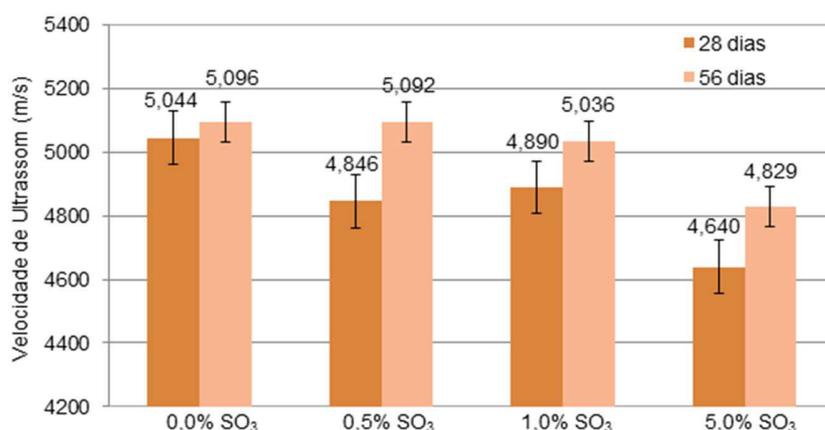
Os resultados de resistividade elétrica dos materiais, parâmetro analisado na sequência, estão apresentados na Figura 4. Observou-se, aos 28 dias, que o traço referência, com 0,0% de contaminação, apresentou os valores mais baixos de resistividade. Quando feito o estudo de equivalência estatística pelo teste de Tukey, notou-se diferença comportamental somente neste traço, sendo os demais estatisticamente equivalentes (0,5%; 1,0% e 5,0%).

Como a propriedade de resistividade elétrica está ligada à dificuldade de passagem de corrente elétrica em um composto, pode-se afirmar que essa dificuldade foi maior nos concretos contaminados.

no interior do concreto. Isso vai de acordo ao exposto por Biczók [19] e Ouyang *et al.* [20], que, estudando o ataque externo por sulfato de sódio, chegaram a resultados que demonstram o preenchimento dos poros por cristais formados com as reações de sulfatos, aumentando sua compactidade. No entanto, o resultado de ultrassom, apresentado anteriormente, indica o aumento dos espaços vazios presentes na amostra, sugerindo, assim, o aumento da resistividade por efeito químico, e não físico, ou seja, provavelmente a solução presente nos poros dos concretos contaminados ajudou para que estes se tornassem mais resistivos.

Aos 56 dias de idade houve considerável aumento na resistividade dos concretos, sendo este apontado como significativo para todos os traços no teste estatístico. Analisando comparativamente os resultados entre os grupos, nesta última idade, nota-se comportamento estatisticamente diferente para todos os grupos, sendo o grupo referência o de menor resistividade e o grupo com maior porcentagem de contaminação (5,0%) o de maior resistividade.

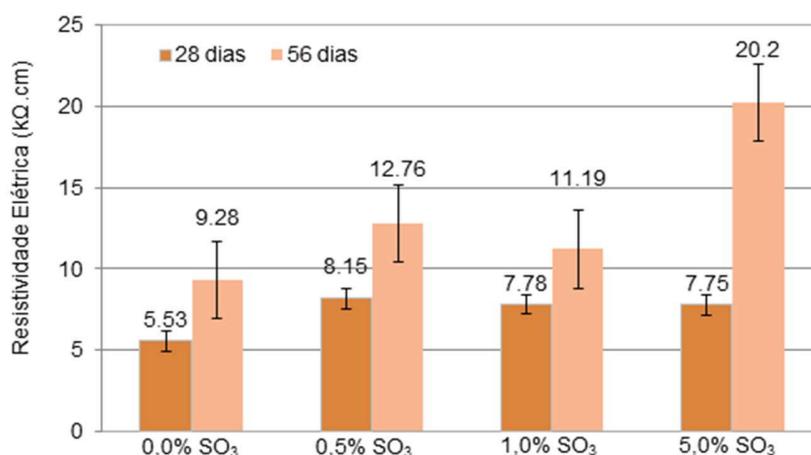
Quanto à resistência à compressão axial, observou-se que, já aos 28 dias de idade, o traço com maior contaminação (5,0%) apresentou o menor valor. Por meio do teste estatístico, este foi o único grupo que pode ser considerado estatisticamente diferente dos demais. A Figura 5 apresenta os valores obtidos nesta idade.



**Figura 3:** Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas nos concretos aos 28 dias de idade (condição de cura em câmara úmida) e 56 dias (condição de ciclagem semanal)

Fonte: Autores (2017).

Esse impedimento de passagem de corrente poderia ser explicado pelo preenchimento dos poros



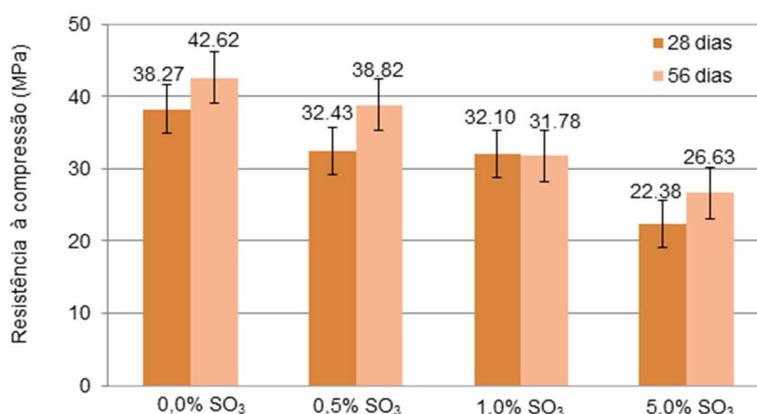
**Figura 4:** Resistividade elétrica dos traços aos 28 dias de idade (condição de cura em câmara úmida) e aos 56 dias (condição de ciclagem semanal)

Fonte: Autores (2017).

Aos 56 dias só foi notado ganho de resistência significativo (28x56dias) para o traço com 0,5% de contaminação, os demais não aumentaram nem diminuíram a resistência.

Nesta idade os grupos referência e 0,5% de contaminação são considerados estatisticamente equivalentes, assim como os grupos 1,0% e 5,0% de contaminação. Os demais indicaram diferença estatística, como pode ser observado na Figura 5.

Os resultados de resistência à compressão axial, como os de velocidade de ultrassom, também indicam um comportamento diferente do mencionado pela literatura. Neste trabalho a série de maior contaminação apresentou valores menores, quando comparado aos demais, nas duas idades estudadas. Outros trabalhos relacionados com o tema (ARAÚJO, [21]; BICSOK, [19]; OUYANG *et al.*, [20]; CAPRARO, [22]) indicam que para a idade avaliada neste estudo, há um comportamento de aumento da



**Figura 5:** Resistência à compressão axial aos 28 dias de idade (condição de cura em câmara úmida) e aos 56 dias (condição de ciclagem semanal)

Fonte: Autores (2017).

## Velocidade de Propagação de Ondas de Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna

resistência para concretos contaminados por sulfato, justificado pela colmatação dos espaços vazios.

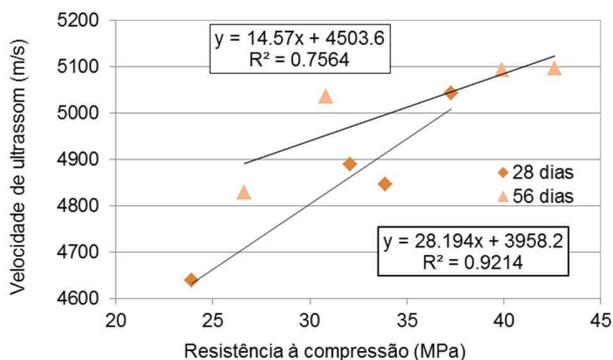
Uma possível explicação para os dois ensaios, velocidade de ultrassom e resistência à compressão axial, estaria ligada a disponibilização do contaminante para as reações. Biczók, [24] e Ouyang *et al.* [25] trabalharam com ataque externo de sulfatos com soluções de sulfato de sódio. Já Araújo [26] e Capraro [27] trabalharam com agregados contaminados por sulfetos, não sendo feita a adição pura do contaminante. Assim sendo, acredita-se que a adição de sulfato de sódio anidro foi mais agressiva que as demais, pela disponibilização do material no interior do composto.

### 5. Correlação entre os Resultados

De posse dos resultados obtidos nos ensaios foi realizado o estudo da correlação existente entre eles, isto é, a análise de semelhança de comportamento, queda ou aumento, dos resultados dos ensaios ao longo do tempo.

A correlação entre os ensaios de resistividade elétrica e resistência à compressão mostrou-se fraca, com  $R^2 = 0,30$  para os 28 dias e  $R^2=0,58$  para os 56 dias.

A correlação entre os ensaios de ultrassom e resistência à compressão (Figura 6) foi mais satisfatória, quando comparado à correlação entre os ensaios de resistividade elétrica e resistência à compressão. Foi possível verificar que os resultados obtidos nos ensaios são diretamente proporcionais, ou seja, há um aumento de resistência à compressão em ambas as idades, bem como o aumento de velocidade de propagação de ultrassom.



**Figura 6:** Correlação entre os ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial nos corpos de prova aos 28

dias (condição de cura em câmara úmida) e 56 dias (condição de ciclagem semanal).

Fonte: Autores (2017).

### 6. Conclusões

O trabalho experimental desenvolvido neste artigo permite realizar as conclusões listadas a seguir para as idades de 28 e 56 dias tratando-se de concreto contaminado por sulfato de sódio:

A contaminação por sulfato de sódio tendeu a aumentar a resistividade elétrica do concreto, provavelmente pelo efeito químico da solução presente nos poros, que deve ser avaliada em estudos futuros para validação;

A contaminação por sulfato de sódio tendeu a reduzir a velocidade de propagação de pulso de ultrassom. Considerando que não ocorreram fissuras visíveis em nenhum dos casos, provavelmente esta redução da velocidade se deve ao surgimento de microfissuras no concreto provocadas pelo ataque por sulfatos incipiente;

O aumento da contaminação por sulfato de sódio tendeu a reduzir a resistência à compressão do concreto, explicado também pelo surgimento de microfissuras nos concretos contaminados por sulfatos;

O aumento da idade dos corpos de prova, quando comparada a série com ela mesma, resultou na elevação da resistência à compressão, da resistividade elétrica e da velocidade de pulso de ultrassom;

O tempo de exposição empregado neste trabalho foi curto e o processo de degradação por sulfato de sódio necessita de mais tempo para progredir e produzir manifestações patológicas visíveis.

### 7. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade Federal do Paraná (LAME-DCC-UFPR), ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC-UFPR), a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

### Referências

[1] PEREIRA, E.; BRAGANÇA, M. O. G. P.; OLIVEIRA, I. C.; GODKE, B.; PORTELLA, K.F. Ataque interno por sulfatos em estruturas de

concreto contaminadas por pirita: Uma revisão da literatura. 1º Congresso Brasileiro de Patologias das Construções. Foz do Iguaçu, Paraná. 2014.

[2] HELENE, P.; MEDEIROS, M. F. Durabilidade e proteção do concreto armado. Revista Técnica. Edição 151, 2009.

[3] BRUNETAUD, X.; DIVET, L.; DAMIDOT, D. Impact of unrestrained Delayed Ettringite Formation-induced expansion on concrete mechanical properties, Cement and Concrete Research, Volume 38, Issue 11, November 2008, Pages 1343-1348.

[4] GAO, J.; YU, Z.; SONG, L.; WANG, T.; WEI, S. Durability of concrete exposed to sulfate attack under flexural loading and drying-wetting cycles, Construction and Building Materials, Volume 39, February 2013, Pages 33-38.

[5] BRUNETAUD, X.; KHELIFA, M.; AL-MUKHTAR, M. Size effect of concrete samples on the kinetics of external sulfate attack, Cement and Concrete Composites, Volume 34, Issue 3, March 2012, Pages 370-376.

[6] CENTURIONE, S. L.; KIHARA, Y.; BATTAGIN, A. F. Durabilidade de concreto submetido a ataques de íons sulfato. Anais do 47º Congresso Brasileiro de Cerâmica. João Pessoa, 2003.

[7] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. XP P18-540. Granulats – Définitions, conformité, spécifications. Paris, 1997.

[8] SOUZA, R. B. de. Suscetibilidade de pastas de cimento ao ataque por sulfatos – método de ensaio acelerado. São Paulo, 2006. 131 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

[9] GONG, J.; CAO, J.; WANG, Y. Effects of sulfate attack and dry-wet circulation on creep of fly-ash slag concrete, Construction and Building Materials, Volume 125, 30 October 2016, Pages 12-20.

[10] JIANG, L.; NIU, D. Study of deterioration of concrete exposed to different types of sulfate solutions under drying-wetting cycles, Construction and Building Materials, Volume 117, 1 August 2016, Pages 88-98.

[11] CAPRARO, A. P. B.; MEDEIROS, M. H. F.; HOPPE FILHO, J.; BRAGANÇA, M. O. G. P.; PORTELLA, K. F.; OLIVEIRA, I. C. Reação sulfática interna (RSI) como degradação de matriz cimentícia: comportamento de pastas dosadas com diferentes teores de contaminação por sulfato. Revista ALCONPAT. Vol.7, pp 119-134, 2017.

[12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. NBR 5738. Rio de Janeiro, 2003.

[13] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide to Durable Concrete. Detroit – USA, 1991 (ACI 201).

[14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. NBR 8802. Rio de Janeiro, 2013.

[15] COMITÉS TÉCNICOS DE NORMALIZACIÓN. UNE 83988-2. Durabilidad del hormigón – determinación de la resistividad – Parte 2: Método de las cuatro puntas o de Wenner. Norma espanhola (2012).

[16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007.

[17] PEREIRA, E. Investigação e monitoramento do ataque por sulfatos de origem interna em concretos nas primeiras idades. Tese de Doutorado apresentada a Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2015.

[18] CAPRARO, A. P. B.; FRANDOLOSO, J. C. P.; MEDEIROS, M. H. F.; PORTELLA, M. D. G.; <http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.684>

PORTELLA, F. F.; GODKE, B.; OLIVEIRA, I. Avaliação de ensaios não destrutivos para a detecção de concretos dosados com diferentes teores de contaminação por íons sulfeto. Simpósio Paranaense de Patologia das Construções. Curitiba, 2017.

**[19]** BICZOK, I. Concrete Corrosion and Concrete Protection. Chemical Publishing Company, Inc., New York, 1972.

**[20]** OUYANG, W.; CHEN, J.; JIANG, M. Evolution of surface hardness of concrete under sulfate attack. Construction and Building Materials, Vol. 53, p. 419 – 424, 2014.

**[21]** ARAÚJO, G. S. La reacción sulfática de origen interno em presas de hormigón. Propuesta metodológica de análisis. Tesis Doctoral Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria de la Construcción. Barcelona, 2008.

**[22]** CAPRARO, A. P. B. Mudanças nas propriedades microestruturais e mecânicas de pastas e argamassas dosadas com diferentes teores de contaminação por sulfetos. Dissertação de mestrado Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2016.

# Verificação do Estado-limite de Serviço em Vigas de Concreto Armado Visando a Durabilidade em Projeto Estrutural

*Verification of the Serviceability Limit State in Reinforced Concrete Beams Aiming at Durability in Structural Design*

Amâncio da Cruz Filgueira Filho <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-5231-3656](https://orcid.org/0000-0001-5231-3656)

Rafael Filgueira Amaral <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-7115-8874](https://orcid.org/0000-0001-7115-8874)

Bruno de Sousa Teti <sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0003-4881-5287](https://orcid.org/0000-0003-4881-5287)

Iago Santos Calábria <sup>3</sup>  [orcid.org/0000-0001-8194-0085](https://orcid.org/0000-0001-8194-0085)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Pós-Graduação em Segurança do Trabalho, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>3</sup> Departamento de Pós-Graduação em Engenharia de Saneamento Básico e Ambiental, Instituto Brasileiro de Educação Continuada, Recife, Brasil.

E-mail do autor principal: Amâncio da Cruz Filgueira Filho [amanciofilgueira@hotmail.com](mailto:amanciofilgueira@hotmail.com)

## Resumo

---

Nos últimos anos o conceito de durabilidade de estruturas vem ganhando uma maior importância, principalmente com atualizações de normas técnicas. A vida útil de estruturas de concreto armado depende do cumprimento de uma série de fatores, que devem ser definidos em projeto, e atendidos na execução e em manutenções. Do ponto de vista econômico as medidas de correção tomadas logo na fase de projeto são menos onerosas, é nesta fase que se deve ter um cuidado minucioso das decisões para não acarretar custos maiores nas demais etapas da vida útil da estrutura. É de extrema importância para um adequado projeto de estruturas levar em conta as verificações do estado-limite de serviço (ELS), pois estes critérios acarretarão benefícios ao produto final, aumentando a vida útil da estrutura e evitando desconfortos à aceitabilidade sensorial do usuário, como possíveis gastos futuros de manutenção corretiva. Este trabalho tem como objetivo se fazer verificações do estado-limite de serviço para um projeto de uma edificação, com o objetivo de evitar futuras manifestações patológicas principalmente ligadas à degradação do concreto e ao fenômeno de corrosão de armaduras. Foram levados em conta para verificação em serviço os deslocamentos-limite e a abertura máxima de fissuras em vigas do pavimento tipo da edificação em estudo. Os resultados presentes neste trabalho foram obtidos com o *software* CAD/TQS, e foi feito um processamento não-linear para considerar o efeito incremental das cargas, levando em conta os efeitos construtivos, fluência e fissuração. Sendo assim uma análise mais próxima do comportamento real da estrutura.

**Palavras-Chave:** Durabilidade; estado-limite de serviço; projeto; fissuras; deslocamentos.

## Abstract

In the last years the concept of durability of structures has been gaining more importance, mainly with updates of technical norms. The service life of reinforced concrete structures depends on the fulfillment of a series of factors that must be defined in design, and fulfilled in the execution and in maintenance. From the economic point of view, the corrective measures taken at the design stage are less costly, it is at this stage that careful attention must be paid to the decisions in order not to entail higher costs of the other stages of the service life of the structure. It is of extreme importance for an adequate design of structures to take into account the checks of the serviceability limit state (SLS), as these criteria will bring benefits to the final product, increasing the useful life of the structure and avoiding discomfort to the user's sensory acceptability, such as possible future expenses of corrective maintenance. The objective of this work is to verify the serviceability limit state for a project of a building, with the objective of avoiding future pathological manifestations mainly related to concrete degradation and to the corrosion phenomenon of reinforcement. The limit displacements and the maximum crack opening in beams of the type pavement of the building under study were taken into account for service verification. The results presented in this work were obtained with CAD/TQS software, and a nonlinear processing was done to consider the incremental effect of the loads, taking into account the constructive effects, creep and cracking. This is a closer analysis of the actual behavior of the structure.

**Key-words:** Durability; serviceability limit state; design; cracks; displacements.

## 1 Introdução

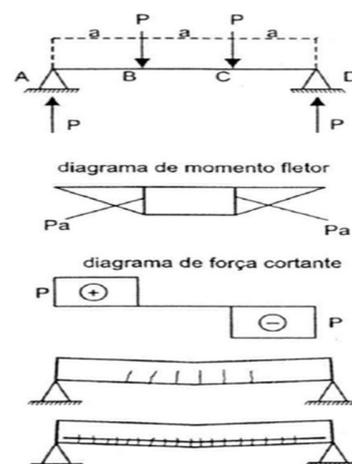
O material de maior importância e utilização na construção civil mundial é o concreto. Diversas são as vantagens deste material, no qual se pode destacar a facilidade de obtenção de seus componentes, a trabalhabilidade, o seu bom comportamento perante solicitações normais, e a suas técnicas construtivas são facilmente dominadas.

O concreto é normalmente feito com a mistura de cimento Portland com areia, pedra (brita) e água. Em diversos países estima-se que o consumo de concreto é 10 vezes maior que o de aço. Segundo Brunauer e Copeland (1964) *apud* Mehta e Monteiro (2014), comentam em que relação ao concreto o homem não consome nenhum outro material em tal quantidade, a não ser água [11].

Para utilização estrutural, o concreto sozinho apresenta deficiência quando se refere as demais solicitações, estima-se que a sua resistência de tração é cerca de 10% da resistência à compressão. Os esforços de tração estão presente na maior parte das peças estruturais, como no caso de peças fletidas que numa mesma seção transversal está submetida à esforços de tração e compressão.

Um exemplo seria o caso de uma viga de simplesmente apoiada de concreto, submetida à

flexão pura, à qual dependendo da intensidade dos esforços podem gerar fissuras na face inferior da viga nas proximidades do centro do vão. Pois nessa região esforços de flexão estão conferindo valores maiores, e devida a baixa resistência à esforços de tração, às deformações causadas irão gerar estas pequenas trincas, como na Figura 1



**Figura 1:** Comportamento de uma viga simplesmente apoiada de concreto.

Fonte: Carvalho (2014)

Dáí para o concreto poder trabalhar de uma maneira satisfatória perante aos esforços presentes nas mais diversas estruturas, é necessário reforçar

este com barras de aço, material que possui boa resistência a tração e é mais deformável. A esse trabalho solidário entre os materiais concreto e aço confere ao concreto consistido de armaduras, chamado de concreto armado. A interação de ambos os materiais tornam esse conjunto um sistema de excelente função estrutural, no qual a armadura metálica deve suprir as deficiências do concreto simples.

A fissuração está presente em estruturas de concreto armado, logo estas são passivas a manifestações patológicas devido a este problema. Assim é necessário evitar-se ao máximo aberturas maiores que as estabelecidas por norma, daí então deve ser dado uma grande importância das verificações de estado-limite de serviço, objetivando reduzir estas aberturas como também evitar deslocamentos excessivos. O objetivo deste trabalho é mostrar a importância destas verificações, buscando-se à durabilidade da estrutura, fazendo-se um controle de níveis de fissuração e deslocamentos à caráter de projeto.

## 2 Durabilidade em projeto de estruturas de concreto armado

### 2.1 Estados-limite

Para se determinar os esforços presentes numa estrutura, os materiais a serem utilizados, e demais considerações de projeto, devem ser feita previamente uma Análise estrutural. Esta que é a determinação dos efeitos que cargas geram nas estruturas físicas e seus componentes. São submetidas a este tipo de análise todas as estruturas que devem resistir a cargas, tais como edifícios, pontes, veículos, máquinas, camadas do solo, entre outros.

Numa estrutura de concreto, sua segurança deve ser sempre verificada em relação aos estados-limites. Os estados limites são situações as quais a estrutura deixa atender requisitos necessários para seu uso de forma plena e adequada, (KIMURA, 2010) [9]. Carvalho (2014) os diferencia citando que o estado-limite ultimo é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura, enquanto que o estado-limite de serviço é aquele relacionado à durabilidade das estruturas, à

aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários como às máquinas e equipamentos utilizados [6].

Ainda do estado-limite de serviço, existem ainda subdivisões deste a qual se podem ser lavados em conta com o propósito de aumentar a vida útil das estruturas de concreto armado segundo a ABNT NBR 6118:2014. Estes são:

Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F), estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ).

Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W), estado em que as fissuras se apresentam com aberturas ( $w_k$ ) iguais aos máximos especificados de acordo com o tipo de concreto estrutural e a classe de agressividade ambiental.

Estado-limite deformações excessivas (ELS-DEF), estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal. [1]

### 2.2 Vida útil

Estas verificações de estados limite de serviço são de extrema importância tanto para a vida útil funcional ou estrutural, ambas que irão evitar ao usuário final desconfortos perante patologias e manutenções corretivas. A vida útil funcional é aquela ligada a rentabilidade do investimento da estrutura, garantindo sua mais completa utilização por seu usuário final, já a vida útil estrutural deve garantir que a estrutura seja resistente perante as solicitações a qual foi projetada durante este período definido.

Segundo Andrade, Costa e Silva (2009) tanto os construtores como clientes da construção civil, querem que as estruturas tenham vida longa, para que se possam evitar futuros gastos com manutenções e reparos, ainda que o material concreto possua boa durabilidade, este perderá suas características ao longo do tempo [3].

Na ACI 201.2R (ACI, 2001) conceitua que um concreto durável, é aquele que possui capacidade de resistir ao intemperismo, ataque químico, desgaste por abrasão ou qualquer outro processo de deterioração, retendo a sua forma original, qualidade

e capacidade de utilização, quando exposto ao ambiente de trabalho [2].

Andrade, Costa e Silva (2009) ainda observam que o fator "tempo" não foi citado, e que intuitivamente, na definição de durabilidade, não se pode excluir essa variável, pois os mecanismos de deterioração atuam de forma gradativa, ao longo de vida da estrutura e que quando não é introduzido esse fator, esta propriedade passa a ser meramente subjetiva, não podendo ser quantificada [3].

Do ponto de vista econômico as medidas de correção tomadas logo na fase de projeto são mais baratas, é nesta fase que devem ser ter um cuidado mais minucioso das decisões a serem tomadas e suas possíveis correções, para não acarretar um custo mais elevado nas próximas etapas de vida da estrutura.

Quanto mais tarde for essa intervenção a evolução desse custo pode ser compreendido como uma progressão geométrica de razão 5, conforme Figura 2, conhecido como a lei dos 5 ou a regra de Sitter (HELENE 1997) [8].



**Figura 2:** Evolução dos custos em função da fase da vida útil da estrutura em que a intervenção é feita. Fonte: Helene (1997).

### 3 Fissuras

#### 3.1 Fissuras em elementos de concreto armado

As fissuras são aberturas que se instalam na superfície da estrutura e facilitam a entrada de agentes nocivos. Para Thomaz (1989), os elementos e componentes construtivos se sujeitam a variações térmicas relacionadas às suas propriedades físicas diariamente, o que varia as suas dimensões por meio da dilatação e contração. A amplitude e a velocidade de tais movimentações térmicas devem ser consideradas para a análise das fissuras. Elas também podem surgir em consequência de alternância de ciclos de carregamento e descarregamento ou por solicitações alternadas de tração e compressão, bem como pela retração do concreto em função da rápida evaporação da água em seu processo de cura [12].

A estrutura em concreto armado se comporta trabalhando de maneira conjunta dos materiais concreto e aço, agindo em resposta a solicitações a que eles foi dada. Segundo Marins Neto (2007), a fissuração nos elementos de concreto endurecido é praticamente inevitável, pois, antes da aplicação de qualquer tipo de carregamento, o concreto já pode apresentar microfissuras decorrentes da variação de volume e da hidratação do cimento [10].

Com a transmissão do carregamento numa estrutura, as microfissuras vão aumentando, que podem tornar-se fissuras conferindo uma perda de seção resistente do material, e promovendo a entrada de agentes causadores de patologias. O concreto armado, deixa sua fase linear logo no começo do aparecimento das fissuras, resultando numa não proporcionalidade de suas tensões com as deformações, conferindo a este ser um material não-linear.

Chan (1994) e Wang (2001) afirmam que os efeitos da fissuração na rigidez lateral de edifícios altos de concreto armado devem ser avaliados com precisão, já que o projeto de tais estruturas deve atender aos valores limites de deslocamentos, no topo e entre pavimentos [7] [13].

A consideração da não-linearidade física dos materiais é essencial para que seja estabelecida corretamente a capacidade resistente das estruturas de concreto armado, (BUCHAIM, 2001) [5], isso se torna preponderante, pois vários fatores conferem esse comportamento como a fissuração, fluência, processos construtivos, cargas aplicadas corretamente em serviço e os efeitos do tempo, (ARAUJO, 2002) [4].

### 3.2 Degradação decorrentes da fissuração

O principal fenômeno de degradação em estruturas de concreto armado decorrente da fissuração é a sua evolução atingindo a armadura. Esta que passará pelo processo de corrosão e comprometerá a estabilidade da estrutura em si.

Pode-se definir corrosão como a interação destrutiva de um material com o ambiente, seja por reação química, ou eletroquímica. A oxidação e a corrosão propriamente dita podem ser consideradas como um dos principais processos de degradação que as armaduras de aço para concreto armado podem sofrer.

Os principais mecanismos de degradação estão associados a uma estrutura fissurada é a corrosão de armaduras devido à carbonatação do concreto e/ou ataque causado por íons cloretos.

A evolução da corrosão das armaduras nas regiões das fissuras na direção transversal causada por esforços de flexão, depende da qualidade do concreto e espessura do cobrimento. A abertura máxima característica de fissuras ( $w_k$ ) em estruturas de concreto armado, sob ação de combinações frequentes no ELS-W, não deve exceder os limites estabelecidos na NBR 6118:2014 [1], apresentados a seguir na Tabela 1.

**Tabela 1:** Abertura máxima de fissuras de estrutura de concreto armado em função da classe de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental (CAA)	Abertura máxima de fissuras
I	$w_k \leq 0,4$ mm
II e III	$w_k \leq 0,3$ mm
IV	$w_k \leq 0,2$ mm

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), (adaptada).

Outra maneira de garantir uma boa funcionalidade da estrutura é se verificando os deslocamentos-limites, utilizados para se verificar as deformações excessivas da estrutura no ELS-DEF [1], na Tabela 2 serão

expostas as verificações usuais em serviço para projeto de edifícios de estruturas de concreto armado.

**Tabela 2:** Limites para deslocamentos de edificações.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$L/250$
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Após a construção da parede	$L/500$ e 10 mm e $\theta = 0,0017$ rad
	Movimento lateral de edifícios	Ação do vento para combinação frequente $\psi_1 = 0,30$	$H/1700$ e $H_i$ entre pavimentos

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), (adaptada).

## 4 Metodologia

Neste trabalho serão feitas verificações em serviço em vigas de concreto armado de um edifício usual, para se verificar se este está atendendo as prescrições da NBR 6118:2014 para verificações de deformações excessivas e abertura máxima de fissuras.

O objetivo desta análise é saber se o edifício está atendendo a estado limite de serviço para estrutura de concreto armado, para evitar-se futuras patologias decorrentes da fissuração antes de sua execução.

Como visto no capítulo 2 deste trabalho, as intervenções sempre que possível devem ser realizadas na fase de projeto, pois são bem menos onerosas, e intervenções em cada fase posterior de sua vida acontecem como uma progressão geométrica de razão cinco (HELENE, 1997) [8].

Com o objetivo de se obter um comportamento mais próximo da realidade o edifício será analisado considerando a não-linearidade física, consequentemente os efeitos de fissuração, fluência e a perda gradativa da rigidez.

O software utilizado para análise deste trabalho foi o CAD/TQS, o qual está totalmente adaptado à atual NBR 6118, e sua metodologia e representação está

usualmente empregada conforme a da maioria dos escritórios de cálculo estrutural.

## 5 Estudo de Caso

### 5.1 Descrição do Edifício

O projeto consiste em um edifício em concreto armado de 4 pavimentos, sendo 3 pavimentos tipo e uma cobertura, totalizando 11,2 m de altura, com pé direito de 2,8 m para todos os pavimentos.

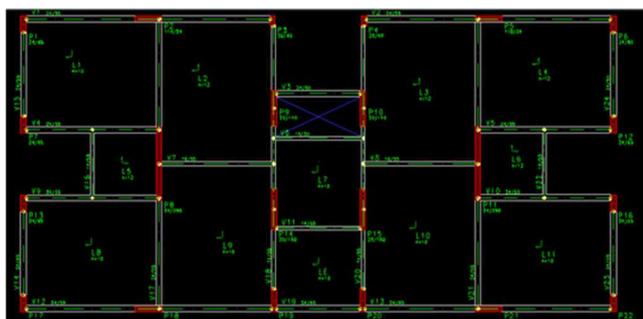
O pavimento consiste em um modelo muito usual em edifícios residenciais, consistindo em quatro apartamentos por andar, dois elevadores e escada. Sua estrutura é composta por 12 lajes (considerando uma da escada), 24 vigas e 22 pilares, conforme projeto estrutural demonstrado na Figura 3, e melhor apresentado no Apêndice I.

Dimensões:

Pilares: 24x65, 110x24, 24x290, 20x90, 20x40, 20x140 e 20x160 (dimensões em cm)

Vigas: 24x55, 14x55 e 16x55 (dimensões em cm)

Lajes: espessura = 12 cm.



**Figura 3:** Projeto estrutural do edifício.

Fonte: Autoria própria (2017).

O material utilizado para a estrutura do o edifício foi o concreto armado com resistência característica à compressão:  $f_{ck} = 25$  MPa e aço CA-50 ( $f_{yk} = 500$  MPa).

A classe de agressividade ambiental, definida com base na tabela 6.1 da NBR 6118:2014, foi a classe II – Moderada – Urbana, com risco de deterioração da estrutura pequeno.

Os cobrimentos a serem empregados na estrutura obedecem aos valores da tabela 7.2 da NBR

6118:2014, na qual tem relação com a classe de agressividade ambiental. Para lajes foi de 2,5 cm, vigas e pilares de 3,0 cm, e para fundações de 3,0 cm.

### 5.2 Cargas

Para as lajes o valor da carga devido ao peso próprio ( $g_L$ ) é calculada pela multiplicação de três fatores: o peso específico do concreto ( $\gamma_c$ ) de 2,5 tf/m<sup>3</sup> (para C25), a espessura da laje ( $e$ ) e a sua respectiva área ( $AL$ ), conforme a Equação (1).

$$g_L = \gamma_c \cdot e \cdot AL \quad (1)$$

Nas vigas o valor da carga do peso próprio ( $g_V$ ) é obtida pela multiplicação entre do peso específico do concreto em uso (2,5 tf/m<sup>3</sup>), as dimensões da viga ( $b \cdot h$ ) e o seu vão ( $l$ ), conforme a Equação (2).

$$g_V = \gamma_c \cdot b \cdot h \cdot l \quad (2)$$

Nas lajes foram também consideradas cargas distribuídas, provenientes de carga permanente de 0,1 tf/m<sup>2</sup> e carga variável de 0,15 tf/m<sup>2</sup>.

Nas vigas, ainda foram solicitadas cargas distribuídas provenientes das alvenarias de vedação de bloco 14 de concreto que estão sobre as vigas, no valor de 0,26 tf/m<sup>2</sup> com altura de 2,25 m.

Ainda no pavimento tipo existem cargas linearmente distribuídas sobre algumas lajes, devido as alvenarias de vedação nas paredes internas da edificação, também definidas com valor de carga permanente de 0,26 tf/m<sup>2</sup> para alvenarias de bloco 14 de concreto, estas levantadas a uma altura de 2,7 m.

### 5.3 Análise não-linear física

Na análise não-linear, o carregamento total definido no pavimento é subdividido em incrementos de cargas, de tal forma que a rigidez em cada ponto da estrutura possa ser corrigida gradativamente à medida que a fissuração se propaga.

Quanto maior o número de incrementos, mais precisos serão os resultados obtidos, porém o processamento será mais lento. O número de incrementos definidos foi de 12 (doze).

Daí foi definido a quantidade para cada parcela de carga de acordo com a sua relevância na carga total.

De forma aproximada foi definido os valores das parcelas do incremento de carga utilizados as

reações obtidas na grelha conforme mostra a Tabela 3.

**Tabela 3:** Parcelas de carga para a análise incremental.

Caso	Tipo de carga	Reação	Porcentagem	Parcelas de carga
1	Vertical total	299,67 tf	100%	12
2	Peso próprio	111,72 tf	37,3%	4
3	Permanentes	150,42 tf	50,2%	6
4	Variáveis	37,53 tf	12,5%	2

Fonte: Autoria própria (2017).

### 5.4 Verificação dos deslocamentos-limites

Foram verificados os deslocamentos-limite em todos os vãos de cada viga do pavimento tipo, estes devem obedecer aos valores-limites de deslocamentos que visando proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço, obedecendo a valores da tabelados em norma, conforme Tabela 4, o movimento lateral do edifício não foi calculado devido a ser um edifício de poucos pavimentos e a carga do vento não ser preponderante nos resultados.

Os valores-limites a serem analisados no trabalho são:

- Deslocamentos visíveis em elementos estruturais (vigas e lajes):  $l/250$ .
- Alvenaria, caixilhos e revestimentos após construção de paredes:  $l/500$  ou;
- Deslocamento limite sob alvenaria após sua construção: 10 mm.
- Rotação limite sob alvenaria após sua construção:  $\theta = 0,0017$  rad.

**Tabela 4:** Comparativo dos valores obtidos dos deslocamentos de flechas nas vigas com os valores limite estabelecidos na NBR 6118:2014.

Viga	Vão	L (cm)	f (cm)	$\theta$ (rad)	f lim. (cm)	$\theta$ lim. (rad)	Situação
V1	1	500,75	0,08	0,0002	1,00	0,0017	Passou

	2	501,75	0,08	0,0003	1,00	0,0017	Passou
V2	1	501,75	0,08	0,0003	1,00	0,0017	Passou
	2	501,25	0,08	0,0002	1,00	0,0017	Passou
V3	1	351,50	0,05	0,0002	0,70	0,0017	Passou
V4	1	537,75	0,38	0,0009	1,08	0,0017	Passou
V5	1	538,25	0,38	0,0009	1,08	0,0017	Passou
V6	1	364,00	0,10	0,0002	0,73	0,0017	Passou
V7	1	459,50	0,40	0,0012	0,92	0,0017	Passou
V8	1	459,50	0,39	0,0011	0,92	0,0017	Passou
V9	1	538,25	0,38	0,0009	1,08	0,0017	Passou
V10	1	538,25	0,38	0,0009	1,08	0,0017	Passou
V11	1	351,75	0,10	0,0003	0,7	0,0017	Passou
V12	1	501,75	0,08	0,0002	1,00	0,0017	Passou
	2	500,50	0,04	0,0001	1,00	0,0017	Passou
V13	1	501,00	0,04	0,0001	1,00	0,0017	Passou
	2	501,25	0,08	0,0003	1,00	0,0017	Passou
V14	1	378,75	0,04	0,0001	0,76	0,0017	Passou
V15	1	378,75	0,04	0,0001	0,76	0,0017	Passou
V16	1	266,00	0,40	0,0001	0,53	0,0017	Passou
V17	1	558,75	0,11	0,0003	1,12	0,0017	Passou
	2	558,75	0,11	0,0003	1,12	0,0017	Passou
V18	1	309,42	0,01	0,0000	0,62	0,0017	Passou
	2	394,58	0,05	0,0002	0,79	0,0017	Passou
	3	333,75	0,01	0,0001	0,67	0,0017	Passou
V19	1	339,00	0,00	0,0000	0,68	0,0017	Passou
V20	1	309,50	0,01	0,0000	0,62	0,0017	Passou
	2	394,50	0,05	0,0002	0,79	0,0017	Passou
	3	333,75	0,01	0,0001	0,67	0,0017	Passou
V21	1	558,75	0,11	0,0003	1,12	0,0017	Passou
	2	558,75	0,12	0,0003	1,12	0,0017	Passou
V22	1	265,50	0,40	0,0001	0,53	0,0017	Passou
V23	1	379,00	0,04	0,0001	0,76	0,0017	Passou
V24	1	378,75	0,04	0,0001	0,76	0,0017	Passou

Fonte: Autoria própria (2017).

### 5.5 Abertura de fissuras

Foram verificados a evolução dos valores das aberturas de fissuras em cada incremento de carga de cada viga do pavimento tipo, ver Tabela 5, estes devem obedecer ao valor máximo de  $w_k(\text{lim})$  de 0,3 mm, para uma classe de agressividade ambiental definida como II em projeto.

**Tabela 5:** Abertura de fissuras do pavimento tipo em cada incremento de carga na análise não-linear.

Viga	Incremento											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Abertura de fissuras ( $w_k$ ) mm											

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.687>

## Verificação do Estado-limite de Serviço em Vigas de Concreto Armado Visando a Durabilidade em Projeto Estrutural

V1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,31	0,39	0,45	0,49
V5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,31	0,39	0,45	0,49
V6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15	0,19	0,23	0,25	0,28	0,30
V8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15	0,19	0,23	0,25	0,28	0,30
V9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,31	0,39	0,45	0,49
V10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,31	0,39	0,45	0,49
V11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
V19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
V21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autoria própria (2017).

### 5.6 Resultados

Conforme os valores obtidos, todos os deslocamentos verticais e rotações atenderam a condição limite dos valores-limites analisados no trabalho, na análise não-linear incremental.

Já para a abertura de fissuras o que se pode observar nos resultados obtidos é que grande parte das vigas fissuradas ultrapassam o  $w_k(\text{lim})$  de 0,3 mm para abertura de fissuras, ao longo da análise incremental. O que indica que podem ocorrer patologias quanto à corrosão das armaduras, gerando consequentemente a não aprovação dos usuários.

As aberturas apareceram nas vigas fissuradas a partir do sexto ou sétimo incremento de carga, quando foram solicitadas as sobrecargas e cargas acidentais, conferindo à estrutura um aumento de solicitação e diminuição da rigidez pela fissuração dos elementos estruturais. Na Figura 4 são mostradas as vigas que ultrapassaram limites de fissuração.

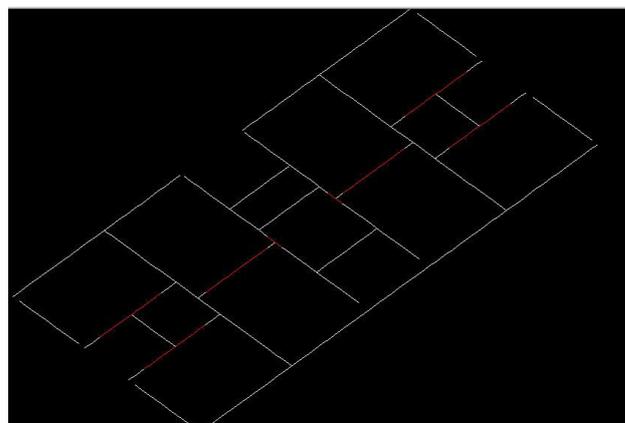


Figura 4: Vigas fissuradas

Fonte: Autoria própria (2017).

## 6 Considerações finais

O aparecimento de fissuras e deformações excessivas são problemas correntes em edificações de concreto armado, estas que por sua vez são comumente encontradas em peças com predominâncias de esforços à flexão. Isso se dá devida à baixa resistência do concreto à tração e a ductilidade deste material.

Ao se projetar uma estrutura, é necessário sempre obedecer aos estados-limites prescritos em norma, pois estes devem garantir parâmetros mínimos de projeto os quais dão uma maior segurança estrutural, como também uma melhor funcionalidade das mesmas. O estado-limite de serviço está correlacionado com a durabilidade da estrutura, como do conforto do usuário, o qual quando respeitado, além aumentar a vida útil da estrutura, garantirá a rentabilidade do investimento.

É de extrema importância se estudar e analisar o projeto antes de sua execução, pois é na fase de projeto que se podem ser observadas falhas com uma maior precisão. Sempre que detectadas falhas ou inconsistências, estas devem ser corrigidas o quanto antes, pois mudanças na etapa de construção e manutenções devido à essas falhas geram gastos muito maiores à longo prazo, o que se deve levar os empresários a investir fortemente na racionalização e otimização de projetos.

No estudo de caso foram encontradas aberturas de fissuras maiores que as permitidas pela NBR 6118, porém nela mesma no item 13.4.2, estes valores-limite para a fissuração devem apenas ser levados em conta a caráter de um bom projeto de estruturas.

Devido às diversas variáveis envolvendo esta situação, ainda não é possível se chegar ao valor encontrado na vida real, e fenômenos patológicos, também podem ocorrer quando os níveis de fissuração estiverem dentro dos limites estabelecidos. Inclusive carbonatação e o ataque por íons cloretos.

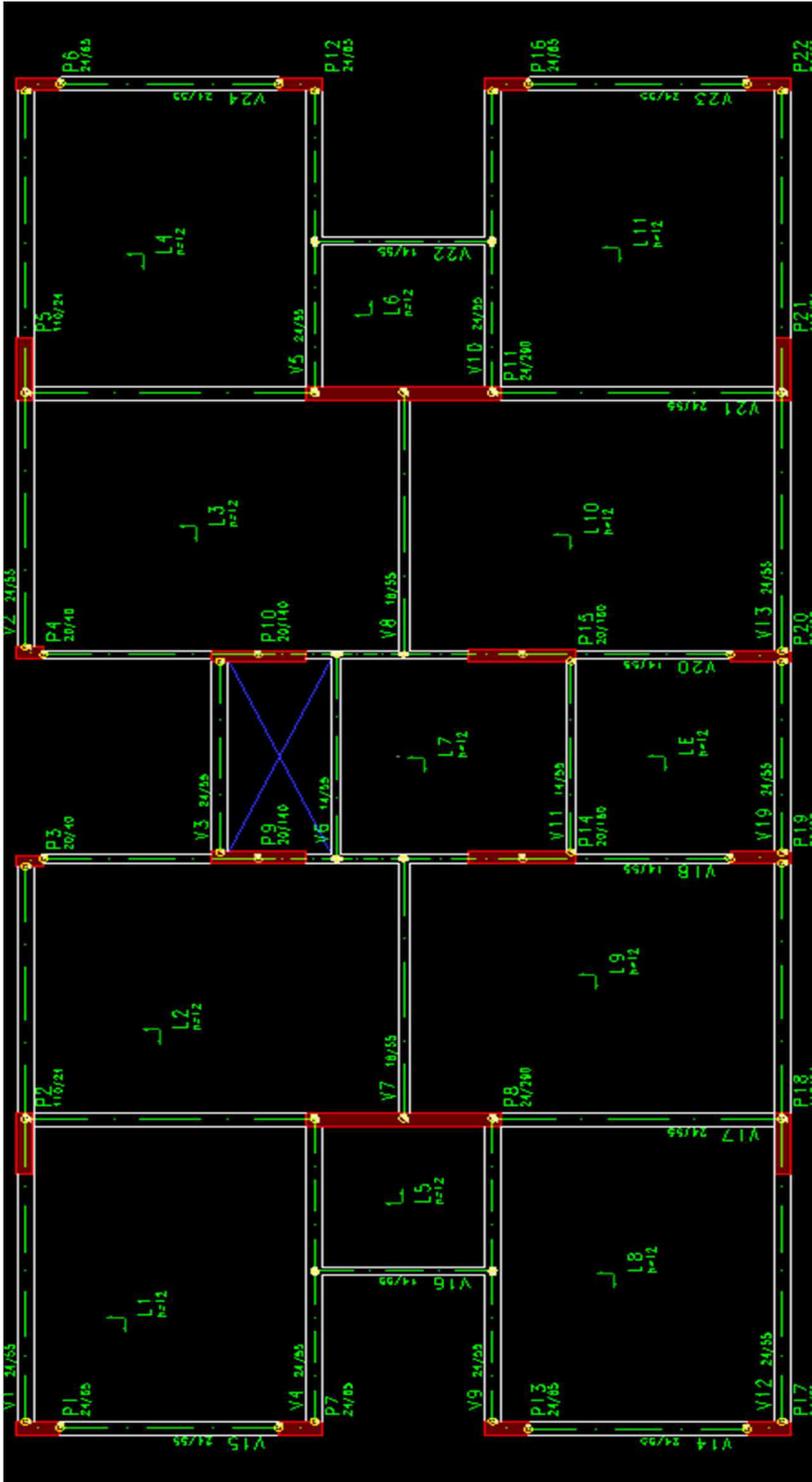
Porém apesar desses valores terem grande variabilidade de grandezas envolvidas, grande parte destas não estava obedecendo aos limites prescritos, o que futuramente poderia acarretar a difusão de agentes agressivos por estas fissuras e conseqüentemente o aparecimento de patologias decorrentes da degradação do concreto e corrosão das armaduras.

O que torna importante algumas modificações em projeto para atingir os devidos valores-limite para  $w_k$ , para se evitar futuros transtornos, e despesas de manutenção preditiva, visto que a vontade dos construtores e principalmente dos clientes da construção civil é que as estruturas sejam mais duráveis e que se retire de seus orçamentos gastos com manutenções e reparos.

## Referências

- [1] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Comitê 201.2R. Guide to Durable Concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Detroit, 2001, 41p.
- [3] ANDRADE, T. W. C. O; COSTA E SILVA, A. J. Considerações sobre durabilidade, patologia e manutenção das estruturas. Acervo Tecomat – Tecnologia da Construção e Materiais Ltda, 2009, Recife.
- [4] ARAÚJO, J. M. Modelos de previsão da fluência e da retração do concreto. Série Estruturas de Concreto, n. 4, Ed. Dunas, Rio Grande, Abril, 2002, 26.p.
- [5] BUCHAIM, R. – A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica. 2001. 260 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [6] CARVALHO, R. C. , FILHO, J. R. F. – Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014. 2014. 416 p. Editora EduFSCar, São Carlos.
- [7] CHAN, H.C.; CHEUNG, Y.K.; HUANG, Y.P. (1994). Nonlinear modelling of reinforced concrete structures. Computers & Structures, v.53, n.5, p.1099-1107. Hong Kong.
- [8] HELENE. P. R. L. Vida útil das estruturas de concreto. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES. Anais. Porto Alegre, 1997.
- [9] KIMURA, A. E. Informática aplicada em estruturas de concreto armado. 2007. 624 p. Editora PINI, São Paulo.
- [10] MARINS NETO, J. – Análise Numérica Não-linear de Estruturas de Concreto Armado Considerando o Fenômeno da Aderência entre o Aço e o Concreto. 2007. 192 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.
- [11] METHA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. Pini, São Paulo, 2014.
- [12] THOMAZ, Ercio. Trincas em Edifícios: Causas, Prevenção e Recuperação. São Paulo: PINI, 1989. 194 p.
- [13] WANG, T.; HSU, T.T.C. (2001). Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. Computers & Structures, v.79, n.32, p.2781-2791.

Apêndice I



Projeto estrutural do edifício.  
Fonte: Autoria própria (2017).

# Análise da Profundidade de Fissuras em Concreto com Termografia Infravermelha

*Analysis of the Depth of Cracks in Concrete with Infrared Thermography*

Joaquin Rocha <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-3383-6379](https://orcid.org/0000-0002-3383-6379)

Marcela Silva <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-6590-2427](https://orcid.org/0000-0001-6590-2427)

Yêda Póvoas <sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0003-1907-415X](https://orcid.org/0000-0003-1907-415X)

Eliana Monteiro <sup>2,3</sup>  [orcid.org/0000-0003-0842-779X](https://orcid.org/0000-0003-0842-779X)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>2</sup> Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica de Pernambuco, Brasil.

<sup>3</sup> Universidade Católica de Pernambuco, Brasil.

E-mail do autor principal: Joaquin Rocha [jhar\\_pec@poli.br](mailto:jhar_pec@poli.br)

## Resumo

---

As fissuras são problemas que surgem frequentemente nas estruturas de concreto, que podem chegar a afetar sua durabilidade com redução de vida útil. No entanto, a identificação destas patologias é ainda limitada à inspeção visual, sem considerar outras tecnologias. O objetivo deste estudo consiste em verificar a aplicabilidade da termografia infravermelha para a detecção e análise de fissuras verticais de diferentes profundidades (5, 10 e 15) cm. Para tanto, foram moldados três corpos de prova de dimensões (50x20x20) cm, com fissuras criadas artificialmente utilizando placas de alumínio. Os corpos de prova foram expostos à radiação solar e às condições ambientais, sendo monitoradas durante 12 horas, das 7 às 19 horas. Os resultados apontaram que as fissuras têm uma temperatura mais baixa que o concreto intacto durante o dia, e apresentam um comportamento inverso durante a noite. Além disso, observou-se que quanto mais profunda é uma fissura, mais fria se torna em relação às fissuras superficiais. A termografia infravermelha demonstra capacidade de identificar fissuras durante a maior parte do dia e também permite uma análise das suas características através do gradiente térmico, formado entre a temperatura da fissura e o concreto. No entanto, é uma técnica sensível às condições ambientais, por conseguinte, a sua aplicação é sujeita a parâmetros ambientais ideais.

**Palavras-Chave:** Termografia infravermelha; Fissuras; Concreto.

## Abstract

---

*Cracks are problems that often arise in concrete structures, which can affect their durability with reduced life. However, the identification of these pathologies is still limited to visual inspection,*

without considering other technologies. The objective of this study is to verify the applicability of infrared thermography for the detection and analysis of vertical cracks of different depths (5, 10 and 15) cm. For this, three specimens of dimensions (50x20x20) cm were molded, with cracks artificially created using aluminum plates. The specimens were exposed to solar radiation and environmental conditions, being monitored for 12 hours, from 7 to 19 hours. The results indicated that the cracks have a lower temperature than the intact concrete during the day, and have an inverse behavior during the night. In addition, it has been observed that the deeper a crack, the colder it becomes relative to the surface cracks. Infrared thermography shows the ability to identify cracks during most of the day and also allows an analysis of its characteristics through the thermal gradient formed between the temperature of the crack and the concrete. However, it is a technique sensitive to environmental conditions, therefore its application is subject to ideal environmental parameters.

**Key-words:** Infrared thermography; Cracks; Concrete.

### 1 Introdução

A deterioração das estruturas de concreto manifesta-se como defeitos externos ou internos. As fissuras são problemas normalmente encontradas nas inspeções, na maioria dos casos se tornam visíveis, no entanto, não se tem informação de sua profundidade [1]. Uma das principais causas da ocorrência de fissuras no concreto é a corrosão do aço, que provoca pressões internas, produzindo fissuras, destacamentos, planos de fratura e eventualmente desprendimentos. Outras causas incluem o calor de hidratação, a temperatura do ambiente, a restrição geométrica, a carga de tráfego, ciclos de congelamento e descongelamento, entre outras [2].

Embora existam vários métodos não destrutivos para a detecção de defeitos em estruturas de concreto, tais como Ultra-som, GPR (Ground Penetrating Radar), Impacto-Eco (IE), entre outros, a detecção e análise de fissuras ainda é efetuada por inspeção visual [3], uma técnica subjetiva, que depende da experiência do inspetor e pode gerar interpretações equivocadas [4]. A detecção precoce de fissuras e trincas pode impedir uma deterioração acelerada e aumentar a vida útil das estruturas [5,6].

A termografia infravermelha é uma técnica de avaliação não destrutiva com base na detecção da radiação térmica emitida pela superfície de um objeto, utilizada na medição e observação da variação da temperatura da superfície de objetos ou de sistemas, para a identificação de comportamentos atípicos [7]. As principais vantagens do ensaio são a velocidade de inspeção, os resultados em tempo real - que permitem a análise de grandes áreas [8] - e a facilidade de equipamentos, uma vez que apenas são necessários uma câmera termográfica, um suporte e uma saída de vídeo para observar as imagens térmicas [9]. No entanto, o método é sensível às condições ambientais que afetam os resultados [2,10].

Neste contexto, o presente estudo propõe verificar a aplicabilidade da termografia infravermelha na avaliação de fissuras visíveis de diferentes profundidades em estruturas de concreto.

### 2 Termografia infravermelha

A termografia infravermelha tem sido normalmente usada para a detecção de defeitos em concreto, tais como fissuras, destacamentos e desprendimentos nas estruturas de concreto armado [2]. Para detectar estes defeitos, a câmera termográfica realiza uma leitura do segmento da radiação eletromagnética na faixa infravermelha da superfície do objeto, relacionada com o processo de transferência de calor ou variações de temperatura, uma vez que todos os objetos com uma temperatura superior a zero absoluto (0 K) emitem radiação infravermelha [11].

O processo de transferência de calor ocorre por mecanismos de radiação, condução e convecção. Embora a radiação seja medida pela câmera infravermelha, a condutividade térmica dentro do concreto e a convecção do concreto com o ar podem influenciar esta medição [12]. A radiação que alcança uma superfície é transmitida, refletida e absorvida, dependendo das características do objeto [13].

O funcionamento das câmeras infravermelhas se dá a partir da medição da radiação emitida pela superfície de um objeto, e posterior conversão em sinais elétricos, que são processados numa imagem térmica, conhecida como termograma [2,14].

A relação entre a radiação infravermelha emitida por um objeto e a temperatura do mesmo é dada pela lei de Stefan-Boltzmann (Equação 1) [9,15].

$$E = \sigma \cdot \varepsilon \cdot T^4 \quad (1)$$

Onde  $E$  é a radiação emitida pelo objeto ( $W/m^2$ ),  $T$  é a temperatura absoluta (K),  $\sigma$  é a constante de Stefan-Boltzmann de valor  $5.676 \times 10^{-8}$  ( $W m^{-2} K^{-4}$ ), e  $\varepsilon$  é a emissividade da superfície emissora. A emissividade é a capacidade de emissão de energia por radiação da superfície de um corpo comparada com a emissão de um corpo negro, emissor perfeito, que tem emissividade no valor de 1 (um), ou seja, a emissividade de qualquer corpo estará entre 0 (zero) e 1 (um) [16]. O concreto tem uma emissividade relativamente elevada entre 0,9 e 1,0 [17].

### 3 Programa experimental

A fim de verificar a aplicabilidade da termografia na avaliação de fissuras no concreto, foram moldados três corpos de prova (CP1, CP2 e CP3) com dimensões de (50 x 20) cm, e espessura de 20 cm. Com o propósito de simular uma estrutura real, os protótipos foram submetidos à exposição solar. Para cada corpo de prova, foi inserida artificialmente uma fissura com diferentes profundidades (5, 10 e 15) cm como mostrado na Figura 1. Para tal, foram utilizadas três placas de alumínio com dimensões indicadas no Quadro 1, inseridas nos prismas de concreto e retiradas após o endurecimento do mesmo

O período do estudo foi conduzido de 9 e 10 de Junho de 2017, colocando os prismas de concreto expostos à luz solar ao longo do dia, sem interferência de sombras, com alinhamento das fissuras em direção Norte conforme mostrado na Figura 2.

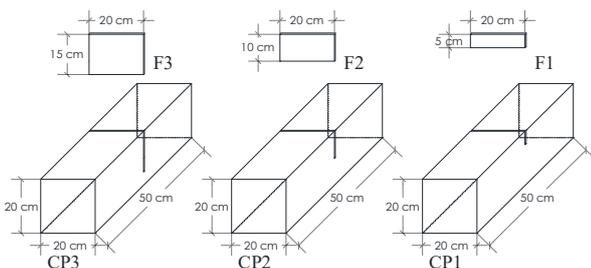


Figura 1: Detalhe dos corpos de prova.

Quadro 1: Dimensões das fissuras.

Fissura	Dimensões		
	Comprimento (cm)	Profundidade (cm)	Espessura (mm)
F1	20	5	0,95
F2	20	10	0,95
F3	20	15	0,95

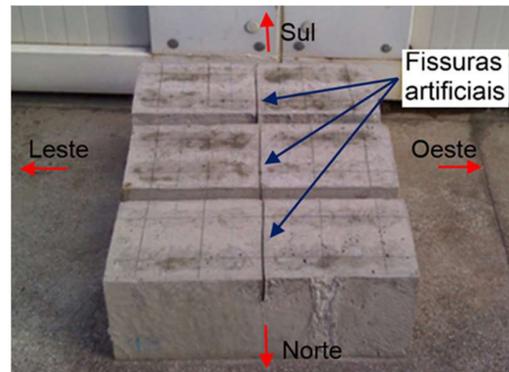


Figura 2: Localização dos corpos de prova

Os termogramas foram recolhidos a partir de um ponto fixo, esquematizado na Figura 3, no período das 7 às 19 horas, com intervalos de 60 minutos entre as leituras, de modo a observar o comportamento das fissuras ao longo do dia.

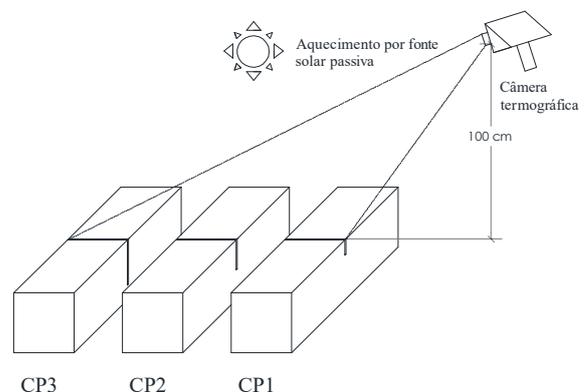


Figura 3: Posição da câmara para o ensaio.

O equipamento utilizado foi o FLIR E60. O Quadro 2 resume suas principais características. Os termogramas obtidos foram analisados no programa FLIRTools. Este software permite uma observação detalhada da temperatura de todos os pontos que compõem o termograma, além de alterar certos parâmetros para uma melhor visualização dos resultados. Durante o tempo de inspeção, também foi utilizado um termohigrômetro para medir a temperatura do ambiente e a umidade relativa.

**Quadro 2:** Características da câmera termográfica.

Características da câmera	FLIR E60
Resolução IR	320x240 pixels
Sensibilidade Térmica	<0.05 °C
Precisão	±2°C ou ±2% de leitura
Câmera de vídeo sem iluminação	3.1 MP
Peso	0.825 kg

Fonte: FLIR (2013).

## 4 Resultados e discussão

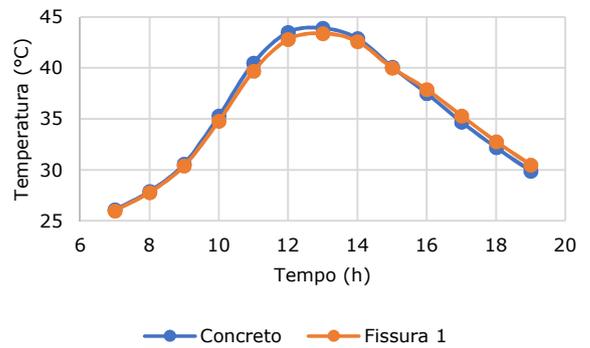
Para a análise das fissuras foi utilizada a diferença de temperatura entre o concreto íntegro e a região da fissura, definido como gradiente térmico, expresso pela Equação 2.

$$\Delta T = T_C - T_F \quad (2)$$

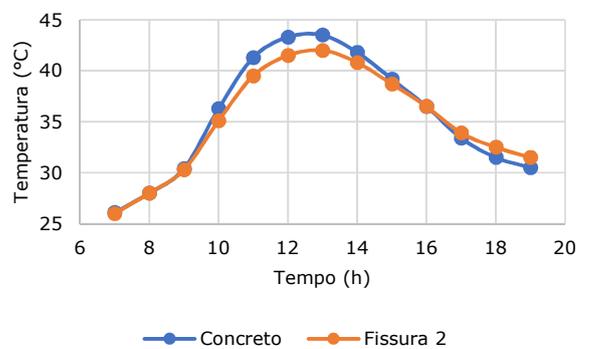
Onde,  $T_C$  é temperatura do concreto íntegro sem defeitos, e  $T_F$  é a temperatura da fissura.

Nas Figuras 4, 5, e 6, apresenta-se o comportamento da temperatura dos corpos de prova e das fissuras durante o tempo do ensaio. Observa-se nos três casos que a temperatura do concreto íntegro é maior do que a temperatura da fissura durante a maior parte do dia, no entanto, este comportamento é invertido à tarde e à noite, onde a temperatura da fissura é maior do que a do concreto. Também pode-se perceber que a temperatura da fissura se torna mais fria à medida que a profundidade da mesma aumenta.

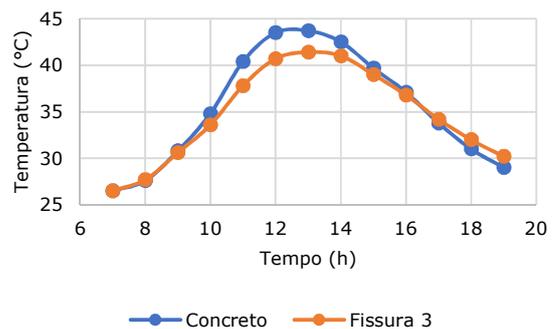
Na Figura 7 são apresentados os gradientes térmicos para os três corpos de prova em função das horas do dia. Pode-se observar que quanto maior a profundidade da fissura, maior o gradiente térmico. Durante as primeiras horas da manhã o gradiente é praticamente zero, não sendo visíveis as fissuras neste período. No entanto, entre as 10 e 14 horas, o gradiente apresenta valores máximos, tendo uma visão completa das fissuras. Posteriormente, observa-se que o gradiente térmico tem uma inversão de positivo para negativo, sendo a detecção de defeitos ineficaz neste período, compreendido entre as 15 e 17 horas. Note-se que a fissura 1 é a primeira a passar pelo zero, aproximadamente às 15 horas; a fissura 2, uma hora depois; e a fissura 3, às 16:30 horas. Durante a noite, a partir das 18 horas, um gradiente negativo pode ser exibido, onde as fissuras são visualizadas em menor grau do que os gradientes do dia.



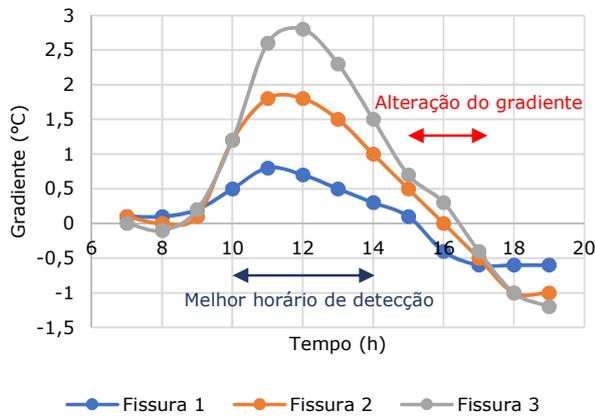
**Figura 4:** Temperatura do Corpo de Prova 1.



**Figura 5:** Temperatura do Corpo de Prova 2.

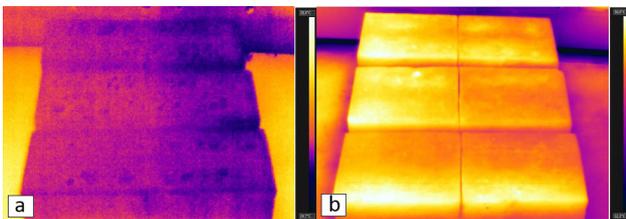


**Figura 6:** Temperatura do Corpo de Prova 3.

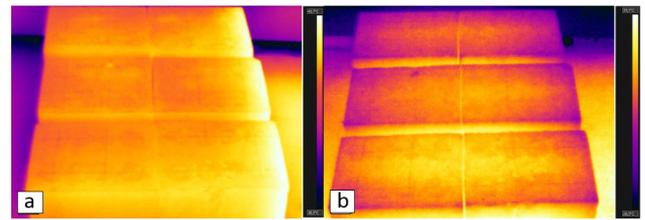


**Figura 7:** Gradientes térmicos dos corpos de prova.

Para uma melhor visualização deste comportamento, na Figura 8a é apresentado o termograma capturado às 07 horas, que representa o comportamento das primeiras horas da manhã, onde não há gradientes. Na Figura 8b, é capturado o termograma das 11 horas, que está no período de máximos gradientes. A Figura 9a mostra o período da alteração do gradiente térmico, através de um termograma tomado às 16 horas. Finalmente a Figura 9b mostra um termograma capturado durante a noite, às 19 horas, onde os gradientes térmicos negativos são observados. Nos termogramas apresentados as cores escuras, tonalidades roxas, representam baixas temperaturas e as cores claras, tonalidades amarelas, representam altas temperaturas.

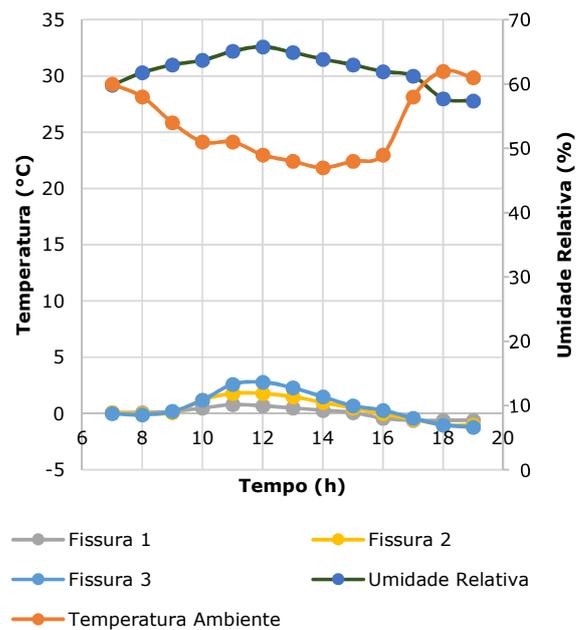


**Figura 8:** Termogramas às: a) 7 horas e b) 11 horas.



**Figura 9:** Termogramas às: a) 16 horas e b) 19 horas.

A Figura 10 mostra a relação entre a temperatura, umidade relativa e os gradientes. Pode-se observar que os gradientes ocorreram quando a temperatura ambiente é maior e há baixa umidade relativa; no caso de gradientes negativos, estes ocorreram quando a umidade relativa é elevada e a temperatura ambiente baixa em comparação com as horas do dia.



**Figura 10:** Gradientes em relação a temperatura ambiente e umidade relativa.

O comportamento das fissuras observadas pode ser explicado: nas horas antes do amanhecer não há a presença de uma fonte de calor, assim, os corpos de prova estão em equilíbrio térmico com o meio ambiente, sem a ocorrência de gradientes; nas primeiras horas da manhã, quando o sol começa a aquecer o corpo, existe uma diferença de temperatura

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.688>

entre o meio ambiente e o concreto com menor temperatura, criando gradientes térmicos, isto porque defeitos no concreto são normalmente preenchidos com água ou ar, neste caso ar, que tem uma condutividade térmica diferente do concreto, então as fissuras são aquecidas e esfriadas de forma diferente das áreas intactas do concreto, o que permite serem detectadas nos termogramas [2].

Neste caso específico, a radiação solar penetra na fissura e é refletida sobre suas paredes, e uma porção dela é absorvida, aquecendo-a como Sham, Chen e Long explicaram na sua pesquisa [3], mostrada na Figura 11a; por esse motivo, esta região não fica aquecida da mesma forma que a superfície totalmente exposta do concreto íntegro, tendo uma temperatura mais baixa, como é demonstrado nas Figuras 4, 5 e 6. Em relação à profundidade da fissura, quanto maior o seu valor, mais área deverá ser aquecida pela radiação absorvida; por esse motivo, quanto menor a profundidade, mais quentes são as paredes das fissuras, e a radiação térmica emitida é mais elevada em comparação com as outras.

Nos horários da noite, quando a temperatura ambiente começa a cair, a temperatura da superfície do concreto intacto esfria mais rápido do que a superfície fissurada, pela mesma razão de não ter a fonte de radiação solar direta. As fissuras perdem calor em uma taxa mais lenta devido ao mesmo fenômeno do dia, mas em sentido inverso; a radiação térmica é emitida a partir das paredes, não sendo diretamente exposta, pois reflete nas últimas, sendo uma parte absorvida como é mostrado na Figura 11b, tornando o processo de esfriamento lento, por isso são mostrados nos termogramas como pontos mais quentes em relação ao concreto.

A umidade relativa ajuda no desenvolvimento de gradientes, principalmente à noite, uma vez que o ar úmido penetra mais rapidamente do que o ar seco no concreto, criando uma transferência de calor por convecção entre a temperatura ambiente e o concreto [18]. Neste caso, a umidade relativa interfere em parte, para o desenvolvimento de gradientes térmicos durante a noite, uma vez que há uma elevada umidade relativa durante estas horas.

Os dados e os resultados mostraram que as alterações nos parâmetros ambientais durante o dia desenvolveram gradientes térmicos no concreto, o que levou à identificação de defeitos e análise subsequente.

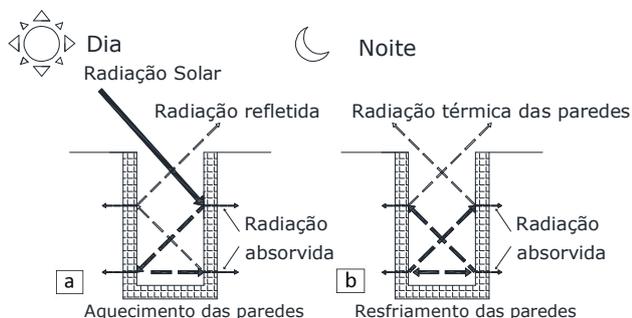
Os gradientes térmicos encontrados nos corpos de prova analisados indicam a capacidade da termografia infravermelha na detecção de fissuras com diferentes profundidades. No entanto, vale salientar que os valores obtidos podem ser diferentes para fissuras reais –até para aquelas que tenham as mesmas características- visto que dependem das condições ambientais locais e de outros parâmetros não considerados nesta pesquisa, tais quais nebulosidade e velocidade do vento.

## 5 Conclusões

Após o experimento, verificou-se que a termografia infravermelha como um ensaio não destrutivo em concreto é eficaz porque é capaz de analisar grandes áreas em pequenos intervalos de tempo. Pode ser realizado a distância. As fissuras são detectadas sem problemas, sendo visíveis na maior parte do dia com o uso da câmera, e os resultados são imediatos.

As fissuras apresentam temperaturas mais baixas durante o dia e ligeiramente superiores durante a noite em relação a outras áreas do concreto sem defeitos. Observou-se também que, quanto maior é a profundidade da fissura, mais fria se torna em relação às fissuras mais superficiais. Deve-se notar que a termografia infravermelha depende das condições ambientais, para o qual devem ser observadas as melhores condições locais onde será realizado o ensaio. A análise qualitativa não fornece muita informação e deve ser feito uma análise mais rigorosa nos termogramas.

Em muitos casos, a ocorrência de fissuras verticais pode ser produto da corrosão, onde a termografia



**Figura 10:** Radiação nas fissuras no a) dia e na b) noite

infravermelha pode ser utilizada para a inspeção deste problema em estruturas de concreto armado.

Apesar de encontrar uma relação entre a profundidade da fissura e sua temperatura, o ensaio não fornece informação sobre o valor da profundidade. Então, recomenda-se utilizar uma combinação com outros ensaios não destrutivos caracterizá-la.

Outras pesquisas podem explorar a influência de outras variáveis na detecção de fissuras como velocidade do vento e cobertura de nuvens até mesmo realizar o ensaio sem a presença do sol.

## Agradecimentos

À CAPES pelo apoio financeiro.

## Referências

- [1] ALANI, A.; ABOUTALEBI, M.; KILLIC, G. Integrated health assessment strategy using NDT for reinforced concrete bridges. *NDT&E International*, v. 61, p. 80-94, 2014.
- [2] GUCUNSKI, N.; IMANI, A.; FRANCISCO, R.; NAZARIAN, S.; YUAN, D.; WIGGENHAUSER, H.; KUTRUBES, D. *Non-destructive Testing to Identify Bridge Deck Deterioration*. 2nd ed. Washington: SRHP, 2013. 96p.
- [3] SHAM, F.; CHEN, N.; LONG, L. Surface crack detection by flash thermography on concrete surface. *Insight*, v. 50, n. 5, p. 240-243, 2008.
- [4] REHMAN, S.; IBRAHIM, Z.; MEMON, S.; JAMEEL, M. Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Construction and Building Materials*, v. 107, n. 15, p. 58-86, 2016.
- [5] AGGELIS, D.; KORDATOS, E.; SOULIOTI, D.; MATIKAS T. Combined use of thermography and ultrasound for the characterization of subsurface cracks in concrete. *NDT&E International*, v. 24, n. 10, p. 1888-1897, 2010.
- [6] WAN, K.; LEUNG, C. Fiber optic sensor for the monitoring of mixed mode cracks in structures, *Sensors and Actuators*, v. 135, n. 3, p. 370-380, 2007.
- [7] CERDEIRA, F.; VÁSQUEZ, M. E.; COLLAZO, J.; GRANADA, E. Applicability of infrared thermography to the study of the behavior of stone panels as building envelopes. *Energy and Buildings*, Oxford, v. 43, n. 8, p. 1845- 1851, 2011.
- [8] WATASE, A.; BIRGUL, R.; HIASA, S.; MATSUMOTO, M.; MITANI, K.; CATBAS, F. N. Practical identification of favorable time windows for infrared thermography for concrete bridge evaluation. *Construction and Building Materials*, v. 101, n.1, p. 1016-1030, 2015.
- [9] BAGAVATHIAPPAN S.; LAHIRI B.; SARAVANAN T.; PHILIP J. Infrared thermography for condition monitoring – A review. *Infrared Physics & Technology*, v. 60, n. 1, p. 35-55, 2013.
- [10] HIASA, S.; CATBAS, F. N.; MATSUMOTO, M.; MITANI, K. Monitoring concrete bridge decks using infrared thermography with high speed vehicles. *Structural Monitoring and Maintenance*, v. 3, n. 3, p. 277-296, 2016.
- [11] CORTIZO E. C.; BARBOSA, M. P.; SOUZA, L. A. C. Estado da arte da termografia. *Fórum Patrimônio: Ambiente Construído e Patrimônio Sustentável*, v. 2, n. 2, p. 158-193, 2008.
- [12] VAGHEFI, K.; AHLBORN, T.; HARRIS, D. K.; BROOKS, C. Combined Imaging Technologies for Concrete Bridge Deck Condition Assessment. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 29, n. 4, p. 1-8, 2015.
- [13] FLIR. User's manual FLIR Exx Series. 1st ed. Wilsonville: FLIR, 2013. 100p.
- [14] MAIERHOFER, C.; ARNDT, R.; ROLLIG, M.; RIECK, C.; WALTHER, A.; SCHEEL, H.; HILLEMEIER, B. Application of Impulse-Thermography for Non-Destructive Assessment of Concrete Structures. *Cement and Concrete Composites*, v. 28, n. 4, p. 393-401, 2006.
- [15] WHASER G. Advances in the use of thermographic imaging for the condition assessment of bridges. *Bridge Structures*, v. 8, n. 2, p. 81-90, 2012.
- [16] CLARK, M.; MCCANN D.; FORDE, M. Application of infrared thermography to the non-destructive testing of concrete and masonry

bridges. NDT&E International, v. 36, n.4, p. 265-275, 2003. ISSN: 0963-8695.

**[17]** WASHER, G.; FENWICK, R.; BOLLENI, N. Development of Hand-held Thermographic Inspection Technologies. 1st ed. Jefferson City: MODOT, 2009. 120p.

**[18]** WASHER, G.; FENWICK, R.; BOLLENI, N. Effects of Solar Loading on Infrared Imaging of Subsurface Features in Concrete. Journal of Bridge Engineering, vol. 15, n. 4, p. 384-390, 2010.

# Sensores de corrosão para monitoramento de pontes e viadutos de concreto armado. Primeira etapa – Testes em solução aquosa.

Analiét Calvo Valdés <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-8717-3358](https://orcid.org/0000-0001-8717-3358)

Polyana de Jesus Roque <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-7601-3228](https://orcid.org/0000-0001-7601-3228)

Marcelo Henrique Farias Medeiros <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-3112-9715](https://orcid.org/0000-0003-3112-9715)

<sup>1</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.

**E-mail do autor principal:** Analiét Calvo Valdés, [analietcv@yahoo.es](mailto:analietcv@yahoo.es)

## Resumo

A utilização de sensores embebidos no concreto para monitorar a durabilidade das estruturas é uma tendência atual. Uns dos dispositivos mais simples achados no mercado são os sensores galvânicos; formados por dois metais dissimilares. Esses sensores de corrosão se baseiam na identificação prematura da variação da corrente galvânica de modo que a evitar degradações que levem ao colapso limitando o período de vida útil do parque de obras de arte da infraestrutura pública. O objetivo do trabalho foi confeccionar um sensor galvânico de múltiplos elétrodos nos laboratórios da UFPR inspirado num equipamento existente no mercado estrangeiro e avaliar o desempenho do mesmo em uma solução saturada de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  com e sem adição de NaCl (3,5% em massa). Em ambas as condições de exposição foi medida a corrente galvânica e a diferença de potencial no sensor. A corrente ficou da ordem de micros amperes mesmo após a adição de cloreto à solução aquosa. Entretanto, os valores de potencial dos pares se tornaram positivos e com tendência a aumentar. Esperava-se que o sensor se comportasse como um semi-eletródo de referência, porém, cada par mostrou um comportamento diferenciado com variação maior do que 1mV/min entre leituras.

**Palavras-chave:** Sensor; Corrente galvânica; Diferença de potencial.

## Abstract

*The use of sensors embedded in concrete to monitor the durability of structures is a current trend. Some of the simplest devices on the market are galvanic sensors; Formed by two dissimilar metals. These corrosion sensors are based on the premature identification of galvanic current variation so as to avoid degradations leading to collapse by limiting the lifetime of the works of art of the public infrastructure. The objective of this work was to prepare a multi-electrode electrode in the laboratories of UFPR inspired by an equipment in the foreign market and to evaluate its performance in a saturated solution of  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  with and without addition of NaCl (3.5% in large scale). In both conditions of exposure, the galvanic current and the potential difference in the sensor were measured. The current was of the order of micro-amps even after addition of chloride to the aqueous solution. However, the potential values of the pairs became positive and tended to increase. The sensor was expected to behave as a reference semi-electrode, however, each pair showed a different behavior with variation greater than 1mV / min between readings.*

**Key-words:** Sensor; Galvanic current; Potential difference.

## **1 Introdução**

A preservação das obras de arte da infraestrutura pública (OAEs) pode ser gerida de maneira mais sustentável e inteligente através do acolhimento das inovações, resultados de pesquisas e monitoramento do estado estrutural das OAEs [1]. As ações executadas nas OAEs para prevenir, eliminar ou diminuir a deterioração da estrutura como um todo ou de algum elemento estrutural nela, devem estar enfocadas na eliminação da necessidade de grandes investimentos em obras de reconstrução ou reposição, quando as OAEs ainda estão em boas condições estruturais e de funcionalidade, antes da aparição de danos sérios.

Nesse contexto, o monitoramento do estado estrutural das OAEs tem vindo a suscitar o interesse crescente de projetistas e responsáveis pela gestão do parque de obras de arte especiais. Os requisitos para esta atividade de manutenção têm aumentado nas últimas décadas, chegando a incluir questões associadas com a durabilidade dos materiais e das estruturas [2].

Um sistema de monitoramento contínuo baseado em simples de controles periódicos visuais pode detectar deteriorações apenas em estágios bastante avançados, quando as fissuras, manchas de corrosão, deslocamentos de cobrimentos e deformações excessivas das estruturas já estão presentes nos elementos estruturais [3]. Entretanto um sistema de monitoramento que integre inspeções visuais, investigação detalhada e sensores permite detectar de forma precoce o risco de corrosão nas armaduras entre outras patologias. Desta forma as ações de manutenção ou sistemas de proteção podem ser programadas de modo a se gastar menos recursos evitando intervenções mais complexas e caras. Além de admitir a previsão do desempenho futuro da estrutura e tomar decisões quanto ao tempo ideal para fazer uma intervenção.

Para o monitoramento da corrosão em pontes, por exemplo, são necessários sensores embebidos no concreto que

medem parâmetros relevantes para a durabilidade das armaduras, designadamente: potencial de corrosão; resistividade do concreto; corrente galvânica e resistência à polarização [2].

Esses sensores para o monitoramento do risco de corrosão em estruturas novas, são posicionados sobre as armaduras antes da concretagem e em estruturas existentes são introduzidos em furos realizados ao longo da espessura do concreto de cobrimento da armadura. Ao longo do tempo, os sensores além de servirem para monitorar o risco de corrosão, podem ser usados para medir a taxa de corrosão do aço, avaliando a eficiência e durabilidade de reparos.

Os sensores podem ser de leitura manual ou automática. No primeiro caso, as leituras são feitas em campo, diretamente nos sensores cujos terminais são conectados a um painel individual ou a um painel central. No segundo caso, as leituras são feitas por meio de sistema eletrônico (software e hardware), podendo os dados ser disponibilizados por sistema de transmissão remota, o que permite o monitoramento da estrutura em tempo real [4]. Isto é uma vantagem com relação às técnicas eletroquímicas usadas em laboratório.

A maioria dos sensores disponíveis no mercado internacional para avaliação do risco da corrosão em estruturas de concreto fundamenta-se no monitoramento da variação da corrente galvânica [5] em uma macrocélula formada por dois metais com potenciais diferentes, colocados em contato através de um eletrólito, por exemplo o concreto [6] o que forma uma célula galvânica.

Os componentes de uma célula galvânica, pilha ou bateria são: (i) os compartimentos: as duas metades da célula; (ii) os eletrodos: superfícies onde ocorrem as reações; (iii) as semi-pilhas: cada eletrodo e o meio onde está imerso; (iv) o circuito externo: circuito elétrico que conecta os eletrodos e permite o escoamento de elétrons através do circuito [7]. Na prática, para a avaliação do risco de corrosão nas estruturas de concreto, os sensores galvânicos consistem de um conjunto de barras de aço carbono,

eletricamente isoladas. Com o embutimento do sensor no concreto, essas barras ficam posicionadas em diferentes profundidades, sempre menores do que a da armadura. Esse conjunto de barras do sensor é também denominado de ânodo. Na proximidade do ânodo, é embutida a mencionada barra de metal mais nobre, denominada de cátodo [5].

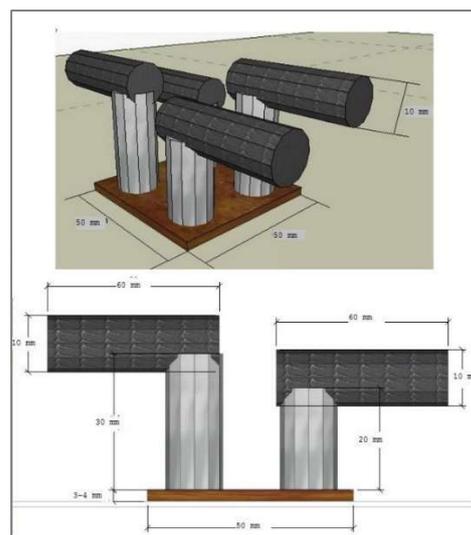
Esse método de monitoramento utiliza um amperímetro de resistência zero, conhecido também, como técnica *Zero-Resistance Ammeter* (ZRA) [8] para o monitoramento da corrente galvânica. Em concreto íntegro, essa corrente é desprezível, ou seja, muito baixa. Isso porque as barras de aço-carbono estão em estado passivo, portanto, apresentam uma diferença de potencial pequena e estável em relação ao cátodo também passivo. O mesmo não ocorre quando um processo corrosivo é estabelecido nas barras. Nesse caso, a corrente galvânica apresenta um valor significativo em decorrência da variação do potencial do ânodo, que assume valores mais negativos em relação ao obtidos inicialmente, em seu estado passivo [5; 8].

O objetivo deste trabalho foi avaliar o desempenho de um sensor galvânico confeccionado nos laboratórios da Universidade Federal do Paraná (UFPR), com com materiais brasileiros e inspirado no Sensor de múltiplos eletrodos (*CorroWatch Multisensor*), da empresa *Force Technology*. A estabilidade eletroquímica deste sensor foi testada em ambientes de concreto representativos, a saber, solução saturada de hidróxido de cálcio com e sem adição de NaCl (3,5% em massa) simulando contaminação por cloretos presentes na água do mar.

## 2 Configuração do sensor

A macro célula galvânica considerada neste estudo é formada por cobre e aço carbono dispostos num formato semelhante ao sensor galvânico *CorroWhatch da Force Technology*. Foram usadas barras de aço-carbono de 60 mm de comprimento e diâmetro 8-10 mm (ânodo) a diferentes alturas e instalados sobre uma placa de cobre (cátodo) de 50 por 50 mm e 3-4 mm de espessura. Nas conexões

elétricas foi utilizado cabo de cobre isolado com filme de PVC soldado aos metais envolvidos com seção transversal de 2,5 mm<sup>2</sup>. As barras de aço carbono foram fixadas na placa de cobre com resina para solda a frio. Todos os metais foram polidos com escova com fios de aço. Em seguida, foram enxaguados com água destilada, imersos em álcool e secos ao ar. A Figura 1 mostra um esquema do sensor.



**Figura 1:** Sensor galvânico confeccionado nos laboratórios da UFPR. Fonte: Autores.

### 2.1 Potencial do par ( $E_{PAR}$ )

A polarização pode ser definida como o deslocamento de um potencial do seu valor de equilíbrio como resultado de um determinado processo. Com a formação do par galvânico o eletrodo que recebe elétrons (cátodo) passa a sofrer uma polarização catódica. Já o eletrodo que doa elétrons (ânodo) é polarizado anodicamente. A polarização devido à formação de um par galvânico depende da diferença do potencial de equilíbrio irreversível entre os dois eletrodos. Assim quanto mais nobre for um potencial em relação ao outro, isto é quanto maior seja a resistência de corrosão entre eles, mais intensa tende a ser a polarização [9]. Por tanto, é mais ativa quanto maior for esta diferença de potencial [10].

Com base no explicado, o potencial do par ( $E_{PAR}$ ) se determina a partir da diferença entre o potencial positivo correspondente ao cátodo e o potencial negativo correspondente ao ânodo conforme a Equação (1).

$$E_{célula} = E_{cátodo} - E_{ânodo} \quad (1)$$

Onde  $E_{\text{cátodo}}$  é o potencial de polarização do cátodo e  $E_{\text{ânodo}}$  é o potencial de polarização do ânodo. Sendo que se  $E^{\circ}_{\text{célula}} > 0$ , então o processo é espontâneo (célula galvânica) e se  $E^{\circ}_{\text{célula}} < 0$ , então o processo é não espontâneo (célula eletrolítica) [11]

O potencial de polarização de um eletrodo ou metal não pode ser obtido empiricamente e não é possível determinar o valor de potencial de cada eletrodo que forma o par a partir do potencial da célula galvânica já que até mesmo o potencial do par ( $E_{\text{PAR}}$ ) deve ser obtido empiricamente. Sendo  $E_{\text{eq}}$  o potencial de equilíbrio irreversível do eletrodo e  $\eta$  o sobrepotencial, o qual pode ser anódico ou catódico segundo o tipo de polarização, define-se teoricamente o potencial de polarização como  $E = E_{\text{eq}} \pm \eta$ . O potencial de equilíbrio irreversível do eletrodo ( $E_{\text{eq}}$ ) é atingido quando as velocidades das reações de oxidação e redução são iguais, isto é, a densidade de corrente total ( $i$ ) se torna densidade de corrente de corrosão ( $i = i_{\text{corr}} = i_{\text{a}} = |-i_{\text{c}}|$ ) [9]. Para determiná-lo usa-se um eletrodo de referência. Os potenciais do eletrodo obtidos dessa forma são convencionalmente definidos como potenciais de redução ou potencial de eletrodo padrão e estão em função do meio no qual o eletrodo se encontra imerso.

Entretanto, para fins de desenho de um sensor galvânico um sobrepotencial anódico ( $\eta_{\text{a}}$ ) se torna um objetivo fundamental já que para conseguir monitorar a corrosão é necessário que o processo de oxidação predomine sobre o processo de redução e a reação entre os metais no sensor seja ativa, ou seja, que predomine a polarização anódica ( $i = i_{\text{a}} + (-|i_{\text{c}}|) > 0$ ) [9].

## 2.2 Influência da área dos eletrodos na estabilidade de carga no sensor

A diferença entre o potencial de polarização do ânodo e o potencial de polarização do cátodo será o potencial de referência do sensor galvânico se as condições do meio no qual está inserido o sensor não mudam ( $E_{\text{PAR}}$ ). Teoricamente o

sensor galvânico deve ser capaz de manter estável esse potencial durante um intervalo de tempo finito considerado como o período de vida útil do par. A estabilidade ao longo do tempo do potencial do sensor é influenciada, entre outros fatores, pelas densidades de corrente anódica e catódicas.

Entretanto, as correntes anódicas e catódicas estarão em função da área do ânodo e da área de cátodo respectivamente. Por exemplo, para a mesma densidade de corrente um ânodo de  $1 \text{ cm}^2$  vai produzir menos corrente total que um ânodo de  $10 \text{ cm}^2$ . O efeito da área no potencial do par segue a tendência da teoria de mistura de potenciais; a qual expõe que um cátodo de grande área pode conduzir o potencial do par para valores mais nobres. De maneira semelhante, um ânodo com uma área grande tende a puxar o potencial do par na direção ativa. Sem embargo, teoricamente o ânodo e o cátodo podem ser feitos de qualquer tamanho já que a relação de área entre o ânodo e o cátodo é a maior responsável por manter um potencial estável do que a área dos eletrodos propriamente dito [11].

Desta forma o período durante o qual o potencial do par se mantém estável pode ser otimizado mudando a relação de área entre o cátodo e o ânodo. Considerando tudo o explicado anteriormente a respeito da influência da relação  $A_{\text{c}}/A_{\text{a}}$  no potencial do par  $E_{\text{PAR}}$ , a área da placa de cobre que atua como cátodo no sensor galvânico projetado no trabalho foi desenhada de maneira que fosse igual à somatória das áreas dos ânodos que compõem a macro-célula galvânica. Isto ficou evidenciado na Tabela 1.

**Tabela 1:** Relação entre as áreas.

Relação $A_{\text{c}}/A_{\text{a}}$	0,97
Ae	2500 mm <sup>2</sup>
Af	942 mm <sup>2</sup>
Ac	1558 mm <sup>2</sup>
Aa	1607,68 mm <sup>2</sup>

Ae: Área exposta da placa  
 Af: Área dos furos na placa  
 Ac = (Ae - Af): Área efetiva do cátodo  
 Aa: Área efetiva do ânodo

Fonte: Autores

## 3 Programa experimental

Durante a primeira etapa do experimento se analisou o desempenho de dois sensores com a mesma configuração (Figura 1): Sensor A e Sensor B. No artigo são mostrados os resultados obtidos com esse último. O sensor foi submetido a duas condições de exposição diferentes: - embebido em uma solução de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  simulando a solução intercapilar do concreto em condições normais e com adição de 3,5% de NaCl em massa a temperatura ambiente para representar um meio contaminado com íons cloretos -. Foram realizadas medidas de Diferença de potencial ( $E_{\text{PAR}}$ ) entre os metais envolvidos e a Corrente galvânica ( $I_{\text{gal}}$ ). O peso inicial do sensor era 207,61 g antes de submergi-lo na solução saturada de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . O pH da solução e a temperatura ambiente foram mensurados antes de cada leitura com um Medidor de pH LUCA (210) com 90 a 100% de confiabilidade após calibração.

O experimento compreendeu cinco conjuntos de leituras para cada um dos parâmetros considerados. Cada conjunto de leituras incluiu três testes em média, com exceção do quarto conjunto que só envolveu dois e do terceiro que teve quatro leituras, uma delas de referência. A partir do terceiro conjunto à solução de hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  foi adicionado o cloreto de sódio (NaCl).

### 3.1 Teste do potencial do par galvânico

Com o intuito de determinar o potencial dos pares do sensor imerso na solução saturada de hidróxido de cálcio com e sem contaminação de cloreto de sódio, foi lida a diferença de potencial dos sensores durante 40 minutos no mínimo em cada leitura. Para isso, usou-se um adquiridor de dados LabVIEW 8.5. Cada um dos quatro pares (ânodo-cátodo) dos sensores projetados gerou uma leitura individual. O software associado ao equipamento registra a diferença de potencial por canal em [V/s]. No processamento dos dados fez-se a conversão das leituras de [V] para [mV] e determinou-se a leitura média em [mV/min.] para cada um dos pares. Em seguida foi analisado se a leitura de diferença de potencial se mantém estável

ao longo do tempo e o tipo de reação que indicava (galvânica ou eletrolítica). Considerou-se estável ao longo do tempo o potencial de um par quando a diferença de potencial do par entre as leituras não fosse maior do que 1mV/min.

### 3.2 Teste de corrente galvânica

A técnica Amperímetro de resistência nula (ZRA) do software EC-Lab é uma aplicação para a medição de corrente galvânica em um par formado por metais diferentes. Para a medição usou-se um potenciostato SP-200. A técnica é usada também para desempenhar alguns tipos de medições de ruído eletroquímico. Consiste em estabilizar a voltagem entre o eletrodo de trabalho (WE) e o contra eletrodo (CE) e medir a corrente e o potencial ( $E_{\text{we}}$ ) versus o eletrodo de referência (REF) [12]. Teoricamente, um aumento da corrente galvânica, acompanhado por uma diminuição do potencial de circuito aberto, indica claramente que um nível crítico de íons cloreto foi atingido ou que a frente de carbonatação alcançou as barras do ânodo do sensor [5; 6]. Entretanto, o valor da corrente galvânica é função dos metais envolvidos no par galvânico. Por tanto, não há uma faixa fixa de valores de corrente galvânica que caracterizam o estado ativo das barras de aço-carbono do ânodo. Isso porque existe uma variedade de interferências na corrente circundante, como a área dos elétrodos, a qualidade do concreto e o teor de íons cloreto no material [13]. Assim sendo, não foi o valor absoluto da corrente o que foi considerado, mas sim a variação de seus valores ao longo do tempo.

## 4 Resultados e discussão

### 4.1 Teste do potencial do par

A Figura 2 resume o comportamento do potencial dos pares do Sensor B durante os 124 dias que esteve imerso na solução. O gráfico está composto pelos valores médios obtidos nas leituras que compõem os cinco conjuntos desenvolvidos. Os valores representados no gráfico são resultado da combinação dos potenciais do cobre e do aço carbono ( $E_{\text{PAR}}$ ). A partir dos valores

obtidos nos pares é possível determinar um valor médio geral para o sensor como um todo em cada leitura. Teoricamente, essa diferença de potencial média pode ser considerada como o potencial de referência do sensor galvânico. Também teoricamente, o sensor galvânico deve ser capaz de manter ou voltar ao valor médio no transcurso do tempo de forma tal que possa ser usado como um potencial de referência confiável se as condições do meio no qual está o sensor não mudam. Porém, já que as leituras individuais dos pares apresentaram variação significativa optou-se por não determinar um valor de potencial para o sensor como um todo e sim considerar cada par de forma individual.

Na Figura 2 observa-se que o par 1 é o único cuja diferença de potencial foi negativa durante o primeiro conjunto. O par 2 manteve o maior potencial comparando os quatro pares; apresentou valores acima de 250 mV/min. Os pares 3 e 4 apresentaram maior estabilidade que os primeiros variando de 10 a 35 mV/min. No segundo conjunto a diferença de potencial dos pares 2, 3 e 4 continuou positiva e o potencial do par 1 virou positivo após a Leitura 1. Neste caso, os pares apresentaram maior estabilidade durante as três leituras.

Como explicado, durante os dois primeiros conjuntos de leitura o potencial do sensor, em média, foi positivo (reação galvânica) o que indica o predomínio de uma polarização anódica no par. Para fins de projeto de um sensor galvânico, a polarização anódica do sistema se torna um objetivo fundamental já que para conseguir monitorar a corrosão é necessário que a reação entre os metais no sensor seja ativa.

O terceiro conjunto de leituras refere-se ao momento em que foi adicionado 3,5% em massa de NaCl na solução aquosa saturada de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . A leitura de referência (Leitura REF) foi feita 20 minutos antes de adicionar o NaCl à solução saturada de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , nesse momento o sensor tinha imerso na solução 61 dias. Note-se que a adição de NaCl provocou uma mudança no potencial dos pares,

aumentando drasticamente os valores de potencial dos pares.

O quarto e quinto conjuntos mostram a evolução do potencial do par ( $E_{\text{PAR}}$ ) ao longo do tempo após a adição de NaCl à solução de hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . O objetivo desta parte do monitoramento foi entender como os valores de  $E_{\text{PAR}}$  evoluem ao longo de tempo de exposição na condição de exposição ao ataque de cloretos. Os valores de potencial dos pares aumentaram consideravelmente no quarto conjunto e mostraram maior estabilidade durante as leituras. No tempo equivalente ao quinto conjunto de leituras, os valores de diferença de potencial ficaram acima dos 200 mV/min.

Esse acréscimo nos valores de  $E_{\text{PAR}}$  se tornando positivos significa que a macro-célula galvânica é mais reativa de forma tal que o processo de corrosão é espontâneo na presença de íons agressivos permitindo identificá-los rapidamente. Pode-se afirmar que a experiência com o Sensor B de tentar detectar a corrosão por cloretos foi positiva, sendo um indicativo da viabilidade de emprego do sensor de corrosão para estruturas de concreto armado.

## **4.2 Teste de corrente galvânica**

A diferença entre o potencial positivo correspondente ao cátodo e o potencial negativo correspondente ao ânodo gera uma corrente elétrica entre os eletrodos da ordem de micros amperes em estado estacionário. Quando o teor de íons cloreto atinge um nível crítico ou a frente de carbonatação alcança as barras do ânodo do sensor, a eletricidade entre os eletrodos aumenta [6]. A Figura 3 resume o comportamento da corrente galvânica do Sensor B ao longo dos cinco conjuntos de leituras espaçados no tempo. O gráfico está composto pelos valores médios obtidos em cada leitura. No primeiro conjunto a corrente galvânica no Sensor B foi negativa durante as leituras 1 e 3. Destaca-se a leitura 2 porque durante a mesma a corrente gerada nos pares 1 e 2 foi positiva. No segundo conjunto se destaca a leitura 1.

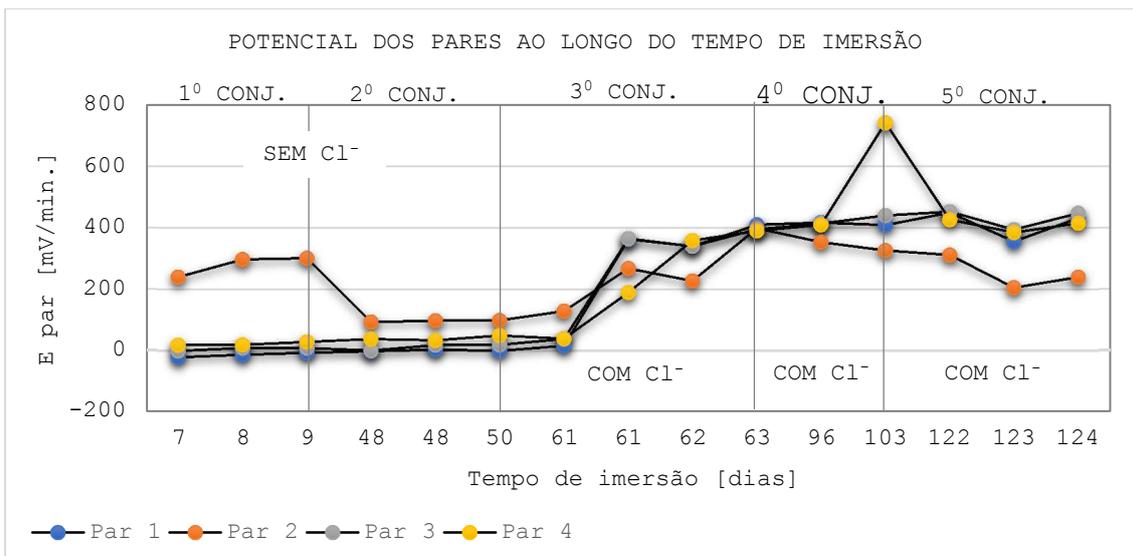


Figura 2: Comportamento do potencial dos pares do Sensor B ao longo do tempo.

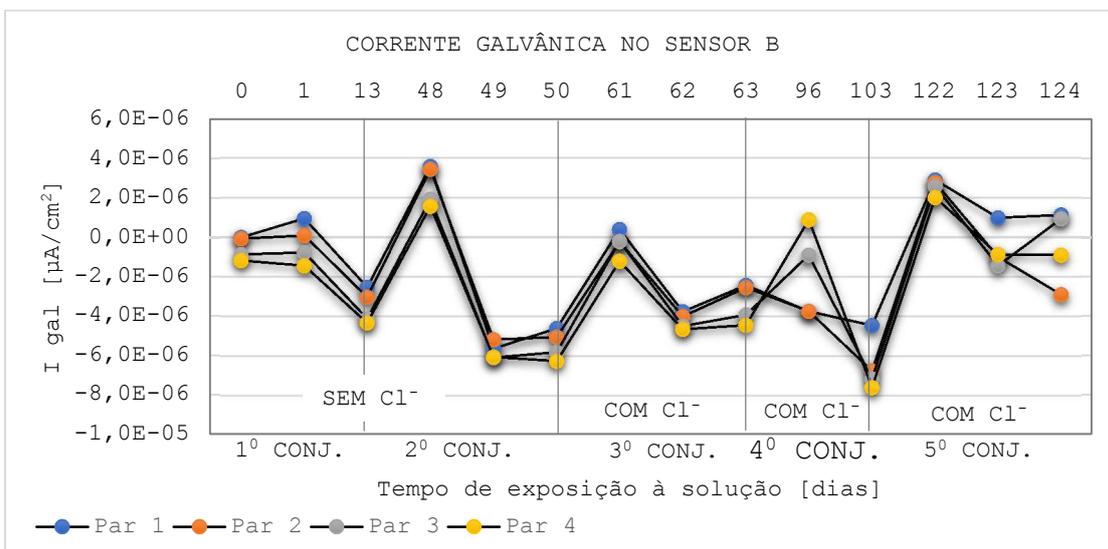


Figura 3: Comportamento da corrente galvânica no Sensor B ao longo do tempo.

Durante esse a corrente gerada em todos os pares foi positiva. Porém, todas as leituras passaram a ser negativa nas leituras 2 e 3. Este comportamento de alternância de  $I_{gal}$  entre valores positivos e negativos indica uma instabilidade do sistema que pode ser causada pelo processo de formação da película passivadora, que segundo Helene (1993) [14] é característico do aço imerso em meio de pH acima de 12. Esses resultados de corrente galvânica positivos estão em concordância com os resultados do potencial do par ( $E_{PAR}$ ), que se mostraram positivos indicando uma reação ativa nos pares deste Sensor B já no segundo

conjunto de leituras do  $E_{PAR}$  como indica a Figuras 2.

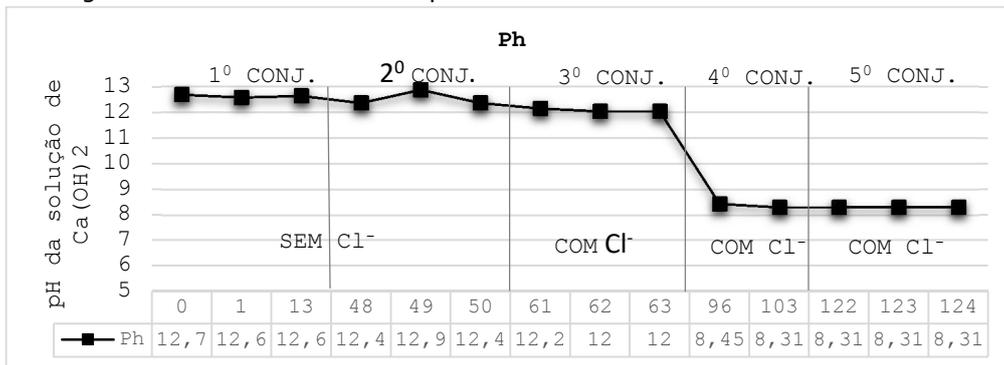
No terceiro conjunto, excetuando a leitura de corrente gerada no par ch00, as demais leituras foram negativas mesmo após a adição de cloreto na solução aquosa saturada de hidróxido de cálcio. É provável que este comportamento seja resultado do valor alto de pH da solução, o qual ficou acima de 12 ainda durante o terceiro conjunto de leituras, como indica a Figura 4.

Valores negativos de corrente galvânica indicam que o metal ativo está atuando como um cátodo, enquanto o metal mais

nobre está agindo como ânodo devido ao estado passivo do metal que deveria estar sofrendo oxidação, condição na qual o potencial do metal ativo é superior ao do metal mais nobre [15]. Nessas condições a intensidade da polarização anódica no par é baixa, motivo pelo qual a corrente galvânica permanece pequena.

No quarto conjunto de leituras, o valor de pH da solução de hidróxido de cálcio é menor do que 11.5 conforme a Figura 4, contudo as leituras de corrente galvânica ficaram negativas. Um dos fatores que

pode ter determinado esse comportamento é o baixo teor de oxigênio disponível já que o Sensor B durante todo o experimento ficou totalmente submerso na solução. Segundo Huaфу *et al.* (2015) [16], a pouca disponibilidade de oxigênio pode reduzir a corrente galvânica a zero. Pereira *et al.* (2009) [17] expõem outro fator plausível: a formação dos óxidos na superfície do eletrodo de trabalho, pode diminuir o valor da  $I_{gal}$  com o tempo, por agir como uma camada que dificulta o progresso da corrosão.



**Figura 4:** pH da solução saturada de hidróxido de cálcio ao longo do tempo.

Segundo Park *et al.* (2003) [18], o fato da corrente galvânica diminuir ao longo do tempo, após a quebra da capa de passivação do aço, está intimamente relacionado com o acúmulo de cristais de  $Ca(OH)_2$  na superfície do aço. Os cristais de  $Ca(OH)_2$  podem restringir uma queda de pH na superfície de aço. Os cristais proporcionam assim proteção contra a corrosão do aço.

Tanto Park *et al.* (2003) [18] como Pereira *et al.* (2009) [17] fazem menção a processos ou fatores que diminuem a área do metal. Os dados de massa registrados no terceiro e quarto conjunto confirmam a perda de área neste caso, a saber 1,49% e 1,56% na Leitura 1 e 2 do terceiro conjunto, respectivamente, e 1,66% no quarto conjunto.

Geralmente, se a área de metal for diminuída, as curvas para ambas as reações associadas (dissolução anódica e redução catódica em metal) se movem para valores inferiores de corrente proporcionais à diminuição da área [18]. Sendo assim, serão necessárias outras leituras para comprovar esse

comportamento da corrente e sua correlação com a perda de área.

No quinto conjunto os valores de corrente galvânica de todos os pares se mostram positivos na leitura 1. O valor de corrente lido no par 1 foi positivo durante as três leituras do conjunto. Na leitura 2 o par 3 mostra um valor positivo e na leitura 3 o par 4. De modo geral, isso significa que as leituras de  $I_{gal}$  começam a identificar a atividade de corrosão no sensor, que iniciou no ato de introdução da contaminação do NaCl na solução em que o sensor está imerso. Comparando estes dados de corrente galvânica com os de Potencial do par ( $E_{PAR}$ ), pode-se afirmar que  $I_{gal}$  apresenta uma maior inércia para a identificação da atividade de corrosão causada pela contaminação do meio com íons cloretos.

## 5 Conclusões

Esperava-se que o sensor se comportasse como um semi-eletrodo de referência capaz de manter ou voltar a um valor médio de potencial no transcurso do tempo. Porém, cada par mostrou um

comportamento diferenciado. A variação no valor de potencial dos pares resultou ser maior do que 1mV/min entre leituras demonstrando, portanto, um comportamento instável. Desse modo, deve-se analisar o potencial de cada um dos quatro pares do sensor de forma individual e monitorar a sua alteração.

Mas de forma geral, é possível observar um comportamento padrão. No começo do monitoramento o potencial dos pares foi negativo (reação eletrolítica). A contaminação com NaCl da solução aquosa saturada com Ca(OH)<sub>2</sub> teve um efeito imediato no potencial de todos os pares fazendo com que os valores de potencial dos pares se tornassem positivos (reação galvânica) e com tendência a aumentar ao longo do tempo.

A corrente galvânica também aumentou quando após ter introduzido cloretos na solução aquosa saturada de hidróxido de cálcio, porém, com uma inercia maior do que o potencial do par ( $E_{PAR}$ ) já que as leituras de corrente galvânica continuaram sendo muito baixas. O teste do potencial do par resultou ser mais sensível à contaminação com cloretos do que o teste de corrente galvânica.

Portanto, se faz necessário continuar monitorando os sensores embebidos na solução de hidróxido de cálcio contaminada com 3,5% de NaCl, em massa, com o intuito de compreender o comportamento da corrente galvânica. A principal limitação do trabalho resultou ser a avaliação dos resultados produto dos inúmeros fatores que influenciam as grandezas mensuradas.

## 6 Agradecimentos

Os autores agradecem ao Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade Federal do Paraná (LAME-DCC-UFPR), ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC-UFPR), a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). Também agradecemos ao técnico de laboratório Ricardo Volert pela viabilização da instrumentação que foi necessária para a pesquisa.

## Referências

- [1] HOOKS, J. M.; VARMA, S.; PROCTOR, G. D. Proceedings of the National Bridge Management. Inspection and Preservation Conference. 01-02 November del 2011. St. Louis, Mo. **Report**. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration (FHWA).
- [2] SANTOS, L. O. Monitoramento e ensaio de pontes. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 21,22 e 23 de Maio / 2014. Rio de Janeiro. **Anais**. p 1-14. 21-23.
- [3] ALMEIDA, P. A. O.; NETO, G. N. A.; FIGUEIREDO, E. P. Monitoração de estruturas de concreto do livro Concreto: Ciência e tecnologia. In: **Concreto: Ciência e Tecnologia**. v II. 2011. cap 35. p 1232-1281.
- [4] BÄSSLER, R.; PORTELLA, P.D.; PANOSSIAN, Z.; ARAUJO, A. Monitoramento da corrosão em estruturas de concreto: sensor galvânico. **Revista Técnica (PINI)**. Edição 194. p 1-3. Maio / 2013
- [5] ARAÚJO, ADRIANA D.; PANOSSIAN, ZEHBOUR; PORTELLA, PEDRO D.; BÄSSLER, RALPH. Monitoramento da corrosão em estruturas de concreto: sensor galvânico. **Revista Técnica (PINI)**. Edição 194. Maio / 2013
- [6] ANDRADE, CARMEN; FÉLIX, CARLOS; FIGUEIRAS, HELENA; COUTINHO, JOANA SOUSA. Desempenho do kit-sensor de corrosão na monitorização da durabilidade de estruturas de betão. In: BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural. 5,6,7 novembro / 2008. Guimarães. **Anais**. p 1-10.
- [7] ANGST, U. AND BUCHLER, M. On the applicability of the Stern-Geary relationship to determine instantaneous corrosion rates in macro-cell corrosion. **Materials and Corrosion**, 66, No. 10. 2015.
- [8] LACERDA, M. D. MARIANNA; MÜLLER RENATA. Uso de sensor de

- taxa de corrosão instantânea como técnica de monitoramento da corrosão em estruturas de concreto. **Obra24horas**. Entrada em: 17/11/2015. Disponível em: <<http://www.obra24horas.com.br/artigos/concreto/uso-do-sensor-de-taxa-de-corrosao-instantanea-como-tecnica-de-monitoramento-da-corrosao-em-estruturas-de-concreto>>. Acesso em: janeiro / 2017.
- [9] SOUSA, CALDAS D. CARLOS ALBERTO. Princípios da corrosão eletroquímica. In: **Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, Controle Métodos de Análise**. ed. Campus. 2014. cap 2. p 13-34.
- [10] FERNANDES, KETTERMANN. VIVIANE; MARTENDA, PEREIRA. CAROLINE. L. Por que os metais sofrem corrosão? **Engenheiro de Materiais**. Entrada em: 18 de novembro 2015. Disponível em: <<http://engenheirodemateriais.com.br/tag/pilha-galvanica/>>.
- [11] PAWLICK, L.A.; STONER, GLEN E.; CLEMENÑA, GERARDO G. Development of a embeddable reference electrode for reinforced concrete structures. **Virginia transportation research council**. 1998.
- [12] EC-LAB. **Software: Techniques and Applications**. Version 10.1x. Fevereiro, 2011. BioLogic Science Instruments.
- [13] M. RAUPACH; P. SCHIESSL. Macrocell sensor systems for monitoring of the corrosion risk of the reinforcement in concrete structures. **NDT E INTERNATIONAL**. 34(6). 2001. p. 435-442.
- [14] HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese (Livre docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.
- [15] PARK, ZIN-TAEK; CHOI, YOON-SEOK; KIM, JUNG-GU; CHUNG, LAN. Development of a galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of the steel embedded in concrete structure. Part 2. Laboratory electrochemical testing of sensors in concrete. **Cement and Concrete Research**, 35. p 1814 – 1819. 2005.
- [16] HUAUFU PEI, ZONGJIN LI, JINRUI ZHANG, QIAN WANG. Performance investigations of reinforced magnesium phosphate concrete beams under accelerated corrosion conditions by multi techniques. **Construction Building Materials**. v 93. p 982-994. 2015.
- [17] PEREIRA, ELSA V.; FIGUEIRA, RITA B.; SALTA, MARIA MANUELA L.; FONSECA, INÊS TEODORA ELIAS D. A Galvanic Sensor for Monitoring the Corrosion Condition of the Concrete Reinforcing Steel: Relationship Between the Galvanic and the Corrosion Currents. **Journal of Sensor**. n 9. p 8391-8398. 2009 Disponível em: <[www.mdpi.com/journal/sensors](http://www.mdpi.com/journal/sensors)>.DOI:10.3390/s91108391; ISSN 1424-8220. 2009
- [18] PARK, ZIN-TAEK; CHOI, YOON-SEOK; KIM, JUNG-GU; CHUNG, LAN. Development of a galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of the steel embedded in concrete structure. Part 1. Laboratory tests to correlate galvanic current with actual damage. **Cement and Concrete Research**, 33. p 2057 – 2062, 2003.

# Incidência de Manifestações Patológicas em Edificações Residenciais na Região Metropolitana do Recife (RMR)

*Incidence of Pathological Manifestations in Residential Buildings in the Metropolitan Recife Region (RMR)*

**Cleyton Roberto Bezerra dos Santos**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-4981-6185](https://orcid.org/0000-0003-4981-6185)

**Dione Luiza da Silva**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-2101-4511](https://orcid.org/0000-0002-2101-4511)

**Ismaylly Michel Silva do Nascimento**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-7431-4406](https://orcid.org/0000-0001-7431-4406)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

**E-mail do autor principal:** Cleyton Roberto Bezerra dos Santos, [cleyton-bezerra@hotmail.com](mailto:cleyton-bezerra@hotmail.com)

## Resumo

Mesmo com todo progresso tecnológico e científico na construção civil, ainda é perceptível o crescimento do número de edificações que denotam problemas diversos devido à presença de manifestações patológicas. Muitas são as origens do aparecimento das manifestações, dentre as quais: erros na concepção de projeto, ausência de manutenção periódica, utilização inadequada por parte dos usuários, falhas durante o processo executivo, uso de materiais inadequados, entre outras. O presente trabalho tem como objetivo realizar uma inspeção visual das manifestações patológicas encontradas em edificações residenciais localizadas na zona oeste da Região Metropolitana do Recife (RMR). A partir da metodologia escolhida, primeiramente, realizou-se a vistoria e o levantamento das manifestações patológicas por meio de registros fotográficos nos locais. Em seguida foi realizada uma descrição dos aspectos gerais observados nas manifestações, para que assim, fosse possível apresentar hipóteses do seu surgimento e análises mais consistentes. Os resultados mostraram que a maioria das manifestações patológicas encontradas ocorreu devido à ação da umidade, evidenciadas, principalmente, na forma de fungos, mofo e bolor. As manchas de umidade e as fissuras também possuem representatividade. Problemas como estes são comuns na Região Metropolitana do Recife (RMR).

**Palavras-Chave:** Manifestações patológicas; Inspeção; Durabilidade.

## Abstract

*Even with all technological and scientific progress in construction, it is still noticeable the growth in the number of buildings that denote various problems due to the presence of pathological manifestations. Many of them*

*are originated from the appearance of manifestations, among which: errors in the design of the project, absence of periodic maintenance, lack of use by users, failures during the execution process, use of inappropriate materials, among others. The objective of the present work is to perform a visual inspection of the pathological manifestations found in residential buildings located in the western area of the Metropolitan Region of Recife (RMR). From the chosen methodology, firstly, the survey and survey of the pathological manifestations were carried out through photographic records at the site. Next, a description of the general aspects observed in the manifestations was performed, so that, thus, hunger, possibly the processes of your surgery and more consistent analyzes. The results showed that most of the pathological manifestations occurred due to the action of moisture, evidenced mainly in the form of fungi, mold and mold. Moisture stains and cracks also have attention-grabbing representations. Problems such as these are common in the Metropolitan Region of Recife (RMR).*

**Key-words:** *Pathological manifestations; Inspection; Durability.*

## **1 Introdução**

As edificações sofrem degradação ao longo do tempo, sendo esse, um processo natural responsável pela redução do seu desempenho, e consequentemente da sua vida útil.

O controle de qualidade não deve ocorrer apenas na fabricação e usinagem das matérias primas utilizadas no canteiro, mas em todas as etapas da construção. Com a utilização de um programa de controle de qualidade, são reduzidas as chances de acontecimentos de falhas durante o processo construtivo, sendo de grande importância para que não venham a surgir manifestações patológicas [1].

Estudar as manifestações patológicas leva ao entendimento dos fatores e mecanismos responsáveis pela deterioração de edificações, possibilitando conhecimento indispensável para realização de intervenções diante dos danos verificados [2].

Diante disso, o presente trabalho se dispõe a apresentar um estudo de caso, no qual foi feito uma inspeção preliminar, identificando, registrando e analisando as manifestações patológicas mais recorrentes em 4 edificações de 2 condomínios residenciais, A e B, averiguando-se as possíveis causas das manifestações patológicas. Ambos os condomínios se encontram na Região Metropolitana do Recife, em Pernambuco.

## **2 Desempenho, Durabilidade e Vida útil**

As edificações sofrem degradação ao longo do tempo, sendo esse, um processo natural responsável

pela redução do seu desempenho, e consequentemente da sua vida útil.

O controle de qualidade não deve ocorrer apenas na fabricação e usinagem das matérias primas utilizadas no canteiro, mas em todas as etapas da construção. Com a utilização de um programa de controle de qualidade, são reduzidas as chances de acontecimentos de falhas durante o processo construtivo, sendo de grande importância para que não venham a surgir manifestações patológicas [1].

Estudar as manifestações patológicas leva ao entendimento dos fatores e mecanismos responsáveis pela deterioração de edificações, possibilitando conhecimento indispensável para realização de intervenções diante dos danos verificados [2].

Diante disso, o presente trabalho se dispõe a apresentar um estudo de caso, no qual foi feito uma inspeção preliminar, identificando, registrando e analisando as manifestações patológicas mais recorrentes em 4 edificações de 2 condomínios residenciais, A e B, averiguando-se as possíveis causas das manifestações patológicas. Ambos os condomínios se encontram na Região Metropolitana do Recife, em Pernambuco.

## **3 Problemas Patológicas em Estruturas de Concreto Armado**

O termo patologia é amplamente usado nas múltiplas áreas do conhecimento. Na construção civil, é a ciência que se dedica ao estudo das manifestações patológicas ocorridas nas construções, verificando possíveis alterações estruturais e funcionais.

### **3.1 Origens das Manifestações Patológicas**

As manifestações patológicas são desenvolvidas por meio de problemas recorrentes e representam um dos maiores incômodos para uma edificação durante sua vida útil, estando relacionadas ao tempo de vida da construção, ao clima, aos materiais e técnicas construtivas utilizadas e ao nível de controle de qualidade realizado nas construções [7].

As manifestações patológicas podem ser originadas por erros que ocorrem ao longo da realização de uma ou mais atividades intrínsecas ao processo genérico a que se denomina de construção civil, sendo esse dividido em três etapas básicas: concepção (planejamento, projeto e materiais), execução e utilização [8].

Portanto, deve-se identificar em qual etapa do processo construtivo se originou a manifestação patológica, uma vez que a definição da origem permite identificar, por exemplo, os responsáveis judiciais pelo cometimento da falha.

#### **3.1.1 Concepção do Projeto**

Diversas falhas são prováveis de acontecer ao longo do período de concepção do projeto, originadas durante a análise preliminar, elaborações do projeto base e/ou do anteprojeto, ou mesmo durante o projeto executivo. Falhas de concepção de projeto levam a um grande encarecimento do processo construtivo, além dos incômodos relacionados com o uso da obra [9].

#### **3.1.2 Utilização de Materiais Inadequados**

É essencial que a caracterização dos elementos do concreto armado esteja de acordo com as normas técnicas. É importante o controle tecnológico dos materiais de concreto, previamente ao fornecimento, a fim de que atendam aos requisitos mínimos da obra, como maior eficiência e outras características em função das condições ambientais e de execução das obras [10].

Sendo assim, é importante realizar um controle adequado da aquisição dos elementos do concreto, visando à compatibilização com as exigências especificadas, para que o concreto não seja descartado.

#### **3.1.3 Falhas durante o Processo Executivo**

As atividades desenvolvidas para produção da estrutura de concreto consistem basicamente na execução de fôrmas, armações, concretagem, cura, entre outras. Erros construtivos ao longo da fase de execução da obra podem levar a danos no desempenho da estrutura de concreto. Muitas vezes os problemas no processo construtivo acarretam o aparecimento de manifestações patológicas, aumentando o custo global da construção [11].

#### **3.1.4 Má Utilização e Falta de Manutenção**

É sabido que o desempenho da estrutura de concreto armado tende a diminuir ao longo de sua vida útil. Para que não sejam excedidos os carregamentos previstos em projeto e as atividades de uso sejam aquelas para as quais a estrutura foi projetada, é necessária a realização de um programa de manutenção eficaz [12].

É importante o estabelecimento de um conjunto de atividades que devem ser desempenhadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional de uma edificação [13].

A falta de manutenção ou mesmo uma manutenção inadequada, são originadas pela falta de conhecimento técnico, por incompetência, descaso e por dificuldades financeiras [14].

### **3.2 Consequências da Evolução das Manifestações Patológicas**

As manifestações patológicas são evolutivas e tendem a sofrer um agravamento ao longo do tempo, além de levarem ao surgimento de outras manifestações associadas a inicial. Então, salienta-se a importância de identificar o quanto antes as manifestações patológicas, pois assim, as correções serão mais fáceis e menos onerosas [8].

### **3.3 Manutenção nas Construções**

Determina-se quem em conjunto com os projetos e o memorial descritivo, também deve ser entregue ao comprador do imóvel, um documento estabelecendo os requisitos mínimos para elaboração e apresentação dos conteúdos a serem contidos no

manual de uso, operação e manutenção das edificações [15].

### **3.4 Inspeção e Diagnóstico**

É essencial analisar cautelosamente a manifestação patológica e suas prováveis causas, uma vez que ao se falhar no seu diagnóstico, a correção não terá eficiência. Para que as manutenções cumpram efetivamente seu dever de reabilitar uma construção, é necessário inspecionar, avaliar e diagnosticar as manifestações patológicas de modo sistemático e periódico [9].

Após o término da análise dos dados coletados “*in loco*” é possível identificar os mecanismos que deram origem ao surgimento das manifestações patológicas na edificação, ou seja, diagnosticar o problema [16]. Diagnosticar uma estrutura é identificar e discriminar os mecanismos, origens e causas responsáveis pela manifestação patológica encontrada.

### **3.5 Principais Manifestações Patológicas**

A seguir serão apresentados os conceitos, características, causas e consequências das principais manifestações patológicas presentes nas construções.

#### **3.5.1 Corrosão de Armaduras**

Quando o metal retorna ao seu estado de origem ou natural, acontece através de um processo chamado de oxidação, o fenômeno da corrosão, sendo esse uma reação espontânea. Ocorre uma redução da energia, levando a uma destruição paulatina do metal [17].

#### **3.5.2 Desagregação do Concreto**

Quando ocorre um ataque químico expansivo devido a componentes intrínsecos ao concreto ou pela baixa resistência do mesmo, há uma redução da massa, a qual denominamos de desagregação do concreto. Esta manifestação patológica se caracteriza por deixar os agregados soltos, sendo facilmente removidos [18].

#### **3.5.3 Eflorescência**

A eflorescência ocorre pela dissolução dos sais presentes na da estrutura à entrada de agentes agressivos que causam argamassa devido às contaminações externas e seu posterior transporte pela água através dos materiais porosos. Normalmente é encontrada na forma de manchas

brancas, também podendo se apresentar com a cor castanha ou de ferrugem. O principal problema causado é a susceptibilidade danos, como por exemplo, a corrosão da armadura [19].

#### **3.5.4 Manchas de Umidade e Bolor**

As manchas de umidade podem ter diversas origens, tais como infiltrações nos telhados, vazamentos na rede pluvial; vazamentos em lajes de cobertura e terraços, etc. Por outro lado, o bolor é o aparecimento de fungos resultante do aumento da umidade. Os fungos podem surgir em qualquer tipo de material, sejam eles cerâmicos, vidro argamassa dentre outros. São micro vegetais e se alimentam de materiais orgânicos [20].

#### **3.5.5 Fissuras, Trincas Rachaduras**

Fissura de um componente estrutural é o seccionamento na superfície ou em toda seção transversal do componente, com abertura capilar, provocado por tensões normais ou tangenciais [3].

As fissuras são resultantes da atuação de tensões nos componentes, podendo interferir na estética, funcionalidade, durabilidade e características estruturais da obra. Podem ser causadas por recalques diferenciais, sobrecargas, movimentações térmicas e higroscópicas, entre outros. Por não terem sido encontradas trincas e rachaduras no estudo de caso, apenas as fissuras foram definidas neste item.

## **4 Metodologia Utilizada**

O estudo foi fundamentado em um modelo para investigação de manifestações patológicas, que consiste em 4 etapas envolvendo a vistoria da edificação, descrição das manifestações patológicas encontradas, definição das prováveis causas e análise dos resultados [21].

Realizou-se uma adaptação do método proposto pelos autores com a inserção de algumas etapas, porém de uma forma geral se procedeu a inspeção preliminar (interna e externa) em 56 unidades residenciais de 4 edificações residenciais, não sendo realizada uma inspeção detalhada nem a execução de terapias, ficando como sugestão para próximos trabalhos.

Vale ressaltar que na aplicação deste método foram encontradas dificuldades quanto ao acesso de informações mais detalhadas, como, por exemplo, de projetos e de execução das edificações, estes dados

possibilitariam uma definição das prováveis causas mais fidedigna. Além disso, 8 unidades residenciais não passaram por vistorias, pois no momento da inspeção os moradores não estavam presentes. Os dados coletados foram registrados e tratados, para posterior discussão.

## 5 Estudo de Caso – Incidência de Manifestações Patológicas

Nos itens a seguir serão apresentadas as principais características das edificações vistoriadas e expostos a metodologia do trabalho e os resultados encontrados.

### 5.1 Escolha das Edificações

O estudo de caso apresenta uma análise da ocorrência de manifestações patológicas nos ambientes internos e externos em 56 unidades residenciais de 4 edificações dos condomínios A e B, localizados na zona oeste da Região Metropolitana do Recife (RMR), no bairro da Iputinga. O sistema construtivo das edificações de ambos os condomínios é o de alvenaria estrutural, o que demanda maior preocupação quanto ao surgimento de manifestações patológicas. As inspeções foram realizadas em maio de 2017.

Todas as edificações analisadas têm 16 anos de idade e nenhuma delas passou por algum tipo de reforma, além disso, não são feitas manutenções periódicas, ocorrendo apenas quando há algum problema a corrigir, mas não de maneira preventiva. Cada condomínio possui 16 edificações, sendo cada edificação constituído por 16 apartamentos de 60 m<sup>2</sup> cada, totalizando 256 unidades residenciais em cada condomínio.

A região é tipicamente residencial de classe baixa e média, caracterizada por ter boa parte de sua área ocupada por construções de prédios de pequeno porte e sobrados residenciais. O ambiente deste estudo é classificado como de agressividade moderada (Classe II) [6].

## 6 Resultados e Discussões

Foi possível verificar a presença de manchas de umidade originadas de infiltrações, impermeabilização ineficiente e fissuras que favorecem a entrada de água. Incômodos como: alteração da estética, problemas de saúde, danificação de equipamentos e

bens presentes nas edificações, são recorrentes devido à presença das manchas (Figura 1).



**Figura 1:** Presença de manchas de umidade na cozinha de uma residência do condomínio A

Nas edificações foi possível detectar que a água da chuva escorre do telhado pelas fachadas devido à ausência de uma instalação predial para águas pluviais, como pingadeiras, por exemplo.

A escolha errada do tipo de tinta, que deveria ser para ambiente externo (acrílica), mas foi utilizada uma específica para ambientes internos (pva), contribuiu para proliferação de mofo, bolor e fungos nas fachadas das edificações (Figura 2).



**Figura 2:** Fachada oeste de uma edificação do condomínio B

Foram detectados destacamentos da pintura, possivelmente causados pela presença de umidade, tratamento de substrato ausente (aplicação do selador), falta de impermeabilização ou pode ser também devido ao não respeito ao tempo de cura do reboco, 28 dias, antes da aplicação da pintura (Figura 3).

## Incidência de Manifestações Patológicas em Edificações Residenciais na Região Metropolitana do Recife (RMR)



**Figura 3:** Destacamento da pintura da fachada norte de uma edificação do condomínio A

Também foi verificado o aparecimento de bolor e micro vegetação nas partes das vedações externas próximas ao solo devido à ascensão da água por capilaridade do solo (Figura 4). Concluindo-se que a impermeabilização não foi realizada ou houve erros durante o processo executivo.



**Figura 4:** Fachada oeste de uma edificação do condomínio A

Verificou-se em todas as edificações a ocorrência de manchas castanhas abaixo das escadarias. Essas manchas, denominadas de eflorescências, são causadas pelo acúmulo de água e infiltrações, pela permeabilidade do concreto, percolação da água, dissolução e carreamento do hidróxido de cálcio. São responsáveis pela alteração da textura e coloração da pasta (Figura 5).



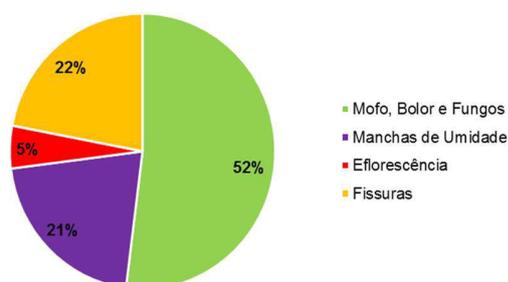
**Figura 5:** Presença de manchas castanhas abaixo das escadarias das edificações do condomínio B

Foram encontradas fissuras nas edificações de ambos os condomínios. Essas fissuras podem estar interligadas à atuação de sobrecargas, movimentação termo higroscópica, retração da argamassa, deformação excessiva de estruturas ou mesmo erros de execução (Figura 6).

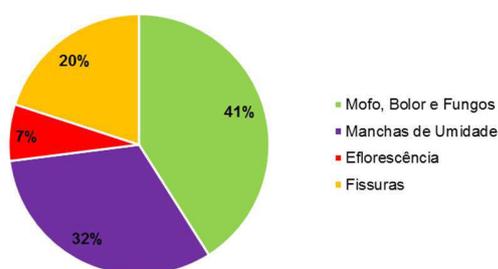


**Figura 6:** Presença de fissuras na fachada leste de uma edificação do condomínio B

Foram estabelecidos os percentuais das manifestações patológicas verificadas nas edificações vistoriadas nos condomínios A e B, respectivamente, onde foram realizadas a contagem das manifestações observadas, para que assim, fosse possível apresentar a representatividade de cada manifestação (Figuras 7 e 8).



**Figura 7:** Percentual das principais manifestações patológicas encontradas nas edificações do condomínio A



**Figura 8:** Percentual das principais manifestações patológicas encontradas nas edificações do condomínio B

Observa-se que das manifestações patológicas detectadas nas edificações, as que apresentaram maior incidência foram a formação de mofo, fungos, bolor, que juntos representam 52% das manifestações patológicas nas edificações do condomínio A e 41% nas do condomínio B, além disso, as presenças de manchas de umidade (22% e 20% nas edificações dos condomínios A e B, respectivamente) e de fissuras nas vedações externas (21% e 32% nas edificações dos condomínios A e B, respectivamente) chamam atenção por se tratar de uma situação preocupante.

## 7 Conclusões

O estudo mostrou que as manifestações patológicas detectadas nas edificações surgiram devido a problemas relacionados, principalmente, à umidade, evidenciadas na forma de fungos, mofo e bolor, que juntos representam 52% das manifestações patológicas nas edificações do condomínio A e 41% nas do condomínio B. As manchas de umidade e as fissuras também possuem representatividades que chamam a atenção.

Problemas como estes são comuns na Região Metropolitana do Recife (RMR).

Também foi possível concluir que a maioria das manifestações patológicas teve seu agravamento devido à falta de manutenção, além da exposição natural. Todos esses fatores fazem com que as edificações tenham o seu desempenho reduzido.

Por meio das análises realizadas neste estudo, pode-se afirmar que a maioria das manifestações patológicas verificadas poderiam ter sido minimizadas, ou até mesmo impedidas de terem acontecido, se tivesse existido um programa de controle de qualidade durante as etapas do processo construtivo.

Infelizmente, devido a não autorização de acesso aos projetos das edificações e pela falta de informações mais consistentes sobre como se deram as etapas do processo construtivo, não foi possível determinar um diagnóstico fidedigno sobre as causas das manifestações.

Sendo assim, deve-se implementar uma cultura de planejamento e manutenção baseada no cumprimento de requisitos mínimos para atender às solicitações das normas vigentes, objetivando a construção de obras mais duráveis para os usuários. Ficando como sugestão para trabalhos futuros complementares ao tema, a realização de uma inspeção detalhada das edificações em questão, para que assim, seja possível realizar um diagnóstico fidedigno das manifestações patológicas encontradas.

## Referências

- [1] CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção. Desempenho de edificações habitacionais: Guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013. 2ª ed. Brasília, Gadioli Cipolla Comunicação, 2013.
- [2] GAKLIK, É.S. Jardim histórico do Palacete Dr. Astrogildo de Azevedo: mapeamento de manifestações patológicas e métodos de limpeza. 2012. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, 2012.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR – 15575: Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro, 2013.

**[4]** VILLANUEVA, M. M. A importância da manutenção preventiva para o bom desempenho da edificação. Trabalho de Conclusão de Curso para obtenção do grau de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2015.

**[5]** NEVILLE, A. M. Propriedade do Concreto. 5ª Edição. São Paulo, 2016.

**[6]** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR - 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

**[7]** PARISI JONOV, C. M.; NASCIMENTO, N. O.; PAULO E SILVA, A. Avaliação de danos às edificações causados por inundações e obtenção dos custos de recuperação. Ambiente construído, Porto Alegre, v. 13, n. 3, p. 75-94, jan./mar. 2013.

**[8]** FERREIRA, D.O. Levantamento de causas de patologias na construção civil. Universidade federal do rio de janeiro. Rio de Janeiro, 2013, 107 p.

**[9]** GONÇALVES, E. A. B. Estudo de patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações. Rio de Janeiro: UFRJ, 2015.

**[10]** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR - 12654: Controle tecnológico de materiais componentes do concreto. Rio de Janeiro, 1992.

**[11]** RIPPER, T., SOUZA, V. C. M. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: Editora Pini, 2009. 1ed.

**[12]** SILVA, K. L. Levantamento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no estado do Ceará. Fortaleza: UFC, 2011.

**[13]** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR - 5674: Manutenção de edificações – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.

**[14]** ARIVABENE, A. C. Patologias em estruturas de concreto armado: Estudo de caso. Revista 83

Especialize On-line IPOG, Goiânia, v. 3, n. 10, p. 1 – 22, dezembro. 2015.

**[15]** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR - 14037: Manual de operação, uso e manutenção das edificações – Conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

**[16]** TUTIKIAN, B. Inspeção, diagnóstico e prognóstico na construção civil. Porto Alegre: Boletim Técnico ALCONPAT Internacional, 2012.

**[17]** RIBEIRO, D. V., HELENE, P. Corrosão em Estruturas de Concreto Armado. "Teoria, Controle e Métodos de Análise". Rio de Janeiro: Editora CAMPUS, 2014. 1 ed.

**[18]** MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais – 2ª Ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

**[19]** PINTAN. M. N. Manifestações Patológicas e Estudos da Corrosão Presente em Pontes do Recife. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco.

**[20]** GENTIL, V. CORROSÃO, 6º EDIÇÃO, 2011.

**[21]** MARTINS, J. F. A.; FIORITI, C. F. Investigação de manifestações patológicas em sistemas estruturais de concreto armado: Estudo de caso em edificação pública. Revista Brasileira de Iniciação Científica, Itapetinga, v. 3, n. 4, p. 90-102, maio. 2016.

# Inspeção das Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado no Edifício Bom Pastor em Garanhuns-PE

*Inspection of Pathological Manifestations in Reinforced Concrete Structures on Bom Pastor Building in Garanhuns - PE*

**Marília Bezerra**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-6709-6877](https://orcid.org/0000-0001-6709-6877)

**Marília Albuquerque**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-6775-4603](https://orcid.org/0000-0002-6775-4603)

**Ricardo Cavalcanti**<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0001-5861-090X](https://orcid.org/0000-0001-5861-090X)

**Eliana Monteiro**<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0003-0842-779X](https://orcid.org/0000-0003-0842-779X)

<sup>1</sup> Programa de Pós-graduação em Inspeções, Manutenções e Recuperações das Estruturas pela Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

**E-mail do autor principal: Marília Marques Pessoa Bezerra** [mariliamarquespb@gmail.com](mailto:mariliamarquespb@gmail.com)

## Resumo

---

O ramo da patologia das estruturas busca promover a segurança e funcionalidade das construções, incentivando pesquisas para diagnósticos das manifestações patológicas das estruturas e maneiras de recuperação, evitando a reincidência de sua deterioração. As construções antigas tendem a sofrer maior quantidade destas manifestações, sejam por ações humanas ou devido a sua exposição ao longo do tempo, como no caso do Edifício Bom Pastor, localizado na cidade de Garanhuns – PE. Este edifício, inaugurado em 1911, teve grande influência para a sociedade, porém hoje encontra-se abandonado pelo governo, onde famílias desabrigadas o ocupam. Esta pesquisa tem o intuito em colaborar com a investigação das atuais condições das estruturas do edifício investigando se há presença de manifestações patológicas e revelar se está apta a servir como moradia funcional. Foram realizadas inspeções em estruturas de concreto armado no edifício Bom Pastor e ensaios em campo como: ensaio de dureza superficial, profundidade de carbonatação e a aspersão de nitrato de prata. Foram comprovadas a presença de corrosão generalizada das armaduras, trincas de corrosão, aparecimento de bolor, eflorescência e baixa qualidade do concreto, o que afetam o bom desempenho da estrutura e sua durabilidade, podendo causar riscos tanto a saúde quanto a segurança dos usuários.

**Palavras-Chave:** Manifestações Patológicas. Concreto armado. Edifício Bom Pastor;

## Abstract

*The pathology of structures aims to promote safety and functionality for constructions and incentivize researches about both diagnostics methods on the pathologic aspects and retrofit methods in order to avoiding it of happening again. Old constructions tend to present many structural pathologies due to physical, chemical, and biological attack as a result of their exposure to natural agents over time, as it is the case of the Bom Pastor Building located in Garanhuns - PE. This building, inaugurated in 1911, had great influence on the local society, nowadays is found abandoned by the Government and was invaded by shelter-less families. This senior thesis aims to collaborate with the investigation of the current situation of Building's structure, to prove the presence of pathologies, and conclude if the building is suitable to serve as housing to the families. Preliminary inspections of the building's structure were carried out and complemented with field tests, such as: Turner-sclerometer test, carbonation depth and silver nitrate. Pathologies were detected on the building's structure such as general corrosion of the rebars, corrosion cracks, mold, efflorescence, low quality of concrete, which all affect the proper performance of the structure and its durability, compromising the health and safety of users.*

**Key-words:** Pathological Manifestations. Reinforced concrete. Bom Pastor Building.

## 1 Introdução

O ramo da patologia das estruturas, remete ao estudo das anomalias ou falhas de elementos da construção civil. Estuda suas causas, consequências e classifica-as de modo a tornar o diagnóstico mais preciso. De acordo com os pesquisadores Lima e Siqueira, este ramo tem crescido no meio da engenharia com fins de aumentar a durabilidade das estruturas, de forma ambientalmente correta [1].

O comitê 201 do ACI (1991) define durabilidade como a capacidade de uma estrutura atender ao desempenho acima dos níveis mínimos de qualidade, resistindo a ações de deterioração e de utilização quando exposto aos efeitos da agressividade ambiental.

O termo manifestação patológica, segundo Moreira é sinônimo da palavra doença, e na área da construção civil a doença do concreto está relacionada a falhas estéticas, defeitos e anomalias indesejáveis, que podem levar tanto ao desconforto dos usuários quanto a inutilização da estrutura [2].

As manifestações patológicas em estruturas de concreto armado podem surgir por diversos fatores, assim como a combinação entre eles, que agem pela exposição do concreto ou determinadas por suas propriedades. Podendo se difundir por deterioração mecânica, física, processos químicos, biológicos e eletromagnéticos.

Segundo Souza e Ripper [3], as causas podem ser classificadas por intrínsecas, as quais estão ligadas as transformações e falhas geradas a partir dos componentes físicos da estrutura, principalmente pelos materiais, forma de execução, ações humanas e ações externas; ou causas por deteriorações extrínsecas, pertinentes às ações que independem das propriedades do concreto, atacam a estrutura durante a sua vida útil.

Construções antigas, tendem a apresentar maior ocorrência de problemas patológicos, devido ao desgaste gerado pela interação com meio ambiente em que a estrutura está inserida. Essas estruturas trazem consigo memórias culturais, arquitetônicas e científicas.

O caso do prédio Bom Pastor, com mais de cem anos de existência, reflete bem esse panorama. Localizado na cidade de Garanhuns – Pernambuco, teve papel influente na sociedade. Serviu desde institutos profissionalizantes até abrigos para famílias estrangeiras. Hoje, abandonado pelo governo do Estado, encontra-se em estado precário onde famílias desabrigadas o ocupam.

O presente trabalho busca colaborar com a investigação das atuais condições do prédio do Bom Pastor, identificar manifestações patológicas e problemas atuantes, e determinar se existe ou não funcionalidade habitacional para as famílias que o ocupam. Para isso, normas técnicas sobre o uso de materiais para execução de estruturas de concreto

armado foram consultadas, além da realização de uma extensa revisão bibliográfica sobre o surgimento e classificação dos tipos de manifestações patológicas, principalmente no que tange as estruturas antigas.

Foram realizadas inspeções visuais para investigar a ocorrência de fissuras, corrosão das armaduras e degradação do concreto; classificação da estrutura e das manifestações patológicas segundo normas técnicas brasileiras; experimentos de cunho pouco ou não destrutivos, como o de dureza superficial do concreto, profundidade de carbonatação e aspersão de nitrato de prata.

## 2 História local: edifício bom pastor

O prédio do Bom Pastor está localizado a margem da BR 424, que apresenta tráfego intenso de carros nas suas imediações, na cidade de Garanhuns. A edificação, que contempla uma capela adjacente a sua estrutura, possui cerca de cento e cinco anos (105) anos de construída e é composta por alvenaria estrutural com blocos maciços e elementos de concreto armado.

O prédio teve sua inauguração em 1911, com 76 hectares (760.000 metros quadrados) de terreno localizado no sítio Mulungú, e operava como o instituto profissional agrícola chamado Aprendizado Agrícola e Pastoril Samuel Hardman, proveniente de subsídios do sindicato, governo do estado e governo federal, segundo arquivo da Biblioteca Nacional Digital [4].

De acordo com o mesmo acervo [5], após 1923, o terreno foi dividido e vendido para o abrigo de três famílias imigrantes. Como mencionado na mensagem apresentada ao congresso legislativo de 1930, o mesmo prédio foi então reformulado para funcionar como a Escola Correccional de Garanhuns, onde, após sua inauguração, em 18 de outubro de 1929, o governo federal passou a instalar jovens detentos a fim de educá-los [6].

O Instituto Profissional Bom Pastor, compreendia uma área de cerca de 20 hectares (200.000 metros quadrados). Foi fundado por freiras da Congregação de Nossa Senhora da Caridade do Bom Pastor, por volta de 1942, com o intuito de abrigar e alfabetizar mulheres desabrigadas e carentes, na antiga sede do Patronato Agrícola de Garanhuns. Possuía uma capela, um prédio principal, que servia de dormitórios, além de salas para socialização, cozinha, área de

recreação e área para atividades agrícolas, assim descritas pela escritora e antiga residente do Instituto, Rosilda Cavalcante [7].

O instituto teve funcionamento até a década de 1980, quando suas estruturas já ofereciam riscos aos seus moradores devido às condições precárias e a falta de verbas da diocese e do governo. Segundo acervo da Polícia Militar de Pernambuco, nesta época o batalhão instalou-se no local. Em 1987 a estrutura já não atendia mais às necessidades para o desenvolvimento de suas atividades e a partir deste momento não teve mais uso registrado [8].

O terreno do Bom Pastor, que antes pertencia ao governo do Estado, foi doado inteiramente à Universidade Federal Rural de Pernambuco (UFRPE – UAG). Segundo Airon Melo, diretor geral da UFRPE-UAG, existiu um projeto em 2010 para a construção do Parque Tecnológico e Cultural da Bacia leiteira de Pernambuco, em que o edifício se tornaria o Museu de Queijo de Coalho do Agreste. Contudo, Melo relatou também que o projeto não recebeu subsídios suficientes para executá-lo por completo. Foi construído apenas o Centro Tecnológico Instituto de Laticínios do Agreste (CT Laticínios), enquanto a reforma do prédio do Bom Pastor nunca foi iniciada [9].

Atualmente o local encontra-se abandonado, sem manutenção das estruturas, como podem ser vistas na Figura 1. Segundo a pesquisa bibliográfica realizada, não foi possível encontrar os indícios iniciais para tal situação precária, tão pouco o período de tempo em que algumas de suas estruturas desabaram.

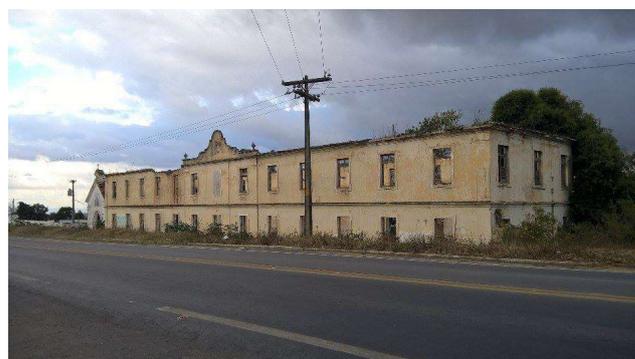


Figura 1: Edifício Bom Pastor.

Fonte: Autor, 2016.

### 3 Material e Métodos

Como inspeção preliminar foi realizada uma análise visual, onde foram distinguidas as características das estruturas de concreto escolhidas, e as manifestações patológicas existentes em quatro peças de concreto armado: dois pilares (denominados P1 e P2), uma escada e uma marquise (avanço de laje).

Posteriormente, foram realizados ensaios de cunho pouco ou não destrutivos como o de avaliação de dureza superficial do concreto, profundidade de carbonatação e aspersão de solução de nitrato de prata para analisar os desgastes dos elementos do edifício em estudo. Uma inspeção preliminar também foi realizada, destacando assim, as variáveis para as causas das manifestações patológicas encontradas.

### 4 Resultados e Discussão

Decorrente da idade do edifício em estudo, não foram encontrados relatos sobre os projetos pertinentes e processos de execução, ou ainda, se houve uso de normativas técnicas. Então se supõe que foi construído de forma empírica, pois em 1911 ainda não haviam normas técnicas brasileiras.

Além disso, entende-se que as estruturas de concreto armado do Edifício Bom Pastor foram construídas em outro período diferente do de sua inauguração, decorrente de reformas no local.

Os Pilares P1 e P2, localizados no interior da edificação, ilustradas pela Figura 2 (A) e 2 (B), respectivamente, dão apoio a uma pequena laje do primeiro andar do prédio. Ambos pilares ficam expostos à chuvas e ventos devido a inexistência das estruturas das lajes vizinhas. Foi constatada a presença de fungos, como o bolor na superfície, devido associação entre a presença de micro-organismos e a infiltração existente na estrutura.

O Pilar P2, também apresentou fissuras que se estendem de forma longitudinal à peça e de forma paralela à direção da armadura. Além de destacamento do concreto devido ao mecanismo da corrosão e expansão do aço.

Segundo Helene, os indícios de corrosão de armadura podem ser compreendidos como fissuras, destacamento do revestimento, pontos com armadura exposta e perda de seção da bitola do aço [10].

A escada (Figura 3) foi a estrutura onde houve maior surgimento de manifestações patológicas. Está localizada na entrada do prédio, também a céu aberto,

onde os usuários ainda transitam sobre ela. O nível de deterioração do revestimento se encontra bastante elevado apresentando todos os indícios de corrosão de armadura, definidos pelo mesmo autor [10].



**Figura 2:** Pilares P1 (A) e P2 (B).

Fonte: Autor, 2016.

Além do revestimento ineficiente, foi observado o aparecimento de eflorescência, causadas pela lixiviação do concreto. A Eflorescência é um mecanismo de degradação e envelhecimento do concreto, resultante de infiltrações e intempéries, que provoca a formação de depósitos salinos em sua superfície e a modificação da cor do substrato para um aspecto esbranquiçado, como descreveu Gonçalves [11].

A lixiviação provoca diminuição do pH da massa de cimento e aumento da sua porosidade, como consequência facilita a entrada de agentes agressores e o contato com a armadura, que, segundo Mizumoto, possibilita o processo de despassivação e corrosão da armadura [12].



**Figura 3:** Revestimento danificado nos patamares da escada (A); Fundo da escada com falta de revestimento e exposição da armadura (B).

Fonte: Autor, 2016.

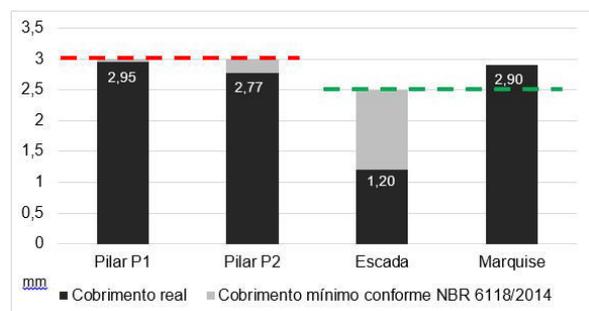
A marquise (Figura 4), se situa na parte oeste do prédio, onde existem muitas plantas daninhas. Devido ao contexto na qual está inserida, com forte influência

de chuvas, ventos e detritos de animais, possui a maior predisposição a apresentar infiltrações. Foram visualizadas manifestações de forma intensa como bolor de forma, manchas esbranquiçadas devido a eflorescência, destacamento do concreto, além de armaduras expostas e corroídas.



**Figura 4:** Marquise.  
Fonte: Autor, 2016.

Foi verificado o cobrimento real com concreto das armaduras, das estruturas dos pilares, escada e marquise e então relacionadas ao cobrimento estimado segundo as normas técnicas atuais, NBR 6118/2014, devido à interação com o nível de agressividade do ambiente a qual a estrutura está inserida [13], os resultados dessa análise comparativa podem ser verificados na Figura 5.



**Figura 5:** Relação entre cobrimentos reais e cobrimentos mínimo à luz da norma NBR 6118/2014  
Fonte: Autor, 2016.

A linha tracejada vermelha indica o cobrimento mínimo em relação à norma para os pilares, enquanto a linha verde tracejada indica o cobrimento mínimo em relação às lajes. Foi observado que todas as estruturas, com exceção da marquise, não atenderam à normativa da NBR 6118/2014 uma vez que o cobrimento mínimo necessário se encontra abaixo do estipulado pela norma.

No caso da marquise, cujo valor do cobrimento real ultrapassou o requerido em norma, a sua espessura não foi o motivo primordial para as manifestações patológicas apresentadas, mas sim o material que foi utilizado para fabricação do concreto bem como sua alta porosidade que propicia a entrada de agentes agressivos do meio.

## 4.1 Fissuras

A estrutura se encontra em uma classe de agressividade ambiental moderada, por estar em um meio urbano, portanto, segundo a NBR 6118, a espessura máxima para uma fissura não ser considerada agressiva é inferior a 0,3mm [13]. Sua nomenclatura é definida segundo NBR 9575 (ABNT, 2010), como: fissuras (inferior ou igual a 0,5 mm), e trincas (superior a 0,5 mm e inferior a 1 mm) [14].

As espessuras das fissuras do Pilar P2 e Escada foram medidas por um comparador de fissuras (fissurômetro) e classificadas como agressivas e trincas como demonstra a Tabela 1.

**Tabela 1:** Classificação das fissuras segundo o comparador de fissuras

Estrutura	Comparador de fissuras	Classificação segundo NBR 6118/2014	Classificação segundo NBR 9575/2010
Pilar P2	1,4 mm	Agressiva	Trinca
Escada	0,8 mm	Agressiva	Trinca

Fonte: Autor, 2016.

Acrescentando a estas classificações, Dalmolin, notou em suas pesquisas, que a quantidade de fissuras não deve ser levada em conta, mas sim o aspecto qualitativo [15]. Dependendo dos respectivos potenciais destrutivos, as fissuras podem ser extremamente graves e comprometer a integridade da construção. Além disso, podem servir de caminho para entrada de agentes agressivos e de umidade, causando outros tipos de manifestações patológicas.

## 4.2 Avaliação de dureza superficial do concreto

Como cita a NBR 7584, no ensaio de esclerômetro, é medida a dureza superficial do concreto e estimada a resistência à compressão superficial do mesmo por meio do princípio do ricochete [16].

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.691>

Foi utilizado o esclerômetro do tipo Schmidt e realizada preparação da superfície, utilizando disco de carborundum, para lixar e posteriormente limpar de modo que não permanecesse nenhuma irregularidade. Realizaram-se dezesseis impactos sobre cada estrutura e então calculados seus Índices Esclerométricos relacionados ao valor de coeficiente de correção para estimar a resistência de compressão superficial do concreto.

Ao retirar o revestimento das peças dos Pilares P1 e P2, o concreto aparentou ter maior quantidade de britas e pouca pasta de cimento, além da alta porosidade aparente. Teve como resultado índices esclerométricos diferentes ao longo da seção, e por isso não foi possível obter os resultados das resistências destas peças. Pois de acordo com a norma NBR 7584, se faz necessário ter no mínimo cinco valores dentro da média real [16].

Os resultados do ensaio para a Escada também não puderam ser considerados válidos, já que pela mesma norma, a média mínima aceitável para realização do ensaio de esclerômetro é 20 e o valor médio dos índices esclerométricos para esse elemento construtivo foi de 16,83.

Para determinação da resistência superficial da Marquise, foi calculado o valor de 24,03 Mpa. Apesar da estrutura ter sido realizada segundo normas da época que foi construída, com relação a referência para valor mínimo da resistência, que provavelmente não mencionavam requisitos de durabilidade, se comparada a norma brasileira atual NBR 6118, seu concreto deveria ter resistência mínima de 25 Mpa.

Portanto, segundo requisitos atuais, o concreto da marquise está propenso à fissuração e possivelmente colapso da estrutura, pois não atende aos requisitos de durabilidade para o tipo de agressão a qual a estrutura está inserida.

Ainda de acordo com a norma NBR 7584, os aspectos que influenciam o teste de esclerômetro estão relacionados aos materiais constituintes do concreto, como agregados, cimento, água, armadura e aditivos, como também a idade da estrutura, umidade, temperatura, tensões, a forma do uso do aparelho, cura do concreto e presença de carbonatação [16].

### **4.3 Corrosão das armaduras**

Gentil, define "corrosão como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação

química ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos" [17].

Fusco, acrescenta que o aço possui uma película passivadora capaz de proteger sua integridade por meio do controle do PH e o aço só poderá sofrer corrosão se:

- Houver redução do pH, abaixo de 9, por efeito da carbonatação da camada de revestimento da armadura;
- Presença de íons cloreto (Cl) ou de poluição atmosférica acima de um valor crítico;
- Lixiviação do concreto na presença de fluxos de água que percolem através de sua massa [18].

O processo de carbonatação no concreto surge pela infiltração de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) por seus poros, diminuindo o seu pH, que usualmente apresenta-se acima de 12,5 e reduz para valores abaixo de 9. Desta forma, transforma-o em alcalino, que reage na presença de potássio (KOH), hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) e de sódio (NaOH), a níveis que atingindo a armadura pode desenvolver corrosão do aço, como explica o pesquisador Possan [19].

Para o ensaio de carbonatação nas estruturas de concreto armado encontradas no edifício em estudo, foram realizadas aberturas de modo que a armadura ficou exposta e pode ser observado o seu revestimento.

Segundo Silva, A solução alcoólica de fenolftaleína quando borrifada sobre estruturas de concreto servem como indicador ácido-básico, por meio de mudança de cor, que dependendo do pH da estrutura pode se apresentar incolor quando ácido (apresentar indícios de carbonatação) e com coloração rosa quando básico (concreto não afetado pelo CO<sub>2</sub>) [20]. Foram executados ensaios de profundidade de carbonatação por meio de aspersão de fenolftaleína.

Nos Pilares P1 e P2, o ensaio resultou na coloração rosa apenas na parte superficial da peça, mostrando que está presente apenas no revestimento dos pilares, enquanto o concreto em si apresenta-se incolor até a armadura comprovando que houve despassivação do aço devido a agressão do CO<sub>2</sub>, como pode ser notado na Figura 6.

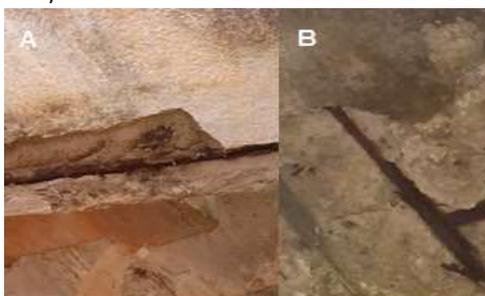


**Figura 6:** Ensaio de profundidade de carbonatação nos pilares P1 (A) e P2 (B)

Fonte: Autor, 2016.

Com isso, pode-se dizer que esse revestimento é mais recente do que o concreto, de forma atípica, supondo que estes pilares já passaram por alguma recuperação dos revestimentos e por isso ainda não apresentaram carbonatação.

As aberturas realizadas na escada e marquise, Figura 7, apresentaram carbonatação em sua totalidade, devido a cor incolor ser a única visualizada.



**Figura 7:** Ensaio de profundidade de carbonatação na escada (A) e marquise (B).

Fonte: Autor, 2016.

Tais resultados são observados devido à aspectos relacionados com a idade da estrutura, pois quanto mais tempo o concreto encontra-se exposto, mais propenso ele estará a receber dióxido de carbono.

Foi observado também que a cidade de Garanhuns possui umidade relativa do ar elevada, o que intensifica a probabilidade de agentes agressivos presentes no meio de se transportem pelos poros das estruturas de concreto. Outra característica devido à sua localização é a presença de dióxido de carbono no ar, através de poluição e trânsito de veículos pela BR 424, situada nas adjacências do terreno, comprovado pelo ensaio com solução de fenolftaleína.

O aparecimento de eflorescência devido a lixiviação nas estruturas da escada e marquise, resultaram em perda de resistência e maior

porosidade das mesmas, facilitando a carbonatação do concreto e corrosão das armaduras.

Assim como a carbonatação, os íons de cloretos também podem penetrar na massa do concreto, pelos poros, podendo eles estarem saturados ou parcialmente saturados.

São originários da água do mar ou de poluentes ambientais e podem chegar a corroer as armaduras presentes na estrutura, porém de forma mais agressiva, pois suas partículas de cloretos não são consumidas pela reação e agem como catalizadores para a corrosão, conclui Fusco [18].

França complementa que o método de Aspersão de Solução de Nitrato de Prata ( $\text{AgNO}_3$ ), consiste em determinar a presença de cloretos livres, podendo ser realizada "in loco" sendo menos dispendiosa do que em relação aos ensaios em laboratório. Porém, não detecta a sua quantidade, apenas a existência de sua presença [21].

Foi realizado o ensaio com solução de nitrato de prata, com concentração de 0,1 mol/l, equivalente a 17g de  $\text{AgNO}_3$  para 1 litro de água destilada. Foram realizadas aberturas nas estruturas e então aspergida a substância. O parâmetro adotado foi a cor esbranquiçada do nitrato de prata para indicar presença de cloretos livres no concreto e a coloração marrom escura para indicar o local onde a estrutura não estava afetada.

Nenhuma das estruturas analisadas apresentou incidência de cloretos após a realização do ensaio. A coloração visualizada foi apenas a marrom e a coloração dos agregados graúdos da massa de concreto, como pode ser notado na Figura 8.

A não influência da ação de cloretos na estrutura se verifica devido ao fato da cidade de Garanhuns se encontrar no interior de Pernambuco e, portanto, distante do mar, principal agente concentrador de cloretos. As estruturas do Bom Pastor sofrem influência em relação ao ciclo de molhagens e secagens, assim como o de chuvas, no entanto, por não apresentar precipitações de cloretos, admite-se que os ventos e chuvas locais não possuem cloretos, garantindo que o aço nesta região não sofra corrosão de forma mais agressiva.



**Figura 8:** Ensaio de aspersão de nitrato de prata no pilar P1 (A), pilar P2 (B), escada (C) e marquise (D)

Fonte: Autor, 2016.

Todavia, este ensaio não obtém resultados muito precisos devido à falta de retirada de testemunhos e verificação detalha em laboratório, como nos ensaios de penetração de cloretos, que segundo a norma americana ASTM C 1152, consiste no estudo de camadas de testemunhos retirados do concreto e coleta do material da face que esteve em contato com a solução de cloreto de sódio para poder determinar o teor de cloretos totais retidos [22].

## 5. Conclusões

Por ser uma estrutura antiga, com mais de cem anos de construída, a vida útil da estrutura do Bom Pastor já não atende mais aos padrões convencionais de durabilidade. A qualidade do concreto influi para o aparecimento de manifestações patológicas, desde a forma de planejamento e execução até a sua manutenção. Foi percebido que ao longo do tempo houveram reformas, porém não houveram investimentos posteriores para o contínuo uso desta estrutura.

As estruturas analisadas no edifício Bom Pastor (dois pilares, uma escada e uma marquise) apresentaram diversas manifestações patológicas, incluindo trincas, surgimento de bolor e eflorescência,

baixa resistência superficial e corrosão das armaduras.

Além das manifestações leva-se em conta a precariedade do local, onde são encontrados lixos, fossas artesanais e detritos de animais, por este motivo é considerada inapta para habitação.

Devido aos resultados obtidos, a estrutura é considerada imprópria ao uso e os elementos analisados já não atendem a sua funcionalidade. O edifício não teve a manutenção necessária e estabilidade para ser considerada habitacional, com isto, as pessoas que moram nesta área correm riscos tanto de segurança quanto riscos à saúde.

Pelo exíguo tempo de elaboração desta pesquisa, com aproximadamente três meses para planejamento, coleta de dados, visitas in loco e conclusão, foi escolhido não proceder os ensaios de análise na capela e nos ambientes ocupados pelas famílias que habitam no local para não causar maior degradação nas estruturas.

Algumas perspectivas para pesquisas futuras seriam continuar os estudos sobre as manifestações patológicas no edifício, nos ambientes onde estão ocupadas pelas famílias e na capela que fica anexada ao prédio Bom Pastor, assim como pesquisar de forma mais aprofundada sobre a vida útil do local. Também analisar a viabilidade econômica e maneiras de restauração do edifício e investigar meios de alocação das pessoas para locais dignos e seguros.

## Referências

- [1] LIMA, S.; SIQUEIRA, W. Manifestações Patológicas em laje de cobertura: estudo de caso. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIAS E REABILITAÇÃO EM ESTRUTURAS, 2010, Córdoba, Argentina. Cuiabá, Mato Grosso, 2010.
- [2] MOREIRA, K. A. W. Estudo das Manifestações Patológicas na Produção de Pré-Fabricados de Concreto. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica e de Materiais, Universidade Tecnológica Federal do Paraná Campus de Curitiba. Curitiba, 2009.

[3] SOUZA, V.; RIPPER, T. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: PINI, 1998.

[4] BIBLIOTECA NACIONAL DIGITAL (Brasil). Mensagem de Manoel Antônio Pereira Borba, apresentada ao congresso legislativo em 06 de março de 1919. Relatório dos Presidentes dos Estados Brasileiros – 1890 a 1930. Disponível em: <<http://memoria.bn.br/DocReader/DocReader.aspx?bib=720461>> Acesso em: 24 de outubro de 2016.

[5] \_\_\_\_\_. Mensagem de Sérgio Lins Loreto, apresentada ao congresso legislativo em 06 de março de 1925. Relatório dos Presidentes dos Estados Brasileiros – 1890 a 1930. Disponível em: <<http://memoria.bn.br/DocReader/DocReader.aspx?bib=720461>> Acesso em: 24 de outubro de 2016.

[6] \_\_\_\_\_. Mensagem de Estácio de Albuquerque Coimbra, apresentada ao congresso legislativo em 03 de abril de 1930. Relatório dos Presidentes dos Estados Brasileiros – 1890 a 1930. Disponível em: <<http://memoria.bn.br/DocReader/DocReader.aspx?bib=720461>> Acesso em: 24 de outubro de 2016.

[7] CAVALCANTI, R. Instituto Profissional Bom Pastor: Um aspecto da educação feminina católica em Garanhuns. Blog Garanhuns, 2010. Disponível em: <<https://terradomagano.blogspot.com.br/2010/09/convento-do-bom-pastor-educacao.html?showComment=1462888025506>>. Acesso em: 14 de outubro de 2016.

[8] POLÍCIA MILITAR DE PERNAMBUCO. Acervo referente ao período de 21 de janeiro de 1980 a 01 de setembro de 1982 da antiga 4ª CIA/3º BPM, 1980.

[9] MELO, A. A. Projeto Tecnológico e Cultural da Bacia Leiteira de Pernambuco. Garanhuns: Universidade Federal Rural de Pernambuco –

Unidade Acadêmica de Garanhuns, 2016. (Comunicação verbal).

[10] HELENE, P. R. L. Corrosão em armaduras para concreto armado. São Paulo: Pini, 1999.

[11] GONÇALVES, E. A. B. Estudo de patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações. 2015. Dissertação (Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2015.

[12] MIZUMOTO, C. Investigação da Reação Álcali-Agregado (RAA) em Testemunhos de Concreto e Agregados Constituintes, 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação) – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.

[13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <<http://www.abnt.br>>. Acesso em: 18 de agosto de 2016.

[14] \_\_\_\_\_. NBR 9575 - Impermeabilização - Seleção e projeto, Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <<http://www.abnt.br>>. Acesso em: 28 de setembro de 2016.

[15] DALMOLIN, D. Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do sul. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia, Pós-graduação em engenharia civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

[16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7584 - Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2012. Disponível em: <<http://www.abnt.br>>. Acesso em: 27 de outubro de 2016.

[17] GENTIL; V. Corrosão. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2003.

**[18]** FUSCO, P. B. Tecnologia do Concreto Estrutural. 2 ed. São Paulo: PINI, 2012.

**[19]** POSSAN, E. Contribuição ao Estudo da Carbonatação do Concreto com Adição de Sílica Ativa em Ambiente Natural e Acelerado. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

**[20]** SILVA, C. A. Comportamento dos Perfis de Cloreto em Tetrápodes localizados nos Molhes da Barra. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2010.

**[21]** FRANÇA, C. B. Avaliação de Cloretos Livres em Concretos pelo Método de Aspersão de Solução de Nitrato de Prata. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2011.

**[22]** AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. Standard test method for acidsoluble chloride in mortar and concrete - ASTM C1152-90.

# Efeito da adição de pozolana na resistividade elétrica superficial do concreto

*Effect of pozzolan addition on surface electrical resistivity of concrete*

Ronaldo Alves Medeiros-Junior <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-4879-4869](https://orcid.org/0000-0003-4879-4869)

Patrícia Schnepfer Gans <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-8560-1328](https://orcid.org/0000-0002-8560-1328)

<sup>1</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.

**E-mail do autor principal: Ronaldo Alves de Medeiros-Junior** ronaldodemedeirosjr@yahoo.com.br

## Resumo

---

A resistividade elétrica superficial é um parâmetro interessante para controlar a vida útil de estruturas de concreto, principalmente devido à praticidade de execução do ensaio. O objetivo deste artigo é comparar a resistividade elétrica superficial (RES) de concretos com dois diferentes tipos de cimento: um com adição de pozolana (CP IV) e outro sem adição mineral (CP V). A RES foi medida pelo método de Wenner. Foi utilizado o mesmo traço 1:1,4:2,1 (cimento: areia: brita) e a mesma relação água/cimento de 0,50 para os dois tipos de concreto investigados. Os resultados foram analisados nas idades de 28, 60, 90, 120, 150 e 180 dias. Para todas as amostras foi identificado um aumento da RES com o tempo de ensaio. Porém, no cimento com adição de pozolana, o fator idade do concreto elevou-se 93% em relação ao fator idade das amostras de CP V. A RES foi muito superior para o concreto de cimento com adição pozolânica em todas as idades, atingindo valor 4,9 vezes maior que amostra de concreto com cimento CP V aos 180 dias.

**Palavras-Chave:** Concreto; Resistividade elétrica superficial; Pozolana.

## Abstract

---

*The surface electrical resistivity is an interesting parameter to control the useful life of concrete structures, mainly due to the practicality of the test. The aim of this study was to evaluate the change in surface electrical resistivity (SER) of concretes produced with two different types of cement: a cement with pozzolan (CP IV) and a cement without addition (CP V). It was used the same proportion between materials and the same water/cement ratio for the samples. The SER was measured using the Wenner Method for 28, 60, 90, 120, 150 and 180 days. The results indicated that the SER increased with time for both types of cement, although the age factor of the concrete with CP IV was 93% higher. This concrete had better results in every age and it was almost five times greater for 180 days when comparing with samples produced with CP V.*

**Key-words:** Concrete; Surface electrical resistivity; Pozzolan.

### 1 Introdução

As normas em vigor de dimensionamento de estruturas de concreto têm apresentado dificuldade em garantir durabilidade suficiente em ambientes agressivos. Fato confirmado pelo número de manifestações patológicas observadas nas estruturas, resultado do envelhecimento precoce das construções. Ao integrar o conceito de durabilidade ao projetar estruturas de concreto, é necessário desenvolver métodos de predição e monitoramento de vida útil [1].

Relatórios técnicos de países ibero-americanos classificam a corrosão das armaduras como um dos processos de degradação que mais comprometem a vida útil das estruturas de concreto, juntamente com a fissuração e a deformação por carga [2]. A corrosão das armaduras é um processo eletroquímico já muito discutido da literatura. A deterioração causada pela interação físico-química entre a armadura e o meio em que está inserida acarreta alterações prejudiciais indesejadas, como redução da área de aço, redução da tensão de escoamento do aço, fissuração do concreto de cobertura decorrente dos produtos expansivos originados das reações químicas e perda da aderência entre concreto e armadura, o que torna a estrutura inadequada para o uso [3][4]. A resistividade elétrica é uma propriedade dos materiais e caracteriza a dificuldade dos íons se movimentarem no concreto. Essa propriedade é o inverso da condutibilidade elétrica, e controla o fluxo de íons difundidos no interior do concreto, através da solução aquosa presente em seus poros [5].

Os cloretos são os agentes agressivos responsáveis por iniciar a corrosão mais documentados na literatura [5][6]. A difusão desses íons no interior do concreto pode despassar a armadura e desencadear o processo corrosivo, afetando, principalmente, estruturas em zona de agressividade marinha [7]. O processo eletroquímico que gera a corrosão pode ser controlado, principalmente, pela resistividade elétrica e pela disponibilidade de oxigênio às barras de armadura [8]. Portanto, a resistividade elétrica é um indicador de durabilidade. Quanto maior seu valor, ou seja, menor a mobilidade de íons no concreto, menor é a tendência a ocorrer o processo corrosivo.

A proporção de materiais na mistura, a relação água/cimento e a utilização de adições minerais e de aditivos têm capacidade de alterar as propriedades elétricas do concreto, pois modificam tanto a

microestrutura da matriz, quanto as características da solução presente nos poros [9].

As adições minerais são insumos da Construção Civil que possuem baixo custo e substituem o clínquer, um material nobre que necessita de muita energia para ser obtido. Portanto, a utilização das adições minerais no concreto decorre de vários fatores, desde econômicos até ecológicos. As adições podem ser caracterizadas como inertes (apenas efeito filler), cimentantes (escória de alto forno) e pozolânicas (cinza volante, sílica ativa, metacaulim, entre outras) [10].

Gans *et al.* [11] estudaram o efeito da escória de alto forno na resistividade elétrica superficial do concreto. Estes autores mostraram que o crescimento da resistividade elétrica no tempo é maior para o cimento com adição de escória em comparação com um cimento CP V. Além disso, a resistividade foi muito superior para o concreto com cimento de escória de alto forno, atingindo valor 9,7 vezes maior que amostra de concreto com cimento CP V aos 180 dias.

A pozolana é um material silicoso ou sílico-aluminoso que, quando finamente moído e na presença de água, reage com o hidróxido de cálcio presente na matriz do concreto, em temperatura ambiente, formando gel C-S-H [12]. Portanto, ao misturar adições pozolânicas ao clínquer, ocorrem mudanças na matriz do concreto decorrentes da reação química entre os componentes do cimento e a água, e podem impactar nas propriedades elétricas do concreto.

Dessa forma, o objetivo deste trabalho é avaliar o efeito da adição da pozolana presente no cimento na resistividade elétrica do concreto. A escolha do estudo da pozolana está relacionada a grande utilização deste material no Brasil, principalmente na região Sul.

### 2 Programa Experimental

Para que fosse possível comparar o efeito da adição de pozolana na resistividade elétrica superficial do concreto, foram selecionados dois tipos de cimento para produção dos corpos de prova: cimento Portland pozolanico, classe 32 (CP IV 32), e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI). O CP IV 32 possui adição de até 50% de pozolana em sua composição, já o CP V é basicamente formado por clínquer e

sulfatos de cálcio. A pozolana usada no cimento CP IV é a cinza volante. Destaca-se que esse trabalho foi desenvolvido na região Sudeste do Brasil.

As características químicas dos dois cimentos, segundo os limites das normas NBR 5736 [12] e NBR 5733 [13], estão apresentadas na Tabela 1.

**Tabela 1:** Propriedades químicas: Limites de normas brasileiras.

Propriedades químicas (unidade: % em volume)	CP IV 32	CP V
NORMA ABNT	NBR 5736	NBR 5733
Clínquer + sulfatos de cálcio	85-45	100-95
Material pozolânico	15-50	-
Material carbonático	0-5	0-5
Óxido de magnésio (MgO)	6,5	6,5
Trióxido de enxofre (SO3)	4,0	-
Perda ao fogo	4,5	4,5
Resíduos Insolúveis	-	1,0
Anidrido Carbônico (CO2)	3,0	3,0

Fonte: NBR 5736 [12] e NBR 5733 [13]

Foram utilizados agregados miúdo e graúdo disponíveis comercialmente na cidade de São José dos Campos. Como agregado miúdo, foi utilizada areia natural proveniente de rio, com dimensão máxima característica de 2,36mm e módulo de finura 2,6. O agregado graúdo utilizado foi brita comercial com dimensão máxima de 9,5 mm e módulo de finura 6,5.

Foi fixado o traço 1:1,4:2,1 (cimento: areia: brita), em materiais secos, e a relação água/cimento de 0,50 para fabricação de todos os corpos de prova. Portanto, a relação entre cimento e agregados usada foi 1:3,5, com consumo de cimento de 474kg/m<sup>3</sup>.

Baseado na experiência de ensaios discutida por Lencioni [14], os corpos de prova tiveram formato cúbico de 250x250x250 mm. Foram utilizadas formas de madeira, e o adensamento foi feito com vibrador de imersão em 3 camadas. Foram moldados 4 corpos de prova para cada tipo de concreto, somando ao todo 8 corpos de prova.

Os corpos de prova permaneceram com a superfície coberta e umedecida por 48 horas até o momento da desmoldagem, para evitar troca de água com a superfície. Após, ocorreu a cura saturada em câmara úmida (umidade relativa do ar igual ou maior a 95%), durante um período de 28 dias. Então, foram

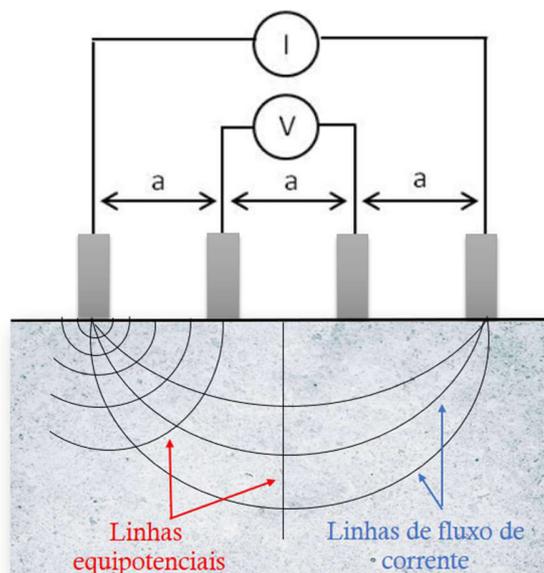
colocados em ambiente de laboratório até as idades de realização dos ensaios.

Foram realizadas medidas de resistividade elétrica superficial (RES) aos 28, 60, 90, 120, 150 e 180 dias pelo Método de Wenner, ou método dos quatro pontos. Para tal, foi utilizado um equipamento que possui quatro eletrodos espaçados a igual distância ( $a = 0,05 \text{ m}$ ). Ao ser posicionado sobre a superfície do concreto, uma corrente elétrica é aplicada entre os dois contatos externos e a diferença de potencial resultante é medida pelos dois contatos internos.

O valor da RES é determinado pela Equação (1) [15]. Um esquema desse procedimento é ilustrado na Figura 1.

$$\rho = 2\pi a \frac{V}{I} \quad (1)$$

Em que:  $\rho$  = resistividade elétrica ( $\Omega \cdot \text{m}$ );  $a$  = distância entre os eletrodos (m);  $V$  = diferença de potencial (V) entre dois pontos;  $I$  = corrente resultante (A) resultante.



**Figura 1:** Esquema da Técnica de Wenner para medida da RES do concreto.

Fonte: Gowers e Millard (1999) traduzido por Medeiros-Junior [7].

Com os dados de RES obtidos ao longo do tempo, foi possível calcular o fator idade ( $q$ ), através do

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.692>

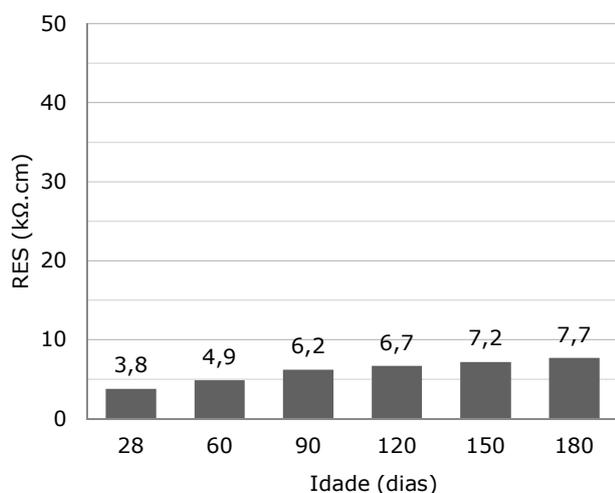
ajuste de potência da Equação (2). O fator idade mede a evolução da RES ao longo do tempo [1].

$$\rho_2 = \rho_0 \cdot \left( \frac{t_2}{t_0} \right)^q \quad (2)$$

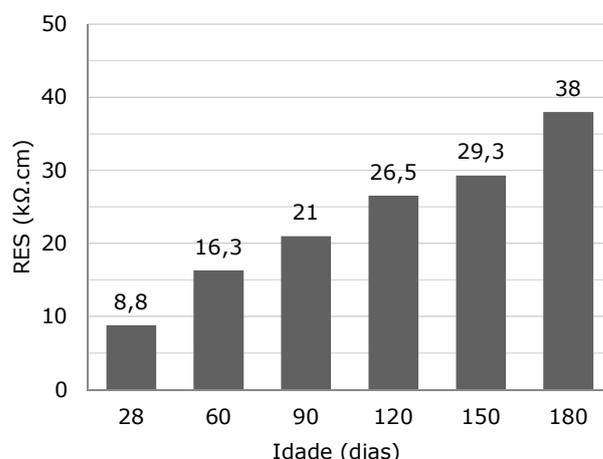
Em que:  $\rho_2$  = resistividade elétrica ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) no tempo  $t_2$  (anos) considerado;  $\rho_0$  = resistividade elétrica ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) na idade ( $t_0$ , em anos) da primeira medição (usualmente igual a 28 dias de idade, após cura saturada do concreto); e  $q$  = fator idade.

### 3 Resultados e Discussões

Os resultados do ensaio de RES para as amostras contendo o cimento CP V e CP IV, respectivamente, para as idades de 28, 60, 90, 120, 150 e 180 dias estão apresentados nas Figuras 2 e 3. Os resultados representam a média dos valores de RES de quatro corpos de prova para cada tipo de concreto investigado.



**Figura 2:** Resultados de resistividade elétrica superficial (RES) para as amostras de concretos com cimento CP V.



**Figura 3:** Resultados de resistividade elétrica superficial (RES) para as amostras de concretos com cimento CP IV.

Ao comparar os resultados das Figuras 2 e 3, é visto que os valores de RES das amostras de concreto com cimento CP IV são superiores aos valores obtidos para as amostras de concreto com cimento CP V, para todas as idades. Na primeira idade investigada, ou seja, aos 28 dias, a média da RES das amostras de CP IV foi 2,3 vezes maior que os resultados do cimento CP V. Já aos 180 dias, esse valor foi 4,9 vezes superior.

A finura dos cimentos também impacta nos resultados de resistividade elétrica. Para um cimento com uma mesma composição química, o cimento mais fino resulta em maior resistividade elétrica superficial, visto que reage mais rápido. Contudo, ao comparar o cimento CP V e CP IV, com composição químicas distintas, o efeito da presença de pozolanas parece sobressair ao efeito da finura, que é maior para o cimento CP V [16][17]. Portanto, os resultados das Figuras 2 e 3 podem ser atribuídos à grande quantidade de adição de pozolana no cimento CP IV (cerca de 15 a 50%, conforme Tabela 1).

A pozolana também promove um efeito filler, o qual aumenta a densidade do concreto, assim como a resistência da matriz e a sinuosidade capilar, além de reduzir a concentração iônica nos poros [18]. Tal fenômeno deve-se à mudança na cinética de hidratação do cimento quando são inseridas no sistema cimentício de partículas de dimensão similar ou inferior às partículas do clínquer, visto que essas geram pontos extras de nucleação, em que hidratos precipitam sobre a superfície desses grãos [19]. Portanto, ao refinar os poros da microestrutura do

concreto, é diminuída a condutividade das amostras e, conseqüentemente, aumenta-se a RES.

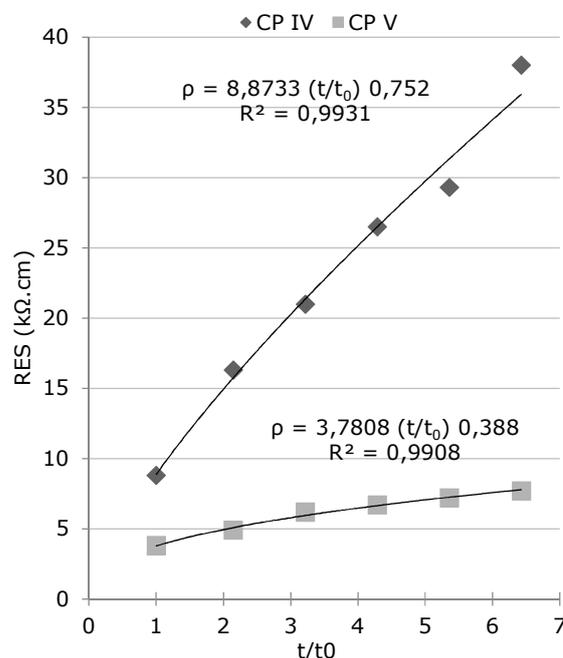
A RES aumenta com o tempo devido à evolução das reações de hidratação e endurecimento do concreto, comportamento que também é observado nas Figuras 2 e 3. O mesmo também foi identificado por Baweja *et al.* [20], CCAA [21], Andrade e D'Andréa [22], Presuel-Moreno *et al.* [23] e Medeiros-Junior e Lima [24], e pode ser explicado devido ao concreto apresentar maior condutibilidade elétrica nas primeiras horas. Ao misturar os componentes do concreto, forma-se uma pasta de cimento e água, e a água atua como condutor de íons dissolvidos no interior da massa do concreto.

Na Figura 4 está representado o ajuste de potência que foi feito para as amostras de cada cimento, a fim de encontrar o fator idade  $q$ . Esse ajuste representa a variação da RES com o tempo, em que  $t_0$  é a idade da primeira medida de ensaio, ou seja, 28 dias.

Ao comparar os valores de RES aos 28 e 180 dias, para as amostras de cimento CP V houve um crescimento de 102%. Já para as amostras de cimento CP IV, o crescimento foi de 332%. Logo, o cimento com adição de pozolana, além de apresentar maiores valores de RES para todas as idades, também apresentou maior evolução com o tempo. Cimentos com adições têm maior evolução da resistividade ao longo do tempo, porque as reações das adições são mais lentas, contudo mais graduais, em comparação com o cimento com a maior quantidade de clínquer [24].

Esse fenômeno também é notado pelos valores dos fatores idade. De acordo com o ajuste feito na Figura 4, foi encontrado um fator idade igual a 0,752 para o concreto com cimento CP IV, valor 93% maior ao fator idade do concreto com cimento CP V, igual a 0,388.

Resultados em concordância com os apresentados já foram obtidos na bibliografia. Em sua pesquisa, Ferreira e Jalali [25] obtiveram valores iniciais de resistividade elétrica maiores e maior taxa de crescimento para o concreto com cimento CEM IV, com adição de pozolana, em comparação ao CEM I, sem adições.



**Figura 4:** Evolução da RES no tempo para ambos os tipos de cimento.

Medeiros-Junior *et al.* [26] e Medeiros-Junior e Lima [27] também mediram a resistividade elétrica superficial em concretos de diferentes tipos de cimento e obtiveram maiores valores em concretos de cimento com adições, incluindo o cimento CP IV, quando comparados a concretos com CP V e CII-F. Os autores afirmam que o efeito de refinamento dos poros e redução da porosidade causados pelas escórias e pozolanas ocasionou a redução da condutividade do concreto. Portanto, os cimentos com adições reduzem a mobilidade dos íons dentro da microestrutura do concreto.

Medeiros-Junior e Lima [24] demonstraram que as diferenças entre os valores de resistividade para diferentes tipos de cimento e afirmam que as adições minerais pozolânicas em cimentos tendem a consumir hidróxido de cálcio ao longo do tempo, produzindo mais gel C-S-H no concreto devido a reações pozolânicas. Tais reações diminuem a quantidade do íon  $\text{OH}^-$  na solução dos poros, reduzindo a condutividade do concreto, e, conseqüentemente, contribuindo para aumentar a resistividade elétrica.

Ao observar o ajuste dos resultados da série contendo cimento CP V na Figura 4, também nota-se

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.692>

que há uma tendência de estabilização da RES, em função do menor acréscimo no tempo. Já para a série contendo CP IV, não há sinal de estabilização no período de medição estabelecido.

### 4 Conclusão

As amostras de concreto com cimento CP IV, o qual contém adição pozolânica, apresentam maiores valores de RES para todas as idades investigadas. Na data mais avançada investigada nesse estudo, ou seja, 180 dias, a RES dessas amostras é 4,9 vezes maior que o valor das amostras de concreto com cimento CP V.

A RES também aumentou com o tempo de ensaio, resultado da hidratação e endurecimento do concreto. Para as amostras de concreto com cimento CP IV, a evolução com o tempo é maior, quando comparado às amostras de concreto com cimento CP V. O fator idade do concreto com adição mineral é 93% superior ao sem essa adição.

Conclui-se que a adição de pozolana na composição do cimento contribui significativamente para o aumento da resistividade elétrica superficial do concreto.

Para trabalhos futuros, sugere-se a investigação da estabilização da RES para cimentos com adição, ao monitorar essa propriedade para idades mais avançadas. Também pode-se recomendar a comparação da RES entre cimentos com adição pozolânica e cimentos com escória de alto forno.

### 5 Agradecimentos

À Universidade Federal do Paraná (UFPR), em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC).

### 6 Referências

[1] ANDRADE, C.; D'ANDREA, R. Electrical resistivity as microstructural parameter for the modelling of service life of reinforced concrete structures. In: 2ND INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SERVICE LIFE DESIGN FOR INFRASTRUCTURE. Anais... p. 379-388. Delft, Holanda, 2010.

[2] RINCÓN, O. T. Durability of concrete structures: DURACON, an Iberoamerican project.

Preliminary results Building and Environment. v. 41, p. 952-962, 2006.

[3] GENTIL, V. Corrosão, 3. ed. Editora LTC. Rio de Janeiro, 2006.

[4] PELLIZZER, G. P. Análise mecânica e probabilística da corrosão de armaduras de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos. 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos.

[5] HELENE, P. Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado. 1993. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

[6] CASCUDO, O. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção técnicas eletroquímicas. Editora da UFG Goiânia. Goiás, 1997.

[7] MEDEIROS-JUNIOR, R. A. Estudo da resistividade do concreto para proposta de modelagem de vida útil – Corrosão das armaduras devido à penetração de cloretos. 2014. Tese (Doutorado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, São Paulo.

[8] LENCIONI, J. W; LIMA, M. G. Principais fatores intervenientes nas medidas de resistividade elétrica superficial do concreto–Estado-da-Arte. In: VI CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS. Anais... Córdoba, Argentina, 2010.

[9] POLDER, R. B. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete—a RILEM TC-154 technical recommendation. Construction and building materials, v. 15, n. 2, p. 125-131, 2001.

[10] MEHTA P. K., MONTEIRO P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais, São Paulo: Editora Pini, p.674, 2006.

[11] GANS, P. S.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G. Efeito da escória de alto forno na resistividade elétrica superficial do concreto. In: 2º SIMPÓSIO PARANAENSE DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES. Anais... Curitiba, Brasil, 2017..

[12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-5736: Cimento Portland Pozolânico. Rio de Janeiro, 1999.

[13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-5733: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

[14] LENCIONI, J. W. Estudos sobre resistividade elétrica superficial em concreto: análise e quantificação de parâmetros intervenientes nos ensaios. 2011. Tese (doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica. Instituto Tecnológico de Aeronáutica - ITA. São José dos Campos, São Paulo.

[15] HALLIDAY, D.; RESNICK, R. Fundamentos da física. Eletromagnetismo. 8ª ed. Rio de Janeiro: Editora LCT, v. 3, 2009.

[16] VAN NOORT, R.; HUNGER, M.; SPIESZ, P. Long-term chloride migration coefficient in slag cement-based concrete and resistivity as an alternative test method. *Construction and Building Materials*, v. 115, p. 746-759, 2016.

[17] GIRARDI, R. Estudo da variabilidade do cimento Portland que abasteceu o mercado do Rio Grande do Sul no período de 1992 a 2012. 2014. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

[18] BIJEN, J. Benefits of slag and fly ash. *Construction and building materials*, v. 10, n. 5, p. 309-314, 1996.

[19] LAWRENCE, P.; CYR, M.; RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: effect of inert materials on short-term hydration. *Cement and concrete research*, v. 33, n. 12, p. 1939-1947, 2003.

[20] BAWEJA, D.; ROPER, H.; SIRIVIVATNANON, V. Quantitative descriptions of steel corrosion in concrete using resistivity and anodic polarisation data. In.: 4TH CANMET/ACI INTERNATIONAL CONFERENCE ON DURABILITY OF CONCRETE. Proceedings,,, SP 170-3, pp 41-63, 1996.

[21] CEMENT CONCRETE & AGGREGATES AUSTRALIA (CCAA). Chloride Resistance of Concrete. Report, 2009.

[22] ANDRADE, C.; D'ANDRÉA, R. La resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y de su durabilidad. *Revista ALCONPAT*, v. 1, n. 2, p. 93-101, 2011.

[23] PRESUEL-MORENO, F.; WU, Y.-Y.; LIU, Y. Effect of curing regime on concrete resistivity and aging factor over time. *Construction and Building Materials*, v. 48, p. 874-882, 2013.

[24] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G. Electrical resistivity of unsaturated concrete using different types of cement. *Construction and Building Materials*, v. 107, p. 11-16, 2016.

[25] FERREIRA, R. M.; JALALI, S. NDT measurements for the prediction of 28-day compressive strength. *NDT & E International*, v. 43, n. 2, p. 55-61, 2010.

[26] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G.; MEDEIROS, M. H. F.; REAL, L. V. Investigação da resistência à compressão e da resistividade elétrica de concretos com diferentes tipos de cimento. *Revista ALCONPAT*, v. 4, n. 2, p. 116-132, 2014.

[27] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G. Variação da resistividade elétrica do concreto com o formato de corpos de prova para diferentes tipos de cimento. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, v. 7, p. 1-8, 2015.

# Inspeção da Qualidade de Habitações Populares Após Entrega

*Inspection of the Quality of Popular Housing After Delivery*

**Bruna Maria Marques Gomes**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-0505-8482](https://orcid.org/0000-0003-0505-8482)

**Ana Angélica dos Santos Faro**<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0001-6985-4352](https://orcid.org/0000-0001-6985-4352)

**Taynara Matos Nascimento**<sup>3</sup>  [orcid.org/0000-0003-1006-1424](https://orcid.org/0000-0003-1006-1424)

<sup>1</sup> Programa de Pós-graduação em Gerenciamento de Obras e Tecnologia da Construção, INBEC, Fortaleza, Brasil,

<sup>2</sup> Departamento de Ciência dos Materiais; Faculdade Pio Décimo, Aracaju, Brasil,

<sup>3</sup> Programa de Pós-graduação em Estruturas de Concreto Armado, INBEC, Aracaju, Brasil.

**E-mail do autor principal: Bruna Marques** [brunamarquesg@gmail.com](mailto:brunamarquesg@gmail.com).

## Resumo

Embora o avanço da tecnologia e dos métodos construtivos tenham ajudado no combate ao aparecimento de falhas nas construções, essa problemática ainda é bastante presente, principalmente em obras de habitações populares. As causas podem ser originadas das falhas de projeto, execução e até mesmo pela utilização de materiais inadequados. Neste artigo é identificado os vícios e defeitos construtivos, e os problemas ocorridos no conjunto habitacional "Vitória da Resistência", localizado na cidade de Aracaju- SE, após um ano de ocupação, bem como suas possíveis causas e os efeitos na vida dos moradores. Os principais problemas encontrados foram ausência de reboco e de piso, e a utilização de materiais de baixa qualidade, o que implicou na qualidade construtiva e no desempenho dos imóveis. Os resultados mostram que o conhecimento técnico e o compromisso do profissional responsável em cada etapa são de grande importância para a qualidade e durabilidade da obra, bem como para o conforto e segurança dos usuários de habitações populares.

**Palavras-Chave:** Defeitos; Durabilidade; Falhas;

## Abstract

*Though the progress of the technology and the constructive methods have helped in the fight against the appearing of the flaws in the constructions, this problem is still very present, mainly in the works of the popular habitations. The motives can to be originated of the defects of the projects, execution and maybe the use of the inadequate materials. In this article is identified the vices and defects constructives, and the problems that they have happened on the housing "Vitória da Resistência", in Aracaju-SE, after one year of the occupation. The main problems encountered were absence of plastering, lack of flooring and the use of poor quality materials, which implies the constructive quality and performance of the properties. The results show that the technical knowledge and the commitment of the responsible professional in each step are of great importance for the quality and durability of the work, as well as for the comfort and safety of the users even in works of popular housing.*

**Key-words:** Defects; Durability; Flaws;

### 1 Introdução

A construção de habitações populares para a população de baixa renda, ou seja, com renda média de até três salários mínimos não é uma problemática recente. Com o crescente desenvolvimento urbano os operários necessitavam morar perto dos seus locais de trabalho levando-os a se instalarem em locais insalubres, pois os seus salários não os permitiam pagar algo melhor. A partir daí as moradias das classes mais baixas passaram a ser vistas como ameaça as condições de higiene das cidades grandes, levando ao afastamento da população mais pobre e o início das construções de habitações populares em lugares mais afastados dos centros urbanos.

No Brasil, em função do seu déficit habitacional, vem sendo construída em grande escala, edificações voltadas para a população de baixa renda e tais construções tem exigido um alto número de manutenção corretiva devido a falhas construtivas encontradas frequentemente, pois tal produção tem seguido um contexto condicionado por fatores sociais e econômicos como construção em grande quantidade ao menor custo possível.

Apesar do avanço da tecnologia e dos métodos construtivos para combater o aparecimento de manifestações patológicas nas construções e garantir a sua qualidade, essa questão ainda é bastante presente na construção civil, principalmente em obras de habitações populares. As falhas vão desde a elaboração de projeto até a falta de manutenção trazendo, muitas vezes, riscos à saúde e segurança dos moradores dos imóveis o que está intimamente ligado à questão de durabilidade. Todas as fases como planejamento, elaboração de projetos, definição de materiais, execução e manutenção colaboram para a prevenção de manifestações patológicas, mas outros fatores importantes são o bom conhecimento técnico e o compromisso por parte do profissional responsável por cada etapa.

Essa pesquisa teve como metas inspecionar a qualidade de habitações populares entregues no bairro Lamarão na cidade de Aracaju- SE, identificar as falhas construtivas surgidas após um ano de utilização, e analisar as possíveis causas e os transtornos que as mesmas têm causado tanto para saúde quanto a segurança dos moradores.

### 2 Referencial Teórico

#### 2.1 Habitação Popular no Brasil

A questão habitacional se fez presente desde o final do século XIX, estendendo-se com maior gravidade ao longo do século XX, acompanhando o processo de desenvolvimento urbano, ou seja, a falta de moradia para a população carente no Brasil não é um problema novo na pauta de preocupações da época atual [1].

A oferta habitacional no Brasil, até a década de 1930, era uma responsabilidade do setor privado, sendo assim, as moradias ofertadas estavam voltadas às classes mais ricas. Com o fim da Primeira República, o Estado passou a interferir nessa produção, causando uma marginalização no setor rentista [2]. Em 1964 foi criado o Sistema Financeiro de Habitação (SFH), o mais ambicioso programa governamental para o setor habitacional jamais feito no Brasil, o qual financiou mais de seis milhões de novas habitações em seus mais de trinta anos de existência [3]. O autor [3], ainda comenta que o órgão central do SFH era o BNH (Banco Nacional da Habitação), o qual era responsável pelo gerenciamento do FGTS (Fundo de Garantia do Tempo de Serviço), pela normatização e fiscalização da aplicação dos recursos das cadernetas de poupança, e pela definição das condições de financiamento das moradias para os consumidores finais. Em 28 anos de atuação, o Sistema Financeiro da Habitação financiou a construção de 4,3 milhões de novas moradias, destas 2,4 milhões com recursos oriundos do FGTS para o setor popular, e 1,9 milhões com recursos do SBPE (Sistema Brasileiro de Poupança e Empréstimo) [4].

No início do governo Lula, 2003, o Ministério das Cidades foi criado com a responsabilidade de elaborar a Política Nacional de Desenvolvimento Urbano, incluindo uma nova política para o setor da habitação e no mesmo período, em 2005, foi criado o Fundo Nacional de Habitação de Interesse Social (FNHIS) que tem como objetivo somar todos os recursos para ações voltadas à habitação e direcioná-los para o atendimento às famílias de baixa renda, assim como novos programas de incentivo à construção e financiamento de

habitações populares, como o Crédito Solidário em 2004, o PAC (Programa de Aceleração do Crescimento) Urbanização de Favelas em 2007 e o Programa Minha Casa, Minha Vida (PMCMV) em 2009, mostrando a existência de uma Política Nacional de Habitação [5].

## 2.2 Durabilidade na Construção

De acordo com a Norma Brasileira 15575-2 [6], durabilidade do sistema estrutural é conservar a segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. A durabilidade não depende exclusivamente da propriedade do material, mas também do conhecimento das construtoras, pois muitas vezes a falta do mesmo faz com que os componentes produzidos não tenham uma durabilidade muito boa em um determinado ambiente [1].

A durabilidade de uma estrutura de concreto armado é a capacidade de a estrutura conservar as suas características estruturais e funcionais originais pelo tempo de vida útil esperado, nas condições de exposição para as quais foi projetada [7]. Em relação à durabilidade nas construções das habitações populares o autor [1] diz que, "tanto o governo como a sociedade poderão se beneficiar com o aumento da durabilidade, pois, se o governo investir numa habitação popular durável obterá uma redução com os custos de manutenção e reposição das obras de baixa durabilidade".

## 2.3 Qualidade na Construção

O conceito da qualidade evolui sempre acompanhando o ritmo das mudanças [8] e como podemos observar no quadro 1 o que ontem parecia certo, hoje já é ultrapassado.

**Quadro 1:** Posturas em relação à qualidade

ERRADO	CERTO
Obras de qualidade são luxuosas, caras e bonitas.	Obras de qualidade atendem às expectativas do cliente e necessidades do usuário.
Qualidade é conceito vago, subjetivo, impossível de medir; você só conhece quando vê.	Qualidade consiste no cumprimento dos requisitos e especificações do cliente.

Qualidade implica inspeção 100%, consertar o que saiu errado.	Qualidade é prevenir ocorrência de erros ou desvios em relação às especificações nas várias etapas do processo de produção.
Qualidade é função da produção, responsabilidade do departamento de controle da qualidade.	A responsabilidade pela qualidade é compartilhada por todos e exige total envolvimento dos funcionários.
Indicadores da produtividade já dão a medida da qualidade.	Indicadores da qualidade medem a satisfação do cliente; indicadores da produtividade medem a eficiência no uso de recursos.
Desperdício elevado e presença de patologias na construção são aceitáveis, são características próprias do setor.	Não se conformar com perdas e erros; promover melhorias contínuas, visando minimizar os desperdícios e erros em patamares cada vez mais inferiores.
Qualidade só pode ser introduzida na empresa através da contratação de especialistas no assunto.	Qualidade será alcançada através da liderança dos dirigentes da empresa e do comprometimento de todos os seus funcionários.

Fonte: Souza (1995).

Tendo em vista a necessidade de implantação dos sistemas de qualidade, foi lançado em 1992, o Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade no Habitat – PBQP-H, que é dividido em quatro níveis de certificação (D, C, B e A), e contempla os mesmos requisitos da ISO 9000. O programa visa alcançar todos os setores da construção civil ao longo da cadeia produtiva, apoiar o esforço brasileiro de modernização por meio da melhoria da qualidade, do aumento da produtividade e da redução de custos na construção habitacional [9]. É na etapa de projeto que acontece a concepção e o desenvolvimento do produto. A qualidade da solução do projeto determinará a qualidade do produto e, conseqüentemente, condicionará o grau de satisfação dos usuários finais [10].

Em relação à qualidade do material, o autor [11] fala que na construção civil, deve-se praticar o sistema de "compra técnica", levando em consideração requisitos de desempenho, previsão da vida útil, custos de reposição e de manutenção do produto, portanto, as compras devem ser feitas por profissional habilitado. O autor ainda fala sobre a importância da etapa de planejamento para obter uma obra de qualidade, pois se os projetos convencionais estabelecem "o que fazer" e "com quais materiais", resta definir "como fazer", "quem vai fazer", "onde e quando vai ser feito" e isso envolve projeto da produção,

englobando organização do canteiro, detalhamento dos processos, dimensionamento das equipes, definição de equipamentos e ferramentas, subcontratações, previsão das medidas de segurança, estabelecimento dos planos de inspeções e ensaios, concatenação das fases e etapas de construção num cronograma coerente no espaço e no tempo.

Checar a execução dos serviços evita a ocorrência de problemas nas etapas posteriores e garante a qualidade da obra como um todo, pois ela só é alcançada com a execução correta de cada serviço em particular [10]. Por fim, se espera que haja uma continuidade no Plano da Qualidade após o início da execução da obra. Essa relação pode ser diferente nos casos de obras públicas, onde geralmente a empresa construtora não estará envolvida desde a primeira etapa do processo, ou dos empreendimentos da iniciativa privada. Nesse último caso, é desejável a participação da equipe da construtora desde a fase de anteprojeto [12].

### 2.4 Patologia na Construção Civil

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” [13].

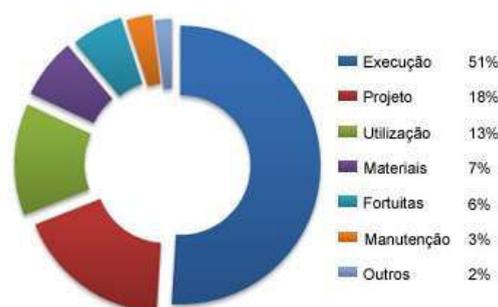
Em relação aos vícios, a NBR 13752 [14] define como anomalias que afetam o desempenho de produtos ou serviços, ou os tornam inadequados aos fins a que se destinam, causando transtornos ou prejuízos materiais ao consumidor. Os vícios podem decorrer de falha de projeto ou de execução, ou ainda da informação defeituosa sobre sua utilização ou manutenção.

Já em relação aos defeitos a NBR define como anomalias que podem causar danos efetivos ou representar ameaça potencial de afetar a saúde ou segurança do dono ou consumidor, decorrentes de falhas do projeto ou execução de um produto ou serviço, ou ainda de informação incorreta ou inadequada de sua utilização ou manutenção. Estudos mostram que um elevado percentual dos problemas patológicos nas edificações é originado nas fases de planejamento e projeto e essas falhas são geralmente mais graves que as relacionadas à

qualidade dos materiais e aos métodos construtivos. Isso se explica 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 [15].

No Brasil, as principais causas das patologias estão relacionadas à execução, como mostra o gráfico 1 [16]. Mesmo que as etapas anteriores sejam realizadas com sucesso, a obra pode apresentar patologias originadas pelo uso, pois a má utilização da edificação ou a falta de manutenção adequada pode implicar na qualidade e na segurança [17].

Gráfico 1: Incidência de Patologia no Brasil.



Fonte: <http://www.aecweb.com.br> (2015).

### 3 Metodologia

Essa pesquisa foi desenvolvida no conjunto habitacional Vitória da Resistência, situado na cidade de Aracaju, estado de Sergipe, no bairro Lamarão (zona norte da capital), produzido pela prefeitura de Aracaju com recursos do Governo Federal tendo como objetivo beneficiar às famílias que antes viviam em barracos na Invasão da Salina de São Marcos. Os imóveis começaram a ser entregues à população no dia 7 de setembro de 2014 através da Secretaria Municipal de Infraestrutura e da Secretaria Municipal da Família e Assistência Social de Aracaju- SE.

O conjunto tem um total de 410 habitações populares, sendo 21 casas adaptadas, e as unidades são compostas de dois quartos, um banheiro, uma sala e uma cozinha. Para realização

desse estudo, foi dado início a inspeção em campo onde foram feitas entrevistas com moradores através de um questionário elaborado pelo autor, mostrado no quadro 2.

**Quadro 2:** Questionário

1-Há quanto tempo habita o imóvel?
2-Quando o imóvel foi entregue, foi observada a existência de algum problema que comprometesse sua qualidade? Quais?
3-Se a resposta inicial for positiva, cite se houve agravamento ou aparecimento do mesmo problema em outras partes do imóvel durante o período de habitação.
4-Verificou o surgimento de outros problemas durante o período de habitação? Quais?
5-O usuário se recorda de algum fato que possa estar ligado ao aparecimento do (s) problema (s) observado (s)?
6-Você atribui o aparecimento do problema ou agravamento do mesmo devido às condições climáticas (por exemplo, períodos chuvosos) ou a algum problema de funcionamento próprio do imóvel, como vazamentos?
7-Já foram realizadas medidas para sanar e/ou prevenir o agravamento ou aparecimento dos problemas citados?
8-O usuário encontra-se satisfeito com a qualidade do imóvel? ( ) SIM ( ) NÃO
9-Qual a causa da insatisfação? ( ) LOCALIZAÇÃO ( ) FALTA DE INFRAESTRUTURA ( ) FALTA DE CONFORTO ( ) OUTROS
10-Sonho da casa própria atendido? ( ) SIM ( ) NÃO

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

As vistorias foram realizadas em 10% do total das habitações (41 casas). Estas escolhidas aleatoriamente para análise de forma a abranger uma amostragem representativa de casas em relação a localização e posição. As visitas foram realizadas em três dias distintos, sábado à tarde (dia 11 de abril de 2015), quarta-feira à tarde (dia 13 de maio de 2015) e na segunda-feira pela manhã (08 de junho de 2015). Todas as informações obtidas no local através do questionário foram acumuladas e organizadas para o entendimento dos problemas encontrados. As casas escolhidas para coleta de dados encontram-se ilustradas na figura 1.



**Figura 1:** Casas escolhidas para coleta de dados. Fonte: Google maps (2015).

## 4 Resultados

De forma geral, os imóveis apresentaram diversos problemas como: ausência de reboco, ausência de piso, ausência de pintura, umidade, problema nas instalações do banheiro, problema no telhado, utilização de materiais de baixa qualidade, entre outros. De todos os problemas citados, os que mais revoltam os moradores são a falta de reboco no interior das casas e a falta de piso, pois todas as casas do conjunto foram entregues sem piso e sem reboco.

A ausência de piso no interior das residências (figura 2) causa diversos transtornos à saúde e ao conforto dos moradores, pois o pó do cimento já levou muitas crianças a apresentarem quadros de alergia e até pneumonia por estarem expostas à poeira. Alguns moradores optaram por colocar piso por conta própria, pois nada foi feito em relação a isso por parte dos responsáveis pela obra das habitações.



**Figura 2:** Ausência de piso.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Além da falta de piso, outro problema geral é a falta de reboco, pois todas as casas visitadas foram entregues sem reboco, como mostra a figura 3. O reboco e a pintura só foram feitos na fachada das casas, nas laterais foram aplicados apenas chapisco (figura 4).



**Figura 3:** Ausência de reboco.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).



**Figura 4:** Vista Lateral.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Vários foram os problemas encontrados em relação às portas e janelas, pois muitas delas se encontram com problema na fechadura (figura 5)

causando falta de segurança aos moradores, levando-as a tomar atitudes para diminuir a insegurança, e também empenadas e inchadas (figura 6) devido à água que entra pelas mesmas quando chove.



**Figura 5:** Fechadura da porta.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).



**Figura 6:** Invasão da água da chuva.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Os moradores relataram que quando chove as portas não fecham e eles precisam improvisar fechaduras para se sentirem seguros. Empregar materiais de baixa qualidade e com vedação insuficiente pode acarretar problemas como infiltrações de água da chuva e conseqüentes manchas e bolores em paredes e pisos próximos às janelas e portas, portanto a possível causa dos problemas encontrados em relação a portas e janelas é devido à utilização de materiais de baixa qualidade, pois com menos de um ano de utilização já se encontram deterioradas e impróprias para uso.

Em 46% das casas os moradores relataram que a água que sai do chuveiro empoça e até escorre para os quartos quando na verdade deveria descer pelo ralo. Isso apresenta uma possível falha nas

etapas de projeto e/ou execução, pois deve ser especificado em projeto o nível do banheiro mais baixo que o nível da área de circulação, impossibilitando o escoamento da água para outros cômodos. Após a execução da superfície, deve ser feita a verificação da eficiência do caimento, por meio de instrumentos simples, como o indicador de nível para garantir o perfeito funcionamento.

A falta de acessórios também foi observada durante a pesquisa. Em 12% das casas visitadas os moradores relataram ter recebido sem a torneira da pia da cozinha e do banheiro (figura 7) e também sem o sifão da pia da cozinha, tendo que realizar o reparo para utilizá-la.



**Figura 7:** Pia sem torneira.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Outro problema que foi observado em 90% das casas está relacionado ao telhado. Os moradores relataram que há muita goteira e que essas goteiras causaram muitos prejuízos, pois alguns já perderam inclusive eletrodomésticos. A causa do aparecimento dessas goteiras foi, possivelmente, devido à má execução do madeiramento do telhado, e da utilização de números de telhas insuficientes o que resultou num cobrimento inadequado. Esse tipo de problema pode resultar em patologias futuras como eflorescência, manchas de umidade, apodrecimento do madeiramento, entre outras. Para sanar o problema, os próprios moradores fizeram os reparos no telhado.

Um aspecto que também pôde ser observado é presença de umidade nas paredes (figura 8) de algumas casas, isto devido fato do solo da região em que foi construído o habitacional ser um solo

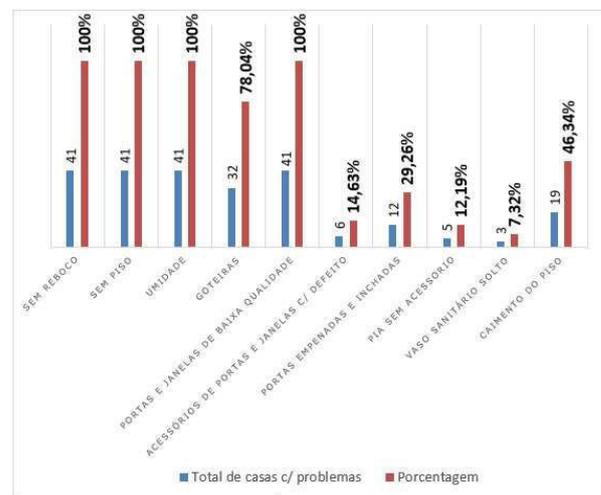
úmido, o que se agrava em dias de chuva, resultando em uma patologia chamada de umidade por capilaridade. A presença de umidade nas paredes pode ter sido ocasionada pela não impermeabilização da base da parede ou até a má execução da mesma.



**Figura 8:** Umidade nas paredes.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

No gráfico 2 encontram-se sumarizados os resultados das visitas realizadas as 41 casas do conjunto habitacional, bem como os resultados estatísticos dos problemas encontrados no conjunto habitacional para as casas inspecionadas.

**Gráfico 2:** Representação gráfica da estatística dos problemas observados.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Ainda com o intuito de compreender melhor o nível de insatisfação dos moradores foi realizada uma pesquisa de satisfação. Nesta pesquisa, surpreendentemente, a maioria dos moradores disse estar satisfeito com a nova moradia, mas os

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.693>

reais motivos estão relacionados com o fato deste local "ser melhor do que morar em um barraco" segundo a fala dos moradores. Porém, todos corroboram que a insatisfação está nas condições em que as casas foram entregues, não apresentando qualidade nenhuma, falta de conforto, localização ruim e falta de infraestrutura.

Os moradores também foram questionados sobre a realização por parte dos responsáveis pela obra de alguma medida para sanar ou prevenir o agravamento e o aparecimento dos problemas citados. Unanimemente os entrevistados responderam que por parte dos responsáveis pela obra até agora nada foi feito e que os consertos, para não agravar a situação, têm sido realizados pelos próprios moradores.

A fim de entender melhor a problemática da situação de entrega das residências, bem como das falhas construtivas encontradas o fiscal da Empresa Municipal de Obras e Urbanização (EMURB), também foi entrevistado. Segundo ele, os moradores já haviam sido informados desde o início que iriam receber as casas sem reboco e sem piso e que a responsabilidade dos acabamentos finais seria dos próprios moradores. Questionado sobre o fato das casas terem sido entregues há menos de um ano e já apresentarem deterioração de alguns materiais utilizados, como portas e janelas, o fiscal respondeu que os materiais utilizados na obra não são de primeira qualidade e que a verba disponibilizada para a obra das habitações populares foi curta, portanto os materiais utilizados foram o que couberam no orçamento. Porém, reforçou que durante dois meses após a entrega das chaves a construtora responsável pela execução dos serviços esteve disponível no local para realizar reparos. Ele ainda salientou que todas as falhas decorridas nesses dois meses foram corrigidas, porém não foram apresentados registros de controle de qualidade dos materiais utilizados ou da execução da obra.

### 5. Conclusões

Foi abordada neste estudo a qualidade das habitações populares entregues há menos de um ano à população de baixa renda do Conjunto Habitacional Vitória da Resistência, Aracaju- SE. De forma geral, são notórias as falhas construtivas decorrentes de execução e da utilização de materiais de baixa qualidade. A ausência de

reboco e piso nas casas demonstrou que as mesmas não foram entregues prontas para morar, não apresentando o mínimo de conforto que uma moradia digna pode oferecer.

O Art. 618 do Código Civil de 2002 assegura que nos contratos de empreitada de edifícios ou outras construções consideráveis, o empreiteiro de materiais e execução responderá, durante o prazo irredutível de cinco anos, pela solidez e segurança do trabalho, assim em razão dos materiais, como do solo. Portanto, os moradores dos imóveis apresentados têm total direito no que diz respeito aos reparos no prazo de cinco anos que nesse caso deveria ser de responsabilidade da construtora e não contratante (EMURB).

Os resultados estatísticos apresentados revelam que em 100% das casas não foram colocados piso e reboco, em 90% foram encontradas goteiras e em 100% das casas foram utilizados materiais de baixa qualidade em relação a portas e janelas, dentre outras falhas construtivas detectadas em menor escala. Este estudo demonstrou que todas as fases de um processo construtivo como projeto, execução e qualidade dos materiais utilizados devem ser respeitadas, pois a má execução de uma dessas etapas pode ocasionar transtornos à saúde dos moradores bem como prejuízos financeiros. O padrão de qualidade deve ser seguido também para habitações populares oferecendo uma habitação segura, acessível, durável e que promova bem-estar e conforto aos seus usuários.

### Referências

- [1] PINA, Gregório Lobo de. Patologia nas Habitações Populares. 2013. 102 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] BOTELHO, Adriano. O urbano em fragmentos: a produção do espaço e da moradia pelas práticas do setor imobiliário. São Paulo: Annablume; Fapesp, 2007.
- [3] SANTOS, Cláudio Hamilton M.. **Políticas Federais de Habitação no Brasil: 1964/1998**. Brasília: Ipea, 1999.

- [4] ARRETICHE, M. (2000) **Estado Federativo e Políticas Sociais: Determinantes da Descentralização**. 1 ed. Rio de Janeiro: Revan.
- [5] BALBIM, Renato; KRAUSE, Cleandro. Produção social da moradia: um olhar sobre o planejamento da Habitação de Interesse Social no Brasil. **Revista Brasileira de Estudos Urbanos e Regionais**, Recife, v. 16, n. 1, p.189-201, maio 2014. Semestral.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro, 2013.
- [7] OLIVEIRA, Daniel Ferreira. **Levantamento de causas de patologias na construção civil**. 2013. 107 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- [8] SOUZA, Roberto de et al. Sistema de Gestão da Qualidade para Empresas Construtoras. São Paulo: Pini, 1995.
- [9] SILVEIRA, Débora et al. Qualidade na construção civil: um estudo de caso em uma empresa da construção civil no rio grande do norte. In: Encontro Nacional de Engenharia de Produção, 22, 2002, Curitiba.
- [10] SOUZA, Roberto de; ABIKO, Alex. **Metodologia para Desenvolvimento e Implantação de Sistemas de Gestão da Qualidade em Empresas Construtoras de Pequeno e Médio Porte**. São Paulo: Escola Politécnica da Usp/departamento de Engenharia de Construção Civil, 1997.
- [11] THOMAZ, Ercio. Tecnologia, Gerenciamento e Qualidade na Construção. São Paulo: Pini, 2001. 331-341 p.
- [12] MELHADO, Silvio (1999). O plano da qualidade dos empreendimentos e a engenharia simultânea na construção de edifícios. São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [13] HELENE, P. R. L. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. 2. ed. São Paulo: PINI, 1992.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13752: Perícias de engenharia na construção civil**. Rio de Janeiro: Abnt, 1996.
- [15] VITÓRIO, Afonso. **Fundamentos da patologia das estruturas nas perícias de engenharia**. Recife: Instituto Pernambucano de Avaliações e Perícia de Engenharia, 2003.
- [16] AECWEB, Redação; PIANCASTELLI, Élvio Mosci. **Patologias do concreto**. Disponível em: <[https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/patologias-do-concreto\\_6160\\_0\\_1](https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/patologias-do-concreto_6160_0_1)>. Acesso em: 10 abr. 2015.
- [17] IANTAS, Lauren Cristina. **Estudo de caso: análise de patologias estruturais em edificação de gestão pública**. 2010. 58 f. Monografia (Especialização) - Curso de Pós Graduação em Construção de Obras Públicas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

# Estudo da Repassivação das Armaduras em Concretos Carbonatados através da Realcalinização Química com Solução de Hidróxido de Potássio

*Carbonated concrete steel repassivation study through chemical realkalisation with potassium hydroxide alkaline solution*

Fernanda Araújo <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-1316-1826](https://orcid.org/0000-0003-1316-1826)

Antônio Melo Neto <sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0003-3331-0577](https://orcid.org/0000-0003-3331-0577)

Paulo Helene <sup>3</sup>  [orcid.org/0000-0001-6442-7693](https://orcid.org/0000-0001-6442-7693)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, UFRPE – Campus do Cabo de Santo Agostinho (UACSA), Recife, Brasil,

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>3</sup> Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

**E-mail do autor principal:** Fernanda Araújo fernanda.wanderley@ufrpe.br

## Resumo

A corrosão das armaduras por carbonatação é um dos fenômenos mais frequentes de deterioração das estruturas de concreto no Brasil. Apesar de ser um fenômeno que vem sendo muito estudado nos últimos anos, existindo parâmetros e recomendações para evitar sua ocorrência desastrosa em obras novas, ainda há muitas dúvidas e possibilidades de estudo. Este artigo apresenta o método de realcalinização química (RAQ), através da absorção e difusão de soluções alcalinas na superfície do concreto carbonatado. Neste estudo foram utilizadas três espécies químicas para obtenção das soluções alcalinas: carbonato de sódio, hidróxido de potássio, e hidróxido de cálcio. Para avaliar a eficácia desta nova técnica de reabilitação, foram realizadas medidas de profundidade de carbonatação e de realcalinização, medidas eletroquímicas de potencial de corrosão e de espectroscopia de impedância eletroquímica (EIE) para a verificação do estado da armadura, ensaios de imersão, absorção e ascensão capilar em concretos de controle (referência), carbonatados e realcalinizados. Com os resultados obtidos foi possível verificar que a solução de hidróxido de potássio propiciou tanto a realcalinização do concreto carbonatado, como também foi eficaz na repassivação das armaduras despassivadas.

**Palavras-Chave:** Concreto armado. Realcalinização. Repassivação. Potencial de corrosão. EIE;

## Abstract

*The corrosion of steel reinforcements in concrete due the carbonation is one of the principal causes of concrete structures deterioration in Brazil. There are parameters and recommendations to prevent its disastrous occurrence in new construction. However, there are still many gaps in knowledge of rehabilitation techniques in carbonated concrete. This paper presents the method of chemical*

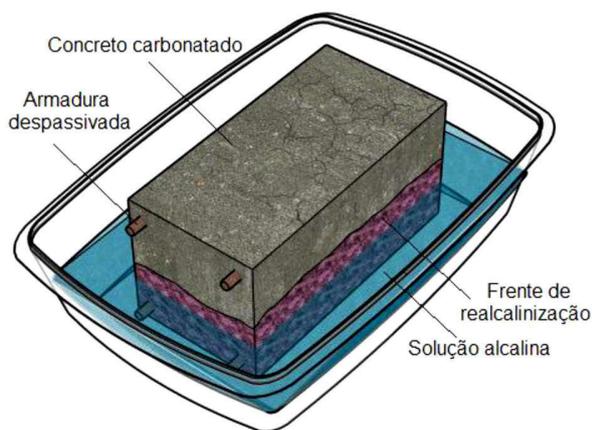
realkalisation (CRA), through the absorption and diffusion of alkalis in the carbonated concrete surface, as a new technique of rehabilitation. The experimental program was conducted in three set of concrete specimens: reference, carbonated and CRA treated. The CRA method was studied with three types of alkaline solutions: sodium carbonate, potassium hydroxide and calcium hydroxide. To evaluate the effectiveness of CRA treatment was carried out measures of depths of carbonation and realkalisation; electrochemical measurements of potential and electrochemical impedance spectroscopy (EIS) to verify the condition of steel bars; immersion, absorption and capillary tests. The results showed that solution of potassium hydroxide realkalised the carbonated concrete, and the alkaline solution was effective on the steel repassivation.

**Key-words:** Reinforced concrete. Realkalisation. Repassivation. Corrosion potential. EIS.

## 1 Introdução

A realcalinização química (RAQ) ou natural em concretos carbonatados tem a finalidade de elevar o pH deste concreto empregando soluções rica em álcalis, mas sem o uso de corrente elétrica.

A realcalinização química, ilustrada na Figura 1 [1] consiste na absorção e difusão de soluções alcalinas por ação capilar e de forças hidráulicas para o interior do concreto carbonatado, não dependendo de aplicação de campo elétrico e de fluxo de corrente, como é o caso da realcalinização eletroquímica.



**Figura 1:** Esquema da realcalinização química pelo método de imersão. Fonte: Reus (2017).

A realcalinização química do concreto carbonatado ocorre de fora para dentro, através dos capilares dos poros do concreto. Nos quais a forças hidráulicas farão com que a solução alcalina seja absorvida para o seu interior. Neste ínterim, os íons alcalinos contidos na solução reagem com os produtos contidos na água dos poros formando novos produtos.

formados propiciam a elevação do pH do concreto, assim como a fixação dos álcalis no interior do mesmo até atingir a região da armadura, provocando a sua repassivação [2].

Uma das soluções alcalinas estudadas para a realcalinização química dos concretos carbonatados foi a de hidróxido de potássio, na concentração molar de 2,5M [2]. Esta solução, de acordo com a autora, obteve a maior velocidade de realcalinização quando comparada com as outras duas soluções estudadas, a de carbonato de cálcio e uma mistura chamada de tripla. A velocidade de realcalinização química pelo método de imersão com a solução de hidróxido de potássio também foi comprovada através dos estudos realizados por pesquisadores da UFG [3 e 4] e da UFPR [1].

Assim, este trabalho teve como objetivo o estudo da eficácia da realcalinização química com solução de 2,5M de hidróxido de potássio na repassivação das armaduras imersas em concreto carbonatado. Os corpos-de-prova de concreto armado foram submetidos à carbonatação acelerada em uma câmara de carbonatação com teor de 10% de CO<sub>2</sub>, com umidade e temperatura controlada em 75±5% e 23±3°C, respectivamente.

Uma vez constatada a despassivação das armaduras pela carbonatação, os corpos-de-prova foram submetidos a ciclos de 2 dias de imersão em uma solução alcalina de KOH, e de 3 dias de secagem em estufa ventilada a 40°C, durante um período total de 47 dias. A verificação da passivação antes de iniciar a carbonatação acelerada do concreto, a despassivação e a repassivação foram conferidas através das técnicas eletroquímicas de medida de potencial de corrosão (Ecorr) com eletrodo de

referência de calomelano saturado e de Espectroscopia de Impedância Eletroquímica (EIE).

## 2 Materiais e Métodos

A relação água/cimento (a/c) adotada para a produção do concreto estudado teve como base o limite exigido pela norma brasileira "Projeto de estruturas de concreto - Procedimento" – NBR 6118 [5] para realização de estruturas de concreto armado, de a/c 0,65. Para tentar retratar, de forma adequada, a realidade dos concretos moldados nas obras foram definidas duas idades de cura, de 1 dia, e de 28 dias para as situações de cura em laboratório.

### 2.1 Preparação dos Corpos-de-Prova

Os corpos-de-prova foram prismáticos com dimensões de 10x12x4 cm, e no interior dos mesmos foram colocadas duas armaduras de aço carbono convencionais submetidas ao procedimento de limpeza da norma americana ASTM G1 [6]. As barras foram revestidas com fita isolante, deixando apenas dois trechos não revestidos. Um dos trechos foi na extremidade que ficou fora do corpo-de-prova com 2 cm de comprimento para conectar os equipamentos para a realização dos ensaios de medidas eletroquímicas. Esta região das barras foi uma aplicada uma graxa condutora de cobre a fim de proteger as armaduras durante a cura e a carbonatação acelerada. O outro trecho foi na região que ficou imersa no concreto de 3 cm de comprimento, que delimitou a região da barra a ser despassivada [7].

As fôrmas produzidas para realização da moldagem dos corpos-de-prova foram de PVC, de forma a não precisar aplicar desmoldante na sua superfície

Passada as primeiras 24 horas da moldagem foi dado início à desmoldagem e à cura. A cura de 1 dia foi o período de 24 horas no qual o concreto se encontrou ainda na fôrma coberto com o filme de PVC. A cura de 28 dias foi realizada após a desmoldagem, que ocorreu depois de 24 horas, na qual os corpos-de-prova foram colocados na câmara úmida (a 100% de umidade relativa) durante o período de 27 dias, completando assim os 28 dias de cura.

### 2.2 Verificação da Frente de Carbonatação e de Realcalinização

A verificação das frentes de carbonatação e de realcalinização foi realizada através da aspersão da fenolftaleína, o qual possibilitou a observação visual da área carbonatada na superfície recém fraturada dos corpos-de-prova sem armadura, chamado de "irmão". A metodologia para verificação da profundidade de carbonatação foi realizada conforme a recomendação da RILEM CPC-18 [8], sendo este o processo mais simples e de baixo custo para determinação da profundidade de carbonatação.

### 2.3 Carbonatação Acelerada

Depois de finalizada a cura, os corpos-de-prova aguardaram o período necessário para a formação da película de passivação (aproximadamente 3 meses). Após a constatação da passivação das armaduras, então os corpos-de-prova foram encaminhados ao ensaio acelerado de carbonatação.

A fim de carbonatar com rapidez os corpos-de-prova moldados, comprometendo o mínimo possível a matriz do concreto, o ensaio de carbonatação acelerada foi realizado com concentração de CO<sub>2</sub> de 10%, umidade relativa (UR) interna da câmara de 75±5% e temperatura controlada em 23±3°C.

### 2.4 Realcalinização Química (RAQ)

O sistema utilizado na realcalinização química, por absorção e difusão da solução de hidróxido de potássio P.A. na concentração molar de 2,5M, consistiu na realização de ciclos de imersão e secagem durante o tratamento. Cada ciclo durava 5 dias, onde nos dois primeiros dias os corpos-de-prova ficavam imerso na solução alcalina, e os três seguintes em uma estufa ventilada a 40°C para secar. Esses ciclos foram realizados para acelerar a penetração da solução alcalina no interior dos corpos-de-prova.

Durante a imersão dos corpos-de-prova em caixas com solução alcalina, a mesma teve o seu valor de pH monitorados a cada 3 dias, ao verificar a queda do

valor de pH em um ponto, a solução era imediatamente trocada.

## 2.5 Técnicas de Medidas Eletroquímicas

A finalidade deste ensaio foi verificar a condição eletroquímica da armadura no interior do concreto (passivada ou despassivada). A constatação do estado da armadura foi realizada através das técnicas eletroquímicas de medida do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ), através de um eletrodo de referência de calomelano saturado (ECS) conectado à um multímetro. E também da espectroscopia de impedância eletroquímica (EIE), através de um potenciostato e um detector de resposta em frequência (ou frequencímetro).

Uma vez que a maioria dos dados publicados em artigos, e na própria ASTM C876 [9], estabelece as faixas de probabilidade de corrosão no potencial obtido com o eletrodo de cobre/sulfato de cobre (ESC), torna-se interessante, a fim de facilitar as comparações entre artigos e trabalhos, a conversão do potencial obtido com o eletrodo de calomelano saturado (ECS) para o ESC. Segundo Wolyneć [10], para tanto é necessário subtrair aos valores de potencial encontrado com o ECS a constante de 0,074 V (ou 74 mV).

## 3 Materiais e Métodos

### 3.1. Passivação da Armadura no Interior do Concreto

A determinação da passivação foi necessária para verificar o tempo necessário para a formação da mesma. Uma vez que a formação dessa película ao redor da armadura não ocorre imediatamente com a concretagem das peças. De acordo com as bibliografias estudadas, é necessário aguardar um período de tempo para a camada de óxidos de ferro se formar ao redor da armadura, e pode demorar de 7 dias [11] à quatro meses [12].

A formação da película de passivação só foi detectada após 3 meses da moldagem dos corpos-de-prova. Durante todo esse período foram realizadas medidas periódicas de potencial de corrosão, as quais possibilitaram a constatação do aumento do potencial

de corrosão (menos eletronegativo) das barras com o passar do tempo. Ao final do segundo mês, a maioria das barras imersas no concreto de relação a/c 0,65 já apresentava um potencial de corrosão classificado com probabilidade de 5% ( $> -200$  mV).

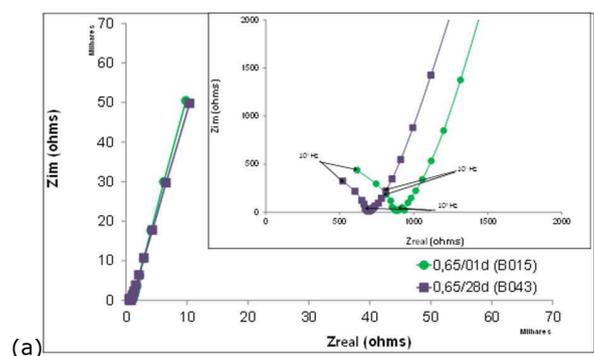
Com o intuito de esclarecer a dúvida quanto ao real estado da armadura, foram realizados os ensaios de EIE. Como esperado, os gráficos de EIE não deixaram qualquer dúvida quanto ao estado de passivação das armaduras, como pode ser observado nos gráficos da Figura 2.

Nos resultados de EIE obtidos durante o período de passivação da armadura, é possível observar a ascensão da curva do gráfico de Nyquist, característico de uma barra passivada (Figura 2 (a)). Qualitativamente a passivação da armadura é identificada pela ascensão constante da curva de Nyquist, e sem nenhum indício de fechamento do arco nas baixas frequências (menor que 10 Hz).

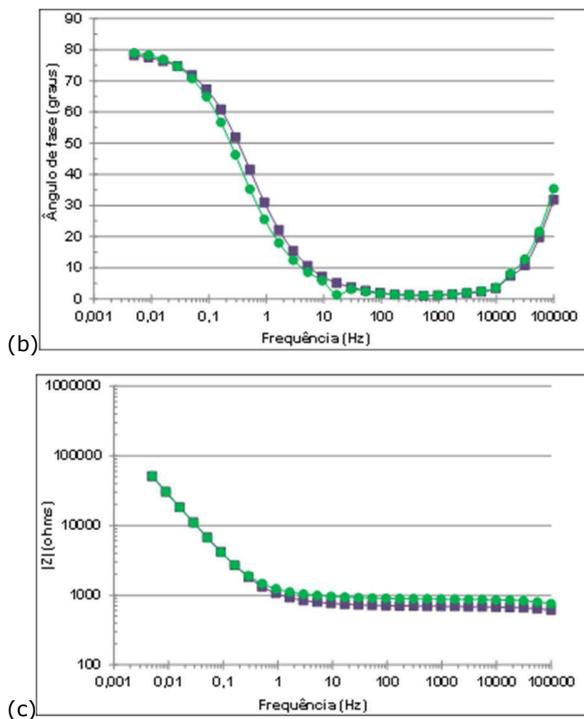
Na Figura 2 (b) é possível observar que os altos valores de ângulo de fase máximos na baixa frequência no gráfico de Bode, embora não estivessem bem definidos, todos ficaram na faixa de  $78^\circ$ , bem próximo ao valor máximo de  $90^\circ$ , quando o comportamento da célula é puramente capacitivo [13].

Na Figura 2 (c) a grande inclinação de  $|Z|$  para as frequências abaixo de 10 Hz, chega ao pico máximo de 51.400 ohms na frequência de 5 mHz, ou seja bastante resistivo à passagem de corrente elétrica.

Uma vez confirmada a formação da película de passivação, os corpos-de-prova foram colocados na câmara de carbonatação acelerada até que fosse constatada a total carbonatação do cobrimento do concreto, como também a despassivação das armaduras.



(a)



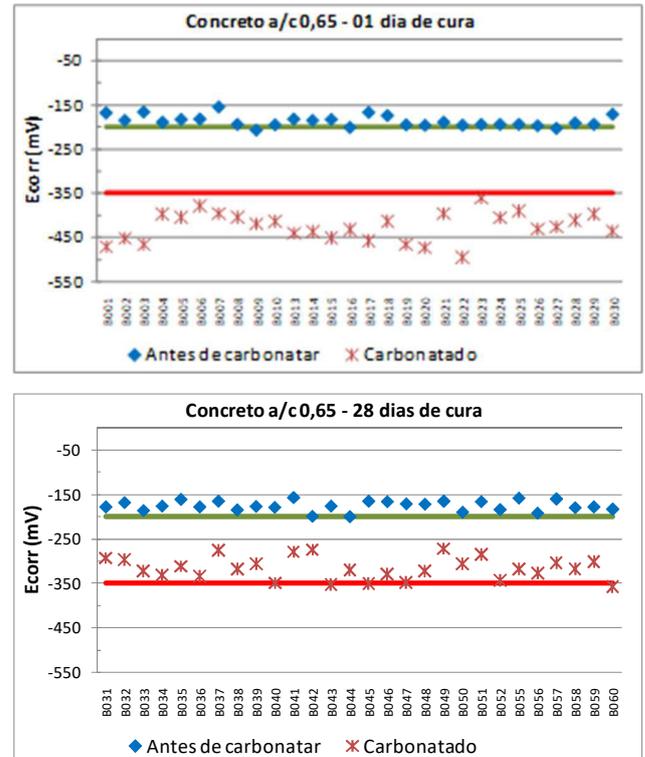
**Figura 2** - Evolução dos espectros de impedância obtidos em concretos com os diferentes tempos de curas (01 e 28 dias) antes da carbonatação aos 5 meses de idade: (a) Diagrama de Nyquist com ampliação entre 0 e 2000 ohms, (b) e (c) Diagramas de Bode. Fonte: A autora.

### 3.2. Despassivação da Armadura no Interior do Concreto

A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada através da fratura de corpos-de-prova moldados para esta finalidade, chamados de "irmãos" (corpos-de-prova também armados) dos que foram realcalinizados posteriormente, seguida da aspersão de uma solução alcoólica de fenolftaleína.

A determinação da despassivação da armadura através do potencial de corrosão somente foi realizada quando constatada a carbonatação do cobrimento dos corpos-de-prova "irmãos", através da aspersão de solução de fenolftaleína. As medidas de potencial de corrosão foram obtidas logo após a retirada dos corpos-de-prova da câmara de carbonatação acelerada sem a saturação dos mesmos. Ao verificar a alta eletronegatividade dos potenciais de corrosão, menor do que -350mV, indicando um potencial de probabilidade de corrosão de 95% (Figura 3), então eram iniciados aos ensaios de EIE (Figura 4), para

determinar o estado da armadura, de forma a corroborarem com os resultados de potencial.

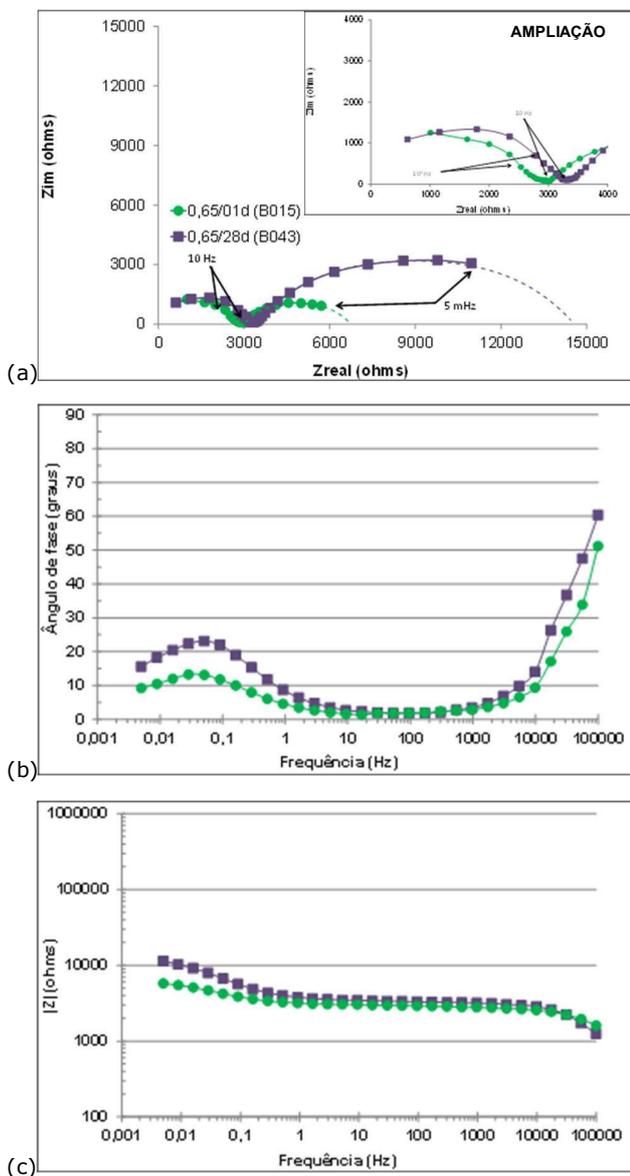


**Figura 3** - Resultados de potencial de corrosão (Ecorr) antes de iniciar a carbonatação acelerada (na idade de 3 meses) e depois de carbonatado todo o cobrimento da armadura (armaduras despassivadas). Fonte: A autora.

Corroborando com os resultados de Ecorr das barras de concreto a/c 0,65 com 28 dias de cura apresentando uma probabilidade de corrosão de 50%, os ensaios de EIE não deixaram dúvidas quando à despassivação das armaduras.

Na Figura 4 (a) utilizou-se uma ferramenta disponível no software "PowerSine" para realizar a extrapolação deste último arco incompleto, o que possibilita observar a tendência de fechamento do arco na amplitude do Zreal entre as frequências de 10Hz e 5mHz, que é característico em barras despassivadas.

## Estudo da Repassivação das Armaduras em Concretos Carbonatados através da Realcalinização Química com Solução de Hidróxido de Potássio



**Figura 4** - Evolução dos espectros de impedância obtidos em concretos com diferentes tempos de curas (01 e 28 dias) totalmente carbonatados: (a) Diagrama de Nyquist com ampliação entre 0 e 4000 ohms, (b) e (c) Diagramas de Bode. Fonte: A autora.

Na Figura 4 (b) os ângulos de fase obtidos são bem menores do que os encontrados na Figura 3 (b), que eram de aproximadamente  $80^\circ$ , e agora entre  $23^\circ$  e  $13^\circ$ , característico de uma barra em estado de corrosão.

No diagrama de Bode da Figura 4 (c), o processo corrosivo é verificado pela mudança de inclinação do  $|Z|$  em função da frequência, que na Figura 2 (c)

chegava a ordem de 51.000 ohms, ou seja, agora se encontra bem menos resistivo à passagem de corrente na baixa frequência.

Outro dado importante é o deslocamento das curvas de Nyquist (Figura 4 (a)) para a direita. Este deslocamento indica o aumento da resistência ôhmica de cada um dos concretos.

Com a comparação da ampliação da Figura 4 (a) com a da ampliação da Figura 2 (a), é possível observar o aumento da resistência ôhmica com a carbonatação. A carbonatação reduz a porosidade do concreto devido a formação de carbonato de cálcio nos poros do concreto. O carbonato de cálcio formado tem um volume maior do que o hidróxido de cálcio (um dos produtos formados na hidratação do clínquer), que estava originalmente nos poros. Desta maneira ocorre a redução da porosidade, e a resistência à passagem de corrente aumenta, ou seja, a resistência ôhmica, que é praticamente a resistividade elétrica, aumenta.

Após a confirmação da despassivação da armadura nos concretos carbonatados através dos ensaios de potencial de corrosão e de EIE, foi dado início aos processos de realcalinização química (RAQ).

### 3.3. Repassivação da Armadura no Interior do Concreto

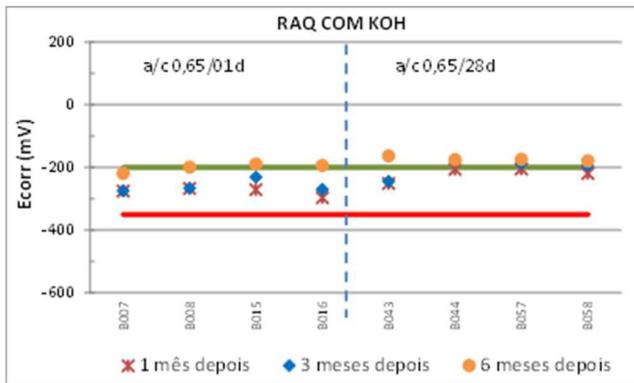
A repassivação da armadura no interior do concreto ocorreu sem a indução de corrente elétrica, somente através da imersão dos corpos-de-prova na solução de 2,5M de hidróxido de potássio, promovendo a absorção e a difusão das soluções alcalina para o interior do concreto carbonatado (realcalinização química - RAQ).

A identificação da recuperação da película de passivação foi realizada a partir da obtenção de valores de potencial de corrosão menos eletronegativo ( $> -200$  mV). Além da identificação da curva de Nyquist sem a formação do último arco no ensaio de EIE.

Os corpos-de-prova imersos na solução de hidróxido de potássio depois de 47 dias apresentaram total realcalinização do cobrimento.

As primeiras medidas de potencial de corrosão (Figura 5) foram realizadas logo após a finalização dos

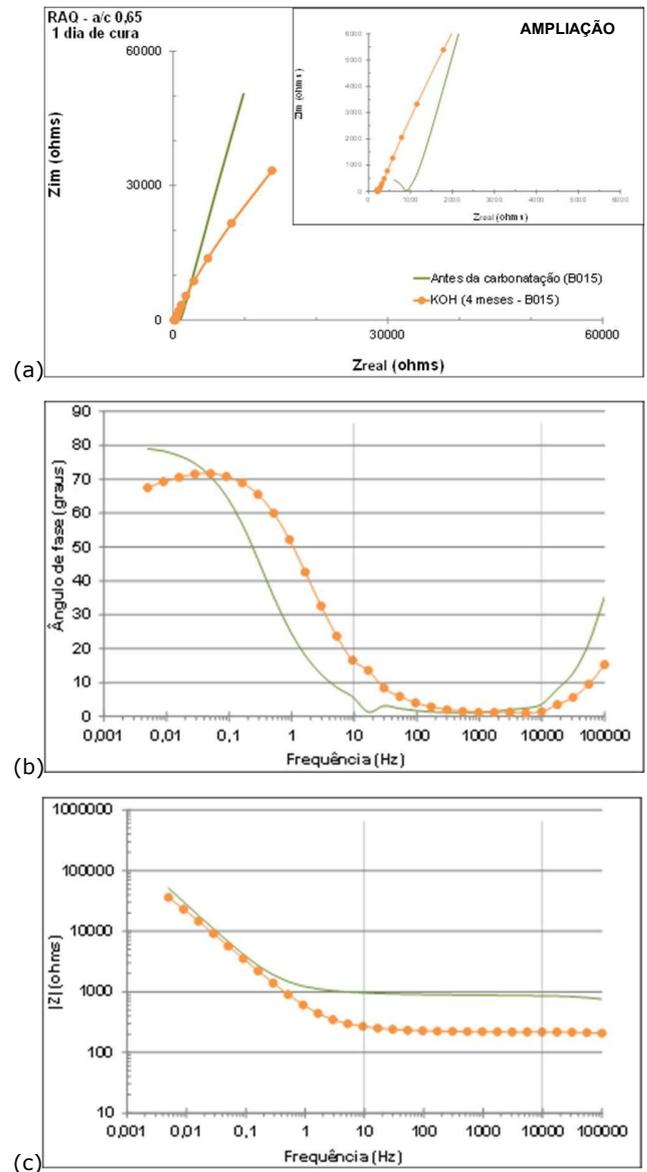
ensaios com os corpos-de-prova ainda saturados. Assim como a constatação da realcalinização pela aspersão dos indicadores colorimétricos de pH no cobrimento do concreto, foi possível verificar a repassivação da armadura após 3 meses de finalizado o tratamento de RAQ. No gráfico da Figura 5 é possível observar a evolução do potencial de corrosão com 1, 3 e 6 meses após finalização da RAQ.



**Figura 5** - Evolução do potencial de corrosão logo após a finalização do tratamento, e com 1, 3 e após 6 meses de finalização da RAQ com os corpos-de-prova com 1 dia e 28 dias de cura. Fonte: A autora.

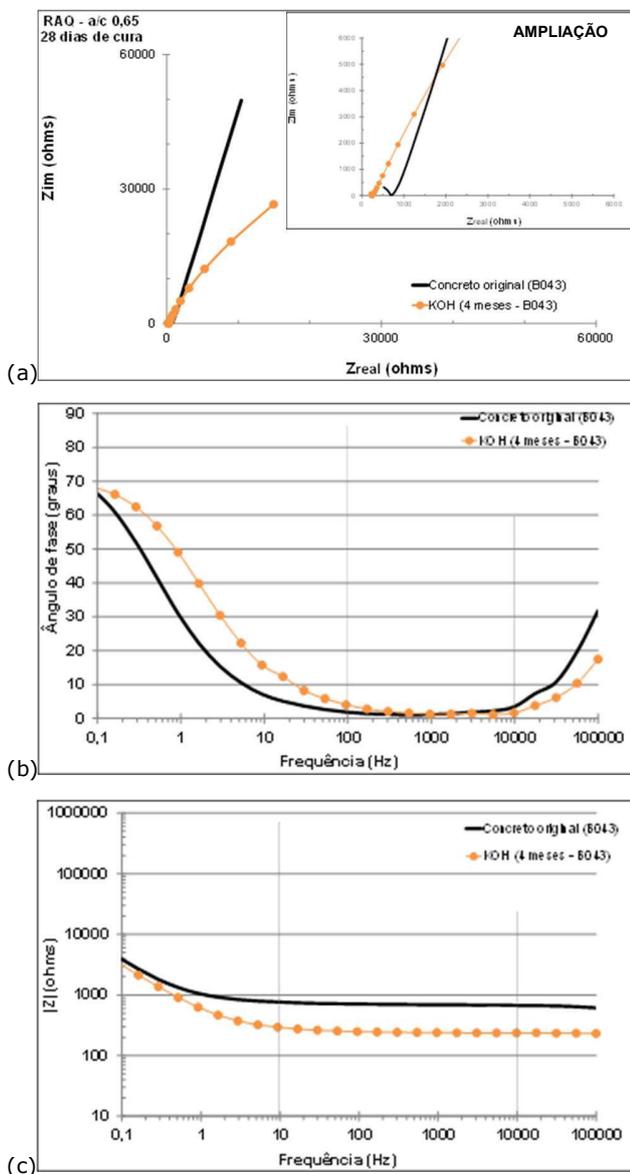
A solução alcalina de hidróxido de potássio depois de três meses já apresentava potenciais de corrosão eletropositivo, mantendo-se na faixa de probabilidade de corrosão inferior a 5% (-200 mV). Isto aconteceu devido a sua capacidade de realcalinizar o concreto ao redor da armadura, propiciando a repassivação da mesma.

Aos 4 meses de finalizado o tratamento foram realizados os ensaios de EIE com os corpos-de-prova realcalinizados com a solução alcalina de hidróxido de potássio. Nas Figuras 6 e 7 é possível observar a situação de passivação das armaduras antes da carbonatação e depois de 4 meses de finalizado o tratamento de RAQ.



**Figura 6** - Evolução dos espectros de impedância nas armaduras imersas no concreto de relação a/c 0,65 e tempos de cura de 1 dia: (a) Diagrama de Nyquist, (b) e (c) Diagramas de Bode. Fonte: A autora.

## Estudo da Repassivação das Armaduras em Concretos Carbonatados através da Realcalinização Química com Solução de Hidróxido de Potássio



**Figura 7** - Evolução dos espectros de impedância nas armaduras imersas no concreto de relação a/c 0,65 e tempos de cura de 28 dias: (a) Diagrama de Nyquist, (b) e (c) Diagramas de Bode. Fonte: A autora.

A utilização da solução de hidróxido de potássio apresentou um bom comportamento após a RAQ, com valores de ângulo de fase bem próximos aos de antes da carbonatação, e valores de impedância bastante altos.

## 4 Conclusões

Com relação ao concreto após a realcalinização química com hidróxido de potássio, a resistência ôhmica do concreto após a carbonatação foi maior do que no concreto de controle (referência). Este comportamento confirma o que é relatado na bibliografia, onde a carbonatação, do ponto de vista apenas do concreto, proporciona o fechamento dos seus poros. Com a RAQ o concreto apresentou uma resistência ôhmica menor do que no concreto de controle (referência). Ou seja, este ensaio mostrou que provavelmente os compostos formados em razão da RAQ com a solução ocupam um espaço menor do que os compostos formados originalmente durante a hidratação do cimento.

De acordo com o levantamento bibliográfico realizado, a solução de hidróxido de potássio é considerada como a solução alcalina mais propícia para utilizar na realcalinização química. No entanto, os potenciais de corrosão obtidos nas barras após o tratamento com a técnica de RAQ ainda se mostraram mais eletronegativos, do que o esperado. No entanto, nos resultados de EIE, a solução apresentou resultados de impedância, de  $|Z|$  e de ângulo de fase próximos aos da barra antes da despassivação, o que indica uma eficiência no processo de repassivação da armadura.

É importante ressaltar, que, de acordo com a bibliografia estudada, o estágio de propagação no qual a corrosão se encontra vai ser determinante para o sucesso ou insucesso da realcalinização. Assim, caso a armadura se encontre em um estágio avançado de corrosão, é possível que a RAQ não proporcione a sua repassivação.

## Referências

- [1] RÉUS, G. C. Realcalinização química como meio de recuperação de estruturas de concreto armado carbonatadas. 2017. 97f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- [2] ARAÚJO, F. W. C. Contribuição à viabilização da técnica de realcalinização do concreto carbonatado através da absorção/difusão de soluções alcalinas. 2004. 157f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

[3] SÁ, R. R. Influência da realcalinização por meio da absorção/difusão de soluções alcalinas na resistência à compressão do concreto, na aderência de tintas e vernizes e na repassivação da armadura. 2006. 155f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

[4] MOREIRA, C. Realcalinização de estruturas de concreto carbonatado com utilização de gel saturado de solução alcalina. 2006. 123f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

[5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

[6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM-G1. Standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia. 2003.

[7] ARAÚJO, F. W. C. Estudo da repassivação das armaduras em concretos carbonatados através da técnica de realcalinização química. 2009. 212f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

[8] RILEM. Measurement of hardened concrete carbonation depth. RILEM CPC-18 Recommendation. Materials and structures journal, v. 21, p. 453-455, 1988.

[9] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM-C876: Standard test method for half-cell potential of uncoated reinforcing steel in concrete. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia. 1991.

[10] WOLYNEC, S. Técnicas eletroquímicas em corrosão. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo-EDUSP, 2003. 166p.

[11] POURSAEE, A.; HANSSON, C.M. Reinforcing steel passivation in mortar and pore solution. Cement and Concrete Research, v. 37, p. 1127–1133, 2007.

[12] ARAÚJO, F. W. C.; FIGUEIREDO, E. P.; HELENE, P. Contribuição para a viabilização da técnica de realcalinização do concreto carbonatado: repassivação da armadura. In. 49º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2007. Bento Gonçalves, Brasil. 2007.

[13] AOKI, I.V. Corrosão e Processos de Proteção em Materiais Metálicos. Apostila de aula: Disciplina: PQI5760. 3º Quadrimestre de 2008. Universidade de São Paulo – USP. São Paulo, Brasil.

# Análise das Manifestações Patológicas Presentes nas Fachadas de um Casario Tombado no Município de Pesqueira-PE

Juliane Monteiro Pires <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-8176-3664](https://orcid.org/0000-0001-8176-3664)

Dione Luiza da Silva <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-2101-4511](https://orcid.org/0000-0002-2101-4511)

Emília Rahnemay Kohlman Rabbani <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-4016-5198](https://orcid.org/0000-0002-4016-5198)

Ismaylly Michel Silva do Nascimento <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-7431-4406](https://orcid.org/0000-0001-7431-4406)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

E-mail do autor principal: Juliane Monteiro Pires [mpiresjuliane@outlook.com](mailto:mpiresjuliane@outlook.com)

## Resumo

O tombamento de um patrimônio arquitetônico determina que suas características visuais, históricas, culturais e estruturais sejam preservadas, conservando seus elementos de origem. Este estudo tem como objetivo realizar um pré-diagnóstico das intempéries presentes nas fachadas de seis edifícios pertencentes a um casario situado na Rua Cardeal Arcoverde, centro do município de Pesqueira, localizado no estado de Pernambuco, tombado pela FUNDARPE, datado da origem do município, no início do século XIX. O método utilizado foi baseado na metodologia de Lichtenstein e consiste em inspeção visual através de um registro fotográfico dos edifícios, identificando os problemas apresentados e comentando suas possíveis causas. Os resultados mostraram que a maior parte das manifestações apresentadas foram causadas pelo baixo nível de impermeabilidade dos elementos do revestimento, causando acúmulo de umidade que, associada a alta amplitude de temperatura, causa problemas como fissuras e desagregação dos elementos da fachada, chegando a índices de 40% e 27% respectivamente, uma provável consequência da qualidade dos materiais e da idade da construção. A ausência de manutenção e soluções preventivas adequadas pode levar ao desgaste desses edifícios, prejudicando não somente seus componentes visuais, como também sua estrutura, a partir disso, enfatiza-se a importância da inspeção, reparo, monitoramento e conservação dessas edificações.

**Palavras-Chave:** *Inspeção; Conservação; Patrimônio Arquitetônico.*

## Abstract

*The tipping of an architectural patrimony determines that its visual, historical, cultural and structural characteristics are preserved, conserving its elements of origin. This study aims to make a pre diagnosis of the weather in the facades of six buildings belonging to a house located in Cardeal Arcoverde street, center of the municipality of Pesqueira, located in the state of Pernambuco, registered by FUNDARPE, dating from the origin of the municipality in the early nineteenth century.*

*The method used was based on the methodology of Lichtenstein and consists in the characterization of the region and visual inspection through a photographic registry of the buildings, identifying the presented problems and commenting on its possible causes. The results showed that most of the presented manifestations were caused by the low level of impermeability of the elements of the coating, causing accumulation of humidity that, associated with high temperature range, causes problems such as cracks and disintegration of the facade's elements, reaching indexes of 40% and 27% respectively, a likely consequence of the quality of materials and the age of construction. The lack of maintenance and adequate preventive solutions can lead to the wear and tear of these buildings, damaging not only their visual components, but also their structure, from this, the importance of the inspection, repair, monitoring and conservation of these buildings is emphasized.*

**Key-words:** *Inspection; Conservation; Architectural Patrimony.*

## 1 Introdução

Os patrimônios arquitetônicos carregam aspectos históricos e culturais da formação social da civilização. A história da cidade de Pesqueira-PE data do século XVIII, quando os portugueses, em uma de suas explorações territoriais, encontraram uma aldeia denominada Ararobá, localizada na serra do Ororubá, onde habitavam os índios Xucurus, da nação dos tapuias. Os jesuítas colonizadores fundaram um convento e uma capela na aldeia de Ararobá, que, em 1772, se tornaria sede do município, sendo renomeada para Cimbres. Pela dificuldade da localização para fins comerciais, a sede foi transferida para a vila Santa Águeda de Pesqueira no ano de 1836, sendo assim denominada devido a Fazenda do Poço do Pesqueiro, propriedade de um dos líderes da vila. No ano de 1836, a vila tornou-se município e passou a ser chamada de Pesqueira (IBGE, 1958) [1].

O tombamento do casario da Rua Cardeal Arcoverde foi aprovado pelo Conselho Estadual de Preservação do Patrimônio Cultural (CEPPC) no dia 27 de abril de 2017, sendo composto por seis imóveis que datam da origem do município, no século XIX, conservando as características construtivas, tipologias e gabaritos. As fachadas desses edifícios carregam a história da origem da cidade entre detalhes arquitetônicos, formas e cores que caracterizam o período neoclássico brasileiro.

Freitas *et al.* afirma que as fachadas são importantes não somente pela representação visual, mas por propriedades mecânicas que garantem a durabilidade e desempenho das edificações [2], além

disso, como afirma Veiga et al. [3] “as argamassas antigas contam-nos a história tangível e intangível das gerações anteriores, garantindo autenticidade histórica, material e arquitetônica da apresentação dos imóveis ancestrais”.

O objetivo deste estudo é caracterizar as intempéries presentes na fachada de um patrimônio histórico na cidade de Pesqueira, causadas por agentes agressivos, que podem comprometer a durabilidade e desempenho.

## 2 Visão Sistêmica Sobre a Investigação de Patrimônios Históricos

A conservação de edificações tombadas segue uma série de parâmetros, previamente definidos, buscando a conservação dos elementos construtivos em geral que compõem, como um todo, o valor e a autenticidade do patrimônio arquitetônico.

A carta elaborada pelo ICOMOS (2003) – International Council on Monuments and Sites – traz princípios, que apresentam conceitos básicos de conservação, e linhas de orientação, que contém regras e a metodologia a ser seguida pelo projetista, estes princípios serão discutidos a seguir.

### 2.1 Princípios

No contexto geral, os patrimônios históricos seguem critérios individuais, pois variam de acordo com o contexto histórico e cultural em que está inserido, seus valores não são definidos somente pela

estética, mas pela integridade de seus componentes, enfatizando a preservação de suas características originais. A restauração de qualquer elemento componente é um meio para um fim, que é a conservação da edificação como um todo, portanto deve-se levar em conta todos os requisitos de segurança.

A recuperação dos patrimônios históricos segue os passos de uma avaliação médica, sendo eles: anamnese (levantamento e investigação de dados sobre a estrutura), diagnóstico (determinação dos agentes de degradação), terapia (medidas de recuperação) e controle (acompanhamento da eficiência das intervenções). A interação dessas etapas em sequências repetitivas durante o processo de restauro é fundamental para a redução de custos e impacto mínimo sobre a estrutura (ICOMOS, 2003) [4].

## 2.2 Manifestações Patológicas em Fachadas

De acordo com a NBR 13755 (ABNT, 1996):

Revestimento externo é um 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 da chuva, umidade, agentes atmosféricos, desgaste mecânico oriundo da ação conjunta do vento e partículas sólidas, bem como dar acabamento estético [5].

Em suma, os revestimentos assumem a função de proteção externa das estruturas enquanto trazem características visuais que representam os aspectos culturais arquitetônicos de acordo com o tempo e o contexto em que a construção está inserida.

Os agentes de degradação são definidos pela NBR 15575 (ABNT, 2013) [6] como "tudo aquilo que agindo sobre um sistema contribui para reduzir seu desempenho". Fatores como temperatura, umidade, tipologia construtiva, uso inadequado e ausência de manutenção influenciam no surgimento de manifestações patológicas que ensejam perda de durabilidade da edificação.

Um dos fatores a serem considerados na análise de problemas nos edifícios históricos é a

época da sua construção, devido à tipologia e qualidade do material utilizado. As argamassas antigas eram essencialmente constituídas de várias camadas de uma mistura de cal aérea, água e agregados finos e, em alguns casos, fragmentos de materiais cerâmicos, com a adição de materiais pozolânicos quando necessário (FARIA, 2004) [7]. Esse tipo de revestimento fornece aumento de resistência devido à propriedade da cal em distribuir os esforços, bem como estanqueidade provinda da quantidade de camadas, porém, com a perda da sua vida útil e o desgaste natural do material, a estrutura torna-se fragilizada.

As principais intempéries observadas em fachadas de revestimento argamassado são os problemas causados pela umidade e ausência ou déficit de iluminação, os desgastes provenientes de movimentações estruturais, recalques e excesso de carregamento e o descolamento do reboco em placas ou empolamento, característicos de defeitos construtivos.

Os problemas causados pela umidade nos edifícios antigos dão-se principalmente pela frequência de marquises e a ausência de sistemas de escoamento adequados como drenos e pingadeiras, além da ausência de manutenção, o acúmulo de água nesses elementos causa desgaste do material, propicia a ação de microrganismos (húmus, fungos e mofo), facilita a lixiviação e, conseqüentemente, o surgimento de eflorescência, podendo causar até mesmo a desagregação por perda de aderência e resistência mecânica.

As fissuras e rachaduras surgem, na maioria das vezes, da movimentação da estrutura, seja o recalque do solo devido a escavação em obras adjacentes, uso indevido da estrutura, causando sobrecarga e esforços adicionais, ou até mesmo o trabalho de dilatação térmica e higroscópica da argamassa de revestimento. Essas fissuras devem ser observadas com cautela por atuarem como porta de entrada de agentes agressivos na estrutura.

Por fim, tem-se as manchas e sujeiras causadas por poluentes presentes no ar, dejetos de animais e falhas de execução e acabamento que comprometem não somente o aspecto visual da edificação, como pode ser prejudicial aos seus componentes construtivos (PERES; BONIN, 2011) [7].

## Análise das Manifestações Patológicas Presentes nas Fachadas de um Casario Tombado no Município de Pesqueira-PE

A Tabela 1 traz informações sobre as principais doenças ocorrentes nas fachadas:

**Tabela 1:** Manifestações Patológicas e suas causas

Problemas	Causas
Manifestações causadas por umidade: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eflorescência</li> <li>• Mofo</li> <li>• Bolor</li> <li>• Vesículas</li> <li>• Manchas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Infiltração</li> <li>• Condensação</li> <li>• Processos construtivos inacabados</li> <li>• Capilaridade</li> <li>• Absorção</li> <li>• Percolação</li> <li>• Ausência de dreno, pingadeira ou calha</li> </ul>
Fissuras, Trincas e Rachaduras	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recalque</li> <li>• Movimentos estruturais</li> <li>• Contração</li> <li>• Esforços excessivos (tração e compressão)</li> <li>• Dilatação térmica ou higrométrica</li> </ul>
Descolamento do revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Movimentos estruturais</li> <li>• Dilatação térmica</li> <li>• Baixa aderência</li> <li>• Materiais inadequados</li> <li>• Ações do meio</li> <li>• Falhas de execução</li> <li>• Baixa resistência do revestimento</li> </ul>
Manchas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elementos construtivos</li> <li>• Ações do vento e chuva</li> <li>• Poluentes atmosféricos</li> </ul>

Fonte: Traduzido e adaptado (PERES; BONIN, 2011).

### 3 Metodologia

O método utilizado como referência no estudo foi proposto por Lichtenstein (1986) [8], onde, a

partir da análise das manifestações, elabora-se um roteiro de medidas reparativas, porém, como o objetivo do trabalho não é fazer análise das ações reparativas, e sim propor um pré-diagnóstico das manifestações presentes nas fachadas, optou-se por utilizar um modelo adaptado, como observado na Figura 1.

Dentro da metodologia, foi criado um sistema de avaliação que determina o grau de ocorrência das manifestações patológicas a partir do nível de agressão e a quantidade de regiões afetadas.



**Figura 1:** Metodologia para investigação de fachadas. Fonte: Adaptado de Lichtenstein (1986).

## 4 Estudo da Ação de Agentes Agressivos no Casario

### 4.1 Características do Objeto de Estudo

O casario da Rua Cardeal Arcoverde, localizado no centro do município de Pesqueira, composto pelos imóveis de número 23, 39, 49, 57,65 e 71, datam do início do século XIX, quando a sede da vila de Cimbres foi transferida para um local mais central, aos pés da serra do Ororubá, ganhando título de município, sendo o seu nome originado da fazenda do Poço Pesqueiro.

O conjunto de imóveis resguardou as características e tipologias construtivas originais, conservando vestígios da história da cidade, que ainda hoje preserva o formato de espinha dorsal, onde a via principal, com residências de estilo neoclássico que alternam espaço com pequenos edifícios comerciais, igrejas e a antiga fábrica peixe, percorre os extremos da cidade, conservando as características do período de

colonização, mescladas com a cultura indígena e os laivos do período de revolução industrial que causou um crescimento acelerado na região (FUNDARPE, 2017) [9].

O município de Pesqueira encontra-se na região do Vale do Ipojuca, no agreste pernambucano, com 08°21'28" de latitude sul, 36°41'45" de longitude oeste, 645 metros de altitude, aproximadamente 981 km<sup>2</sup> de área territorial, distando 215 km da capital do estado (IBGE, 2015) [10]. A região possui clima semiárido, com temperaturas que chegam a variar de 9,8°C a 38,8°C, com umidade relativa do ar de média a alta e um histórico de alto índice pluviométrico entre os meses de Maio e Agosto, apesar da recente seca enfrentada pela região, dados da APAC (2017) [11] e INMET (2017) [12].

## 4.2 Imóvel nº 23

O imóvel de número 23 é constituído pela igreja de Nossa Senhora Mãe dos Homens e uma edificação adjacente, pertencente à diocese de Pesqueira. Segundo Galvão (1924 apud NASCIMENTO, 2012) [13], a igreja data de 1822, sendo a primeira capela fundada após a transferência da sede para o município. A Figura 2 traz imagens da sua fachada.

A edificação apresentou destacamentos de elementos por toda a fachada, como na Figura 3, manchas e presença de lodo nos pontos de concentração de água, vistos na Figura 4, e aberturas causadas por esforços adicionais nas marquises e arcos das portas e janelas, como na Figura 5. A ausência de mecanismos de escoamento de água como drenos e pingadeiras, manutenções de conservação e a antiguidade do material e das tipologias construtivas são possíveis agentes degradadores.



Figura 2: Fachada do Imóvel nº 23.

Fonte: Autores (2017).

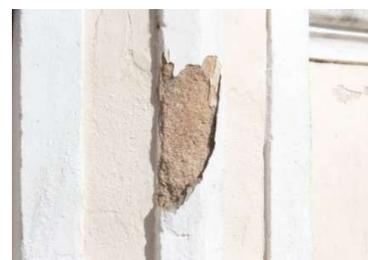


Figura 3: Desagregamento do revestimento na fachada do Imóvel nº 23.

Fonte: Autores (2017).



Figura 4: Manchas de lodo e aberturas.

Fonte: Autores (2017).



Figura 5: Abertura no arco da esquadria.

Fonte: Autores (2017).

## 4.3 Imóvel nº 39

No imóvel de número 39, situa-se a residência da família Maciel, denominada "Solar dos Maciéis", onde residiu o político e escritor José de Almeida Maciel, sua fachada é apresentada na Figura 6. Com estilo neoclássico do início do século XIX, a residência encontra-se em bom estado de conservação de suas características originais.

## Análise das Manifestações Patológicas Presentes nas Fachadas de um Casario Tombado no Município de Pesqueira-PE

A residência apresenta alguns empolamentos, bolhas (vesículas), detalhadas na Figura 7, e um trecho com manchas e fissuras no revestimento, apresentados na Figura 8, prováveis consequências da concentração de umidade devido às fortes chuvas nos meses antecedentes à inspeção.



**Figura 6:** Fachada do imóvel nº 39.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 7:** Vesículas.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 8:** Manchas de umidade e aberturas.  
Fonte: Autores (2017).

### 4.4 Imóvel nº 49

O imóvel de número 49 constitui em uma residência que apresenta sinais de abandono, apesar de conservar suas características de origem. Não foram identificados antigos proprietários ou moradores.

A residência apresenta manifestações patológicas, como deterioração dos elementos de revestimento (chegando a atingir a alvenaria em algumas regiões), detalhadas nas Figuras 9, 10, 11 e 12.



**Figura 9:** Fachada do imóvel 49.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 10:** Ausência de revestimento.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 11:** Manchas de umidade, empolamento e aberturas no revestimento.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 12:** Desagregamento.  
Fonte: Autores (2017).

#### 4.5 Imóvel nº 57

A edificação número 57 é uma residência que possui atuais proprietários, apresenta alguns sinais de deterioração da fachada. O revestimento aparenta estar danificado por ações da chuva e vento e possui pequenas fissuras, as esquadrias estão bastante danificadas, como observado nas Figuras 13, 14, 15 e 16.



**Figura 13:** Fachada do imóvel nº 57.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 14:** Vesículas recorrentes de acúmulo de umidade.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 15:** Manchas de umidade, vesículas e aberturas.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 16:** Descolamento de revestimento e aberturas no canto da esquadria.  
Fonte: Autores (2017).

#### 4.6 Imóvel nº 65

O imóvel de número 65 é uma residência que possui morador (ausente no momento da inspeção), o único que possui as esquadrias conservadas apesar de possuir pequenos problemas no revestimento, como visto nas Figuras 17 e 18.



**Figura 17:** Fachada do imóvel nº 65.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 18:** Fissuras no detalhe do arco da janela.  
Fonte: Autores (2017).

#### 4.7 Imóvel nº 71

O imóvel de número 71 é o único que funciona como prédio comercial. Encontra-se em bom estado de conservação, como observamos na Figura 19,

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.703>

## Análise das Manifestações Patológicas Presentes nas Fachadas de um Casario Tombado no Município de Pesqueira-PE

apesar de apresentar pequenas falhas. Alguns pontos apresentam aberturas saindo dos arcos das esquadrias, como na Figura 20, o que indica movimentação da estrutura ou surgimento de sobrecargas, bem como manchas de lodo devido ao acúmulo de água, vistos na Figura 21, problema que seria resolvido com a instalação de drenos ou pingadeiras.



**Figura 19:** Fachada do imóvel nº 71.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 20:** Fissuras nos cantos dos arcos das portas.  
Fonte: Autores (2017).

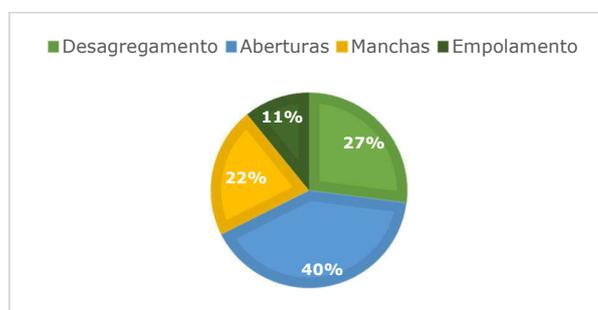


**Figura 21:** Manchas de lodo na marquise.  
Fonte: Autores (2017).

## 5 Resultados e Discussões

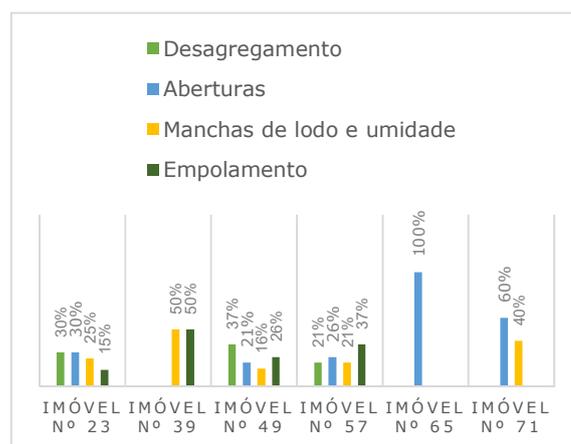
Como pode ser observado na Figura 22, a maior parte dos problemas das fachadas do casario são as aberturas e os desagregamentos do revestimento.

Essas manifestações patológicas são decorrentes da dilatação térmica, onde os materiais expandem e retraem, causando pequenas aberturas. Porém, existem algumas aberturas maiores que originam dos arcos das esquadrias, essas podem ser causadas pela ausência de armaduras (vergas e contravergas) que resistem aos esforços gerados pela esquadria. No caso dos descolamentos, a camada de revestimento sofreu perda de aderência, principalmente pela ação da umidade, que também pode ser observada nas manchas presentes em alguns pontos das fachadas.



**Figura 22:** Ocorrência dos principais problemas patológicos no casario.  
Fonte: Autores (2017).

A Figura 23 traz, em percentual, a presença das principais intempéries em cada imóvel.



**Figura 23:** Ocorrência dos principais problemas patológicos no casario.  
Fonte: Autores (2017).

Foi constatado que a maior causa dos problemas nas fachadas desses edifícios é a ampla variação de

temperatura associada ao alto teor de umidade e chuvas intensas, ocasionando dilatação térmica e higroscópica, e acúmulos de água nos revestimentos. A ausência de manutenção também é um parâmetro fundamental para a degradação dos elementos do revestimento, principalmente por serem edifícios antigos e não possuírem materiais e tecnologias avançadas que permitam o aumento das suas vidas úteis.

## 6 Conclusões

Diante das considerações, enfatiza-se a importância da conservação dos patrimônios arquitetônicos e o papel fundamental da inspeção no processo de restauração, buscando a preservação da história que estes edifícios carregam. Os resultados obtidos apontam a nocividade da ausência de manutenção e de soluções que evitem o desgaste dos elementos constituintes dos revestimentos de fachadas de edifícios históricos, podendo reduzir sua durabilidade e vida útil, bem como afetar seus elementos estéticos originais.

O fato da maioria das edificações estudadas serem habitacionais e seus proprietários não se encontrarem no momento da investigação limitou a quantidade de informações levantadas, assim como a ausência de equipamentos que permitiriam uma inspeção mais avançada, coletando dados de propriedades mecânicas e químicas dos constituintes.

É recomendada uma inspeção detalhada dos problemas patológicos presentes no casario, constando dados como frente de carbonatação, análise de materiais constituintes e espessura das fissuras. Bem como a aplicação de terapias e manutenções de conservação, para que se mantenha a integridade destes edifícios.

## Referências

[1] IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Enciclopédia dos municípios brasileiros. Rio de Janeiro 1958. Disponível em: <<https://goo.gl/B3rQWQ>> Acesso em: 24 mai. 2017.

[2] FREITAS, A. H. C.; FRANÇA, P. M.; FRANÇA, T. M. Patologia de fachadas. Revista Pensar, Belo Horizonte, v. 1, n. 2. 2013.

[3] 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. P15.

[4] ICOMOS – International Council on Monuments and Sites. Princípios para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico. Carta. Victoria Falls – Zimbabwe, 2003.

[5] ABNT – Associação Brasileira de Normas e Técnicas. NBR 13755: Revestimento de paredes externas e fachadas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante. Rio de Janeiro, 1996.

[6] ABNT – Associação Brasileira de Normas e Técnicas. NBR 15755-1: Edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

[7] FARIA, P. Argamassas de revestimento para alvenarias antigas: contribuição para o estudo da influência dos ligantes. 2004. 495 f. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa. 2004.

[8] PERES, R. M.; BONIN, L. C. Damage in Architectural Historic Patrimony: An Approach on “Stucchi” of Facades. In: DBMC2011 XII International Conference on Durability of Building Materials and Components. 2011, Porto.

[9] LICHTENSTEIN, N. B. Patologia das construções. Boletim técnico n. 06. São Paulo - USP, 1986.

[10] FUNDARPE - Fundação do Patrimônio Histórico e Artístico de Pernambuco. Conselho de Preservação acata pedido de tombamento do Casario de Pesqueira. Cultura.PE, Recife, 27 Abr. 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/xpmdBx>> Acesso em: 1 Jun. 2017.

[11] IBGE- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Brasil em síntese: Pesqueira. 2015.

## Análise das Manifestações Patológicas Presentes nas Fachadas de um Casario Tombado no Município de Pesqueira-PE

---

Disponível em: <<https://goo.gl/pGYwvC>> Acesso em: 7 Jun. 2017.

**[12]** APAC – Agência Pernambucana de Águas e Climas. Monitoramento Pluviométrico. 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/4nkdCH>> Acesso em: 16 Jun. 2017.

**[13]** INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Gráficos Climatológicos. 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/216rez>> Acesso em: 7 Jun. 2017. NASCIMENTO, O. Pesqueira Histórica. vol. 1. Pesqueira: ed. Do Autor, 2012.

# Análise Da Utilização De Endurecedores Na Dureza Superficial De Concretos Para Pisos

*Analysis of the Use of Hardeners in Surface Hardness of Concretos for Floors*

**Francine Padilha**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-8662-628X](https://orcid.org/0000-0001-8662-628X)

**Beatriz Schimelfenig**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-1930-2055](https://orcid.org/0000-0002-1930-2055)

**Cristina Vitorino da Silva**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-3073-676X](https://orcid.org/0000-0002-3073-676X)

<sup>1</sup> Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Erechim, Brasil.

**E-mail do autor principal: Francine Padilha** [francine.padilha1609@gmail.com](mailto:francine.padilha1609@gmail.com)

## Resumo

---

O constante crescimento do setor de pisos de concreto resulta no aumento da demanda por novas técnicas de aperfeiçoamento do uso deste material. Assim, quando a aplicação concerne a pisos de concreto, devem ser consideradas algumas propriedades, como a dureza superficial e as resistências mecânicas. Entretanto, tais propriedades acabam muitas vezes comprometidas, principalmente, em decorrência de problemas vinculados ao projeto, à execução e à dosagem do concreto destas estruturas. Em virtude do exposto, podem ocorrer manifestações patológicas, dentre as quais encontram-se o desgaste superficial por abrasão e a fissuração do compósito. Diante disso, este estudo irá avaliar alguns fatores como a relação água/cimento (0,40; 0,50; 0,60) e o emprego de endurecedor superficial (endurecedor cimentício e líquido) no cimento CP V-ARI. Foram realizados ensaios de avaliação de resistência à compressão uniaxial, resistência à tração na flexão, exsudação e dureza superficial por esclerometria e os resultados indicam que o uso dos endurecedores superficiais cimentício e líquido tendem a aumentar a resistência superficial dos compósitos. Conclui-se que relações a/c maiores resultam em concretos com menor resistência e dureza superficial, e que o uso de endurecedores superficiais melhora a camada superficial dos compósitos podendo evitar possíveis manifestações patológicas.

**Palavras-Chave:** Pisos de Concreto; Dureza Superficial; Manifestações Patológicas; Endurecedor Superficial.

## Abstract

---

*The constant growth on concrete floors sector results on an increasing demand for new techniques to improve the use of this material. Thus, when the application concerns concrete floors, some properties must be considered, as the surface hardness and mechanical strength. However, these properties can sometimes be compromised, mainly as the result of problems related to project, execution and dosage of concrete on these structures. Because of that, there may be some*

*pathological manifestations among which are the surface abrasion wear and the cracking of the composite. Therefore, this study aims to evaluate some factors such as the water/binder ratio (0.40; 0.50; 0.60), the use of surface hardener (cement and liquid hardener), with CP V-ARI cement. The tests of compressive strength, flexural tensile strength, bleeding and surface hardness by sclerometry are the form of evaluation and the results indicate that the use of cement and liquid surface hardeners tend to increase the surface resistance of composites. It is concluded that higher water / binder ratio results in concretes with lower strength and surface hardness, and that the use of surface hardeners improves the surface layer of the composites and can avoid possible pathological manifestations.*

**Key-words:** Concrete Floors; Surface Hardness; Pathological Manifestations; Surface Hardener.

### 1 Introdução

O concreto é um dos materiais de construção mais utilizados em todo o mundo, o que salienta a elevada importância de novas pesquisas tecnológicas nessa área. Devido a essa elevada empregabilidade, o concreto está sujeito a situações que podem gerar manifestações patológicas, capazes de prejudicar fatores muito importantes, como durabilidade e resistência, o que contribui para a redução da vida útil das estruturas [1].

Para Farny (2001), propriedades como durabilidade, dureza, resistência química, resistência ao impacto e resistência à abrasão são os principais atributos dos pisos de concreto [2]. No entanto, tais propriedades acabam muitas vezes comprometidas, principalmente em função de problemas vinculados ao projeto, à execução e à dosagem do concreto dessas estruturas [3]. Diante disso, podem ocorrer manifestações patológicas, sendo as mais frequentes em pisos de concreto: fissuração, desgaste superficial por abrasão, empenamento, borrachudo, delaminação, esborcinamento das juntas e descoloração [4; 5].

No ano de 2008, dos 35 milhões de m<sup>2</sup> de pisos e pavimentos de concreto produzidos no Brasil, em torno de 22,5 milhões de m<sup>2</sup> apresentaram alguma manifestação patológica vinculada às falhas, tanto no projeto de pisos como na execução destes. Portanto, aproximadamente 65% dos pisos e pavimentos de concreto produzidos em 2008 apresentaram algum tipo de manifestação patológica [1].

Segundo Almeida (2000), a resistência dos concretos ao desgaste por abrasão é regida por vários fatores, tais como a natureza do aglomerante, a relação água/aglomerante, as características do

agregado graúdo, dosagem e aderência entre os agregados e a pasta de cimento. Interferem também as características do concreto no estado fresco (segregação, exsudação, trabalhabilidade e teor de ar incorporado), a compactação, a cura e o acabamento e tratamento superficial [6].

Este estudo tem como objetivo principal buscar uma melhoria na qualidade dos compósitos e na dureza superficial, a fim de minimizar a tendência do aparecimento de manifestações patológicas, como o desgaste por abrasão. Por conseguinte, avaliar a influência do uso de tratamentos superficiais com endurecedores e a influência de diferentes relações água/cimento (a/c), frente aos ensaios mecânicos e de dureza superficial. Para isto, foram avaliados dois tipos de endurecedores superficiais (líquido; cimentício) e três relações água/cimento (0,40; 0,50; 0,60).

### 2 O Manuscrito

Segundo o ACI 302.1R (ACI, 2004), a qualidade de um piso de concreto está diretamente associada à existência de uma superfície de elevada dureza e durabilidade, plana e relativamente livre de fissuras, que esteja em conformidade com um nível de referência, e que possua uma textura superficial adequada à futura utilização do piso [5].

A exsudação é uma propriedade de extrema importância na execução de pisos de concreto, uma vez que a camada exsudada que se forma na superfície é mais fraca que o restante do concreto, tornando-se mais favorável ao surgimento do desgaste superficial. Quando em excesso leva a um enfraquecimento da ligação entre a matriz de cimento e a superfície dos agregados (zona de transição),

reduzindo a resistência do concreto e propiciando a formação de vazios capilares, o que compromete a durabilidade do material [3].

Segundo Neville (1997), o ensaio esclerométrico, além de servir para estimar a resistência à compressão do concreto, é utilizado para a determinação de propriedades da superfície do material, as quais têm uma influência direta em seu desempenho, como por exemplo, na resistência à abrasão de pisos de concreto [7].

Uma grande parcela dos pisos de concreto, ao serem executados, não recebe nenhum tipo de revestimento como forma de acabamento, sendo então, a resistência à abrasão do concreto um dos parâmetros mais importantes para garantir uma adequada vida útil e uma baixa manutenção a essas estruturas [8]. Para os mesmos autores, o desgaste acentuado da superfície do piso pode trazer inúmeros problemas aos usuários, desde um simples desconforto estético até grandes transtornos com relação à redução da funcionalidade da estrutura.

Assim, quando estes fenômenos ocorrem, agregados especiais ou tratamentos de superfície são necessários, como por exemplo, endurecedores líquidos ou endurecedores cimentícios à base de agregados minerais ou metálicos, os quais podem ser adicionados à superfície [8; 9]. A utilização destes materiais produz uma camada superficial eficiente, altamente resistente ao desgaste e ao impacto [9]. A eficiência do incremento de resistência à abrasão está relacionada com a profundidade de penetração desses endurecedores [8].

### 3 Programa Experimental

Visando verificar a influência da relação a/c e o uso dos endurecedores de superfície, esta pesquisa foi realizada sempre com a pretensão de reproduzir as condições usuais adotadas na produção de pisos de concreto. A escolha da relação água/cimento se deu devido à relação 0,5 ser comumente utilizada em projetos de pisos de concreto. Portanto, optou-se por avaliar características dos concretos com relação inferior (0,4) e superior (0,6).

Para o tratamento superficial do concreto, foram avaliados dois materiais distintos; endurecedor cimentício a base de agregados minerais e endurecedor líquido químico a base de silicato de lítio, silicato de sódio e nanosilica, fornecidos por um mesmo fabricante. A aplicação do endurecedor líquido

é feito através de pulverizador costal de baixa pressão ou regador, diretamente sobre a superfície cimentícia em movimentos simétricos e com ligeira sobreposição de camadas, com consumo médio de 200L/m<sup>2</sup>. No endurecedor cimentício, a aplicação é feita por aspersão manual, e a taxa de aplicação recomendada varia de 4 a 9 kg/m<sup>2</sup>.

Os ensaios que embasaram as análises da dureza superficial foram os ensaios de esclerometria e exsudação. Para a análise da resistência e o controle tecnológico dos concretos foram realizados os ensaios de resistência à compressão uniaxial e resistência à tração na flexão.

### 3.1 Materiais Utilizados

A caracterização dos materiais utilizados na produção dos concretos, foi obtida segundo as suas respectivas normas, sendo a seguinte:

- Cimento: Portland CP V-ARI, com massa específica igual a 3,06 g/cm<sup>3</sup>;
- Agregado miúdo: areia natural, dimensão máxima característica (DMC) igual a 1,18 mm, com módulo de finura (MF) igual a 1,47 e massa específica igual a 2,62g/cm<sup>3</sup>;
- Agregados graúdos: brita de origem basáltica, denominada comercialmente como brita 1, com as seguintes características: MF (6,91) e DMC (19 mm) e massa específica igual a 2,57 g/cm<sup>3</sup>;
- Aditivo: superplastificantes baseado em uma cadeia de éter policarboxílico;
- A água utilizada para a produção dos concretos foi proveniente da rede de abastecimento pública de Erechim (RS).

### 3.2 Dosagem Experimental

O método de dosagem utilizado para este estudo foi o IPT/EPUSP, proposto por Helene e Terzian [10], cujos parâmetros utilizados foram a obtenção de um abatimento de tronco de cone de 100 ± 20 mm, definido com base em especificações de projeto para pisos de concreto. Através deste método, determinou-se experimentalmente um teor de argamassa de 54% como sendo o ideal. A Tabela 1 especifica os valores

## Análise Da Utilização De Endurecedores Na Dureza Superficial De Concretos Para Pisos

da dosagem experimental realizada para o cimento de alta resistência inicial (CP V-ARI).

**Tabela 1:** Resultados da dosagem experimental.

Traço unitário (1:m)	Relação a/c	Resistência 28 dias (MPa)	Consumo Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	H (%)
1:3,5	0,44	39,28	466	9,7
1:5	0,51	30,78	357	8,5
1:6,5	0,66	19,93	284	8,7

Relação água/materiais secos, H (%).

Após a realização das dosagens experimentais e com o auxílio das curvas de dosagem foram determinados os traços dos concretos. A Tabela 2 apresenta a definição dos parâmetros dos traços que foram empregados nesta pesquisa.

**Tabela 2:** Parâmetros dos traços empregados.

Relação a/c	Traço	Lei de Lise	m (a+p)	Traço unitário	Consumo Cimento (kg/m <sup>3</sup> )
0,4	1B	66,533e <sup>-1,48(a/c)</sup>	3	1:1,16:1,84	522,00
0,5	2B		3,93	1:1,66:2,27	421,29
0,6	3B		4,86	1:2,17:2,70	353,15

### 3.3 Métodos de Ensaio

Os ensaios que embasarão as análises da dureza superficial serão os ensaios de dureza superficial por esclerometria e exsudação. Para análise da resistência e controle tecnológico dos concretos serão realizados os ensaios de resistência à compressão uniaxial e resistência à tração na flexão. Os resultados obtidos em todos os ensaios foram submetidos à análise estatística através da análise de variância (ANOVA) do programa Statistica 7.0.

O método de ensaio de resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto seguiu as determinações da norma brasileira NBR 5739 ABNT de 2007 [11]. Após a moldagem, os CP's foram cobertos por um plástico, não reativos e não absorvente, com a finalidade de evitar a perda de água do concreto para o ambiente externo. Estes foram armazenados em superfície horizontal rígida e em ambiente livre da ação de intempéries, durante as primeiras 24 horas. Após esta etapa, os CP's foram desmoldados e

mantidos a cura úmida (UR > 95 % e temperatura de 23 ± 2°C) até a idade de 28 dias para a realização do ensaio.

O ensaio de resistência à tração na flexão foi realizado de acordo com a norma brasileira NBR 12142 ABNT de 2010 [12]. Foram ensaiados dois corpos de prova à tração na flexão, aos 28 dias, para cada traço de concreto do programa experimental. Foi empregada a mesma metodologia para a cura inicial, desforma e cura úmida, conforme descrito anteriormente no ensaio de resistência à compressão.

Os ensaios de exsudação foram realizados com o concreto no estado fresco conforme NBR 15558 ABNT de 2008 [13], sendo realizadas duas repetições para cada traço analisado. A fôrma utilizada é de PVC com dimensões reduzidas, porém respeitando-se o proporcionamento entre diâmetro e altura especificados na norma. Salienta-se que o adensamento do molde para todos os traços ensaiados foi manual. O ensaio de exsudação foi realizado em câmara climatizada com temperatura e umidade constantes (UR 70 ± 10 % e temperatura de 23 ± 2°C).

O método de avaliação da dureza superficial por esclerometria fornece elementos para avaliação da qualidade do concreto endurecido através do índice esclerométrico. Este tem como princípio de funcionamento a ação de uma massa ou martelo, que impulsionada por uma mola se choca com o concreto, o esclerômetro então registra a energia remanescente do impacto [3].

Para o ensaio de dureza foram produzidas placas de concreto de 250 mm x 250 mm x 100 mm de espessura, sendo utilizadas formas de compensado plastificado para a moldagem das placas. Foram moldadas duas placas para cada tipo de tratamento superficial aplicado, sendo que em cada uma das placas foram realizados 16 impactos, sendo estes, distribuídos de forma homogênea na superfície conforme NBR 7584 ABNT de 1995 [14].

## 4 Análise e Discussão dos Resultados

### 4.1 Resistência à compressão uniaxial e tração na flexão

A Tabela 3 apresenta os resultados médios obtidos no ensaio de resistência à compressão uniaxial e a Tabela 4 apresenta os resultados médios no ensaio de resistência à tração na flexão para os concretos com CP V-ARI.

**Tabela 3:** Resultados para ensaio de resistência à compressão uniaxial.

Traço	Médias (MPa)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variância (%)
1B	44,83	2,61	5,83
2B	37,67	0,83	2,20
3B	33,86	1,51	4,45

**Tabela 4:** Resultados para ensaio de resistência à tração na flexão.

Traço	Médias (MPa)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variância (%)
1B	5,93	0,12	2,02
2B	5,28	0,22	4,08
3B	4,98	0,06	1,20

Os resultados foram analisados estatisticamente através do método de análise de variância (ANOVA). Tal análise buscou avaliar se a relação a/c causa efeito significativo na resistência à compressão uniaxial e na resistência à tração na flexão. Estas análises dos dados experimentais obtidos para a resistência à compressão uniaxial encontram-se na Tabela 5 e resistência à tração na flexão dos concretos estudados encontram-se na Tabela 6.

**Tabela 5:** Análise de variância (ANOVA) - resistência à compressão uniaxial.

	SS	GLD	MS	F (calc)	P	S
Relação a/c	241,12	2	120,56	17,634	0,00077	S
Erro	61,53	9	6,84			

GDL: grau de liberdade (n-1); MS: média simples; F(calc): valor calculado de F; P: nível de significância; S: valor significativo; NS: valor não significativo; Se P<5% valor significativo.

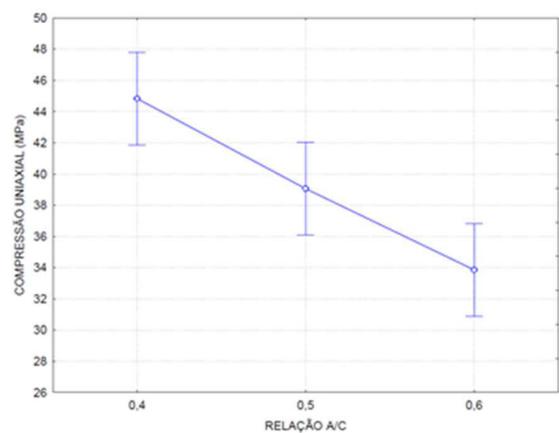
**Tabela 6:** Análise de variância (ANOVA) - resistência à tração na flexão.

	SS	GLD	MS	F (calc)	P	S
Relação a/c	1,1989	2	0,5995	157,06	0,00092	S
Erro	0,0114	3	0,0038			

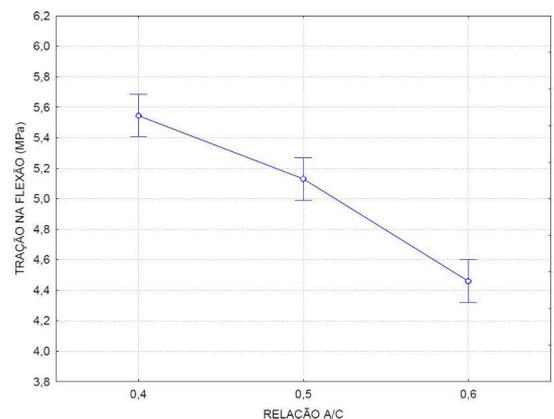
GDL: grau de liberdade (n-1); MS: média simples; F(calc): valor calculado de F; P: nível de significância; S: valor

significativo; NS: valor não significativo; Se P<5% valor significativo.

A análise estatística dos dados de resistência à compressão uniaxial indicou que a relação a/c gerou influência significativa nessa propriedade. Comportamento similar foi verificado na resistência à tração na flexão. A Figura 1 mostra a influência da relação a/c sobre a resistência à compressão uniaxial e a Figura 2 a influência da relação a/c sobre a resistência à tração na flexão dos concretos ensaiados.



**Figura 1:** Efeito da relação a/c na resistência à compressão uniaxial.



**Figura 2:** Efeito da relação a/c na resistência à tração na flexão.

Através da análise do gráfico verifica-se, conforme esperado, uma redução significativa na resistência à compressão e na resistência à tração na flexão dos concretos produzidos com maior relação a/c em comparação aos compósitos com menor relação a/c. Este comportamento ocorre em função do acréscimo

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.704>

da porosidade na pasta e na zona de transição pasta-agregado, e pela presença de cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$  orientados e mais desenvolvidos com o aumento da relação a/agl [7; 15].

### 4.2 Exsudação

Os resultados do ensaio de exsudação encontram-se na Tabela 7.

**Tabela 7:** Resultados para ensaio de exsudação.

Traço	Médias (MPa)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variância (%)
1B	1,27	0,07	5,51
2B	2,36	0,11	4,46
3B	3,26	0,09	2,61

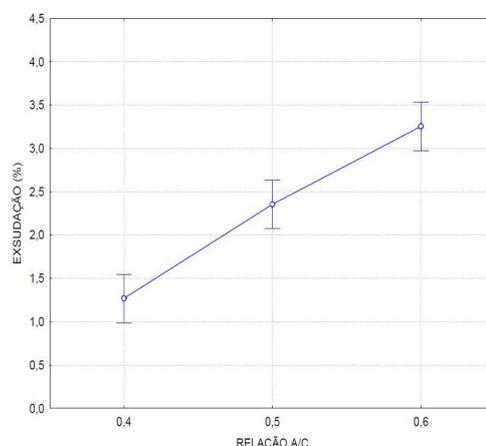
Conforme mostrado na Tabela 7, os percentuais de água exsudada ficaram dentro do permitido para pisos industriais de concreto, que não deve exceder 4% [5]. Os resultados foram analisados estatisticamente através do método de análise de variância (ANOVA). Tal análise buscou avaliar se a relação a/c causa efeito significativo na exsudação dos compósitos. A análise de variância feita através da ANOVA dos dados experimentais obtidos para a exsudação dos concretos estudados encontra-se na Tabela 8.

**Tabela 8:** Análise de variância (ANOVA) – exsudação.

	SS	GLD	MS	F (calc)	P	S
Relação a/c	3,95163	2	1,97582	128,023	0,001246	S
Erro	0,04630	3	0,01543			

GDL: graus de liberdade (n-1); MS: média simples; F(calc): valor calculado de F; P: nível de significância; S: valor significativo; NS: valor não significativo; Se  $P < 5\%$  valor significativo.

A análise estatística dos dados de exsudação indicou que a relação a/c gerou influência significativa nessa propriedade. A Figura 3 mostra a influência da relação a/c sobre a exsudação dos concretos ensaiados.



**Figura 3:** Efeito da relação a/c na exsudação do concreto.

O comportamento obtido no ensaio de exsudação foi o esperado, apresentando um acréscimo na quantidade de água exsudada para relações a/c maiores. Um concreto com alta relação a/c pode levar a segregação dos materiais constituintes e promover exsudação excessiva, carreando material mais frágil para a superfície [5].

### 4.3 Dureza Superficial por Esclerometria

Os resultados médios obtidos para o ensaio da dureza superficial dos concretos estudados encontram-se na Tabela 9.

**Tabela 9:** Resultados para o ensaio de dureza superficial por esclerometria.

Traço	Tratamento Superficial	Médias (%)	Desvio Padrão	Coefficiente Variância (%)
1B	Sem Endurecedor	46,83	0,65	1,40
	End. Cimentício	52,01	0,22	0,43
	End. Líquido	48,87	0,49	1,00
2B	Sem Endurecedor	42,91	0,37	0,85
	End. Cimentício	46,42	0,72	1,55
	End. Líquido	43,82	0,54	1,24
3B	Sem Endurecedor	38,01	0,86	2,25
	End. Cimentício	43,49	0,34	0,77
	End. Líquido	42,09	0,77	1,83

Em todos os traços o endurecedor cimentício apresentou melhor eficácia do que o endurecedor líquido. Com o uso do endurecedor líquido a dureza superficial teve um ganho de aproximadamente 4,36%, 2,12% e 10,73% nos traços 1B, 2B e 3B, respectivamente, comparando com os concretos sem o uso de endurecedores superficiais. Para o endurecedor cimentício, esse ganho foi mais expressivo, de aproximadamente 11%, 8,9% e 14,42%, nos traços 1B, 2B e 3B, respectivamente, comparando com os compósitos sem tratamento superficial. Os resultados foram analisados estatisticamente através do método de análise de variância (ANOVA). Tal análise buscou avaliar se a relação a/c e o tipo de tratamento superficial, e as suas interações causam efeito significativo na dureza superficial por esclerometria medida. A análise de variância feita através da ANOVA dos dados experimentais obtidos para a dureza superficial dos concretos estudados encontra-se na Tabela 10.

**Tabela 10:** Análise de variância (ANOVA) - dureza superficial por esclerometria.

	SS	GLD	MS	F (calc)	P	S
Tipo de Tratamento (1)	57,34	2	28,67	80,43	0,000002	S
Relação a/c (2)	326,56	2	163,28	458,04	0,000000	S
(1)*(2)	13,63	4	3,41	9,56	0,002667	S
Erro	3,21	9	0,36			

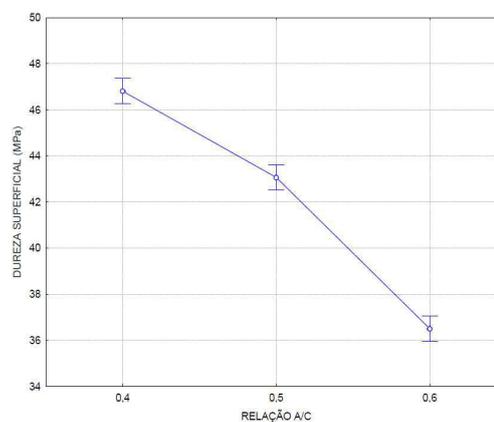
GDL: graus de liberdade (n-1); MS: média simples; F(calc): valor calculado de F; P: nível de significância; S: valor significativo; NS: valor não significativo; Se P<5% valor significativo.

De acordo com a tabela, observa-se que os efeitos isolados e suas interações foram significativos na variável de resposta (dureza superficial). Os itens que seguem analisam separadamente os efeitos isolados e as interações significativas, verificadas através da análise de variância (ANOVA).

#### 4.3.1 Efeito da relação a/c

A Figura 4 mostra a influência isolada da relação a/c sobre a dureza superficial dos concretos. Tal figura

foi obtida através dos resultados da dureza superficial dos traços estudados, na análise de variância (ANOVA).

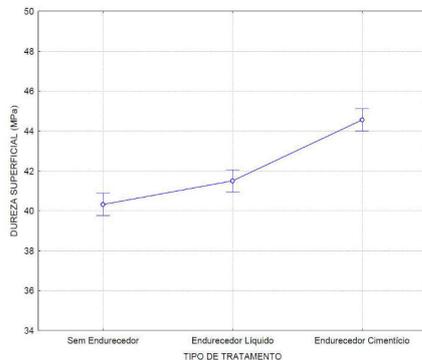


**Figura 4:** Efeito isolado da relação água/cimento na dureza superficial.

É possível observar um decréscimo significativo da dureza superficial para relações água/cimento mais altas (0,5 e 0,6). Tal resultado está correlacionado com as outras propriedades medidas, dentre elas a resistência à compressão uniaxial, na qual uma redução dos valores obtidos consequentemente diminui os valores de dureza superficial. Outra propriedade que tem grande influência na dureza superficial é a exsudação, pois quanto maior a quantidade de água exsudada, como ocorrido nos compósitos com as maiores relações a/c, mais fraca poderá ser a camada superficial, diminuindo assim a resistência da superfície. Esta redução se deve a um concreto mais poroso e menos coeso produzido pelos traços com maior relação a/c.

#### 4.3.2 Efeito do Tipo de Tratamento Superficial

A Figura 5 mostra a influência isolada do tipo de tratamento sobre a dureza superficial dos concretos. Tal figura foi obtida através dos resultados da dureza superficial dos traços estudados, na análise de variância (ANOVA).

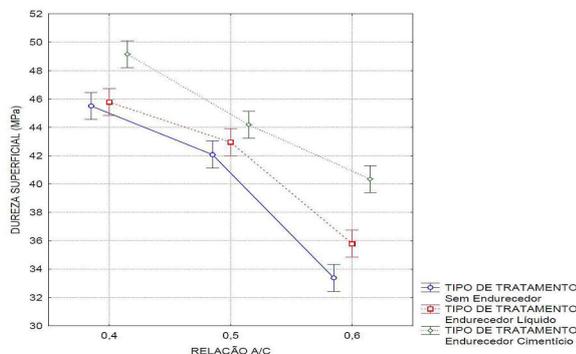


**Figura 5:** Efeito isolado do tipo de tratamento na dureza superficial.

A Figura 5 apresenta o comportamento da dureza superficial com aplicação de endurecedores superficiais, percebe-se que há uma tendência no aumento da dureza superficial com a utilização destes produtos, sendo que tal acréscimo é mais acentuado quando utilizado o endurecedor cimentício do que o endurecedor líquido, comportamento também visto na Tabela 9. O endurecedor cimentício é rico em sílica ativa, logo esse aglomerante possivelmente promoveu a melhora na porosidade da camada exposta, assim aumentando a resistência superficial.

### 4.3.3 Efeito da Interação entre a Relação a/c e o Tipo de Tratamento Superficial

A Figura 6 mostra o efeito combinado entre a relação a/c e o tipo de tratamento superficial. Tal figura foi obtida através dos resultados da dureza superficial dos traços estudados, na análise de variância (ANOVA).



**Figura 6:** Efeito combinado da relação água/cimento e do tipo de tratamento na dureza superficial.

Analisando a Figura 6, verifica-se a influência significativa da interação entre a relação a/c e o tipo de tratamento superficial dos concretos. Conforme análise estatística, o efeito do tipo de tratamento sem endurecedor apresentou menores valores na dureza superficial comparando com o tratamento com endurecedor líquido e cimentício. Porém, de acordo com a análise estatística feita pelo Método de Fischer (ferramenta da ANOVA, que permite verificar se há ou não diferença significativa entre os resultados), apenas na relação a/c 0,6, ambos os endurecedores superficiais apresentaram influência significativa na dureza superficial. Na relação a/c 0,4, apenas o endurecedor cimentício causou efeito significativo na propriedade em questão. Os resultados obtidos com o endurecedor cimentício na relação a/c 0,5, estatisticamente, foram os mesmos que os obtidos para os concretos sem o uso de endurecedores superficiais com a relação a/c menor (0,4), ou seja, com a utilização do endurecedor cimentício foi possível atingir os mesmos valores para a dureza superficial com maior consumo de água. Segundo este método, foi verificado também que o endurecedor líquido e o endurecedor cimentício, ambos na relação 0,5, não se mostraram significativamente diferentes entre si.

Observa-se que para o efeito combinado da relação água/cimento e do tipo de tratamento na dureza superficial, na relação a/c 0,6, o endurecedor líquido e endurecedor cimentício apresentaram uma melhora significativa na dureza superficial, de aproximadamente 7,19% e de 21,26%, respectivamente, comparando com o concreto referência sem o uso de tratamento superficial. Nesta relação a/c, obteve-se os maiores acréscimos na dureza superficial para cada tipo de endurecedor, este fato deve-se pelo concreto nesta relação apresentar uma maior exsudação, logo, maior capacidade de hidratação do endurecedor cimentício na camada externa. Além disso, a própria utilização deste material reduz a quantidade de água na superfície, evitando o enfraquecimento excessivo da superfície.

Para o endurecedor líquido, o aumento na dureza superficial deve-se pelo fato da superfície externa ser mais porosa nesta relação a/c, do que nas relações menores, assim a superfície apresenta mais poros para serem preenchidos, obtendo uma melhora mais significativa. As relações a/c menores são mais densas, menos porosas, logo a eficácia dos endurecedores não fica tão evidente. Existem endurecedores líquidos (químicos) à base de silicato

de sódio e à base de fluórsilicato de zinco ou magnésio, que reagem com o  $\text{Ca(OH)}_2$  presente na pasta de cimento para formar produtos insolúveis, selando e obstruindo os poros capilares próximos ou na superfície, e com isto aumentando a resistência à abrasão [16].

Porém, no concreto com relação a/c 0,4, apenas o endurecedor cimentício apresentou melhora significativa na propriedade avaliada, comparando com o concreto sem uso de endurecedor. O endurecedor líquido não aumentou significativamente a dureza nessa relação a/c, fato que pode ser explicado pela baixa porosidade superficial que essa relação apresenta, dessa maneira dificultando que o endurecedor penetrasse no concreto e tivesse total eficácia.

## 5. Conclusões

Esta pesquisa teve como objetivo avaliar tanto a influência da relação água/cimento dos compósitos cimentícios, quanto do uso de endurecedores superficiais, frente a dureza superficial. Dentro desse contexto, foram analisadas diferentes relações a/c (0,4; 0,5; 0,6) e diferentes tipos de tratamentos superficiais (sem endurecedor; endurecedor líquido; endurecedor cimentício). Para tal avaliação realizaram-se alguns ensaios relacionados às propriedades de superfície (exsudação e dureza superficial por esclerometria) e às propriedades da qualidade do concreto (resistência à compressão uniaxial e resistência à tração na flexão). Para avaliar a influência de cada fator nas propriedades estudadas foram efetuadas análises estatísticas.

A relação a/c influencia significativamente em todos os ensaios realizados. Na resistência a compressão, na resistência tração na flexão e na dureza superficial, verificou-se uma redução das resistências em todos os casos ensaiados para as maiores relações a/c. No ensaio de exsudação, quanto maior a relação a/c maior a água exsudada. Ou seja, quanto menor a proporção de água na mistura do concreto, melhor será o desempenho dos compósitos.

Quanto à dureza superficial, a relação a/c manteve o mesmo comportamento mencionado anteriormente, as maiores relações a/c apresentaram os menores valores para a dureza superficial. Quanto ao tratamento superficial, ambos os endurecedores apresentaram melhora na dureza superficial, porém foi mais eficaz quando utilizado o endurecedor

cimentício do que o endurecedor líquido, comparando com concreto sem tratamento superficial. Quando analisada a interação da relação a/c e o tipo de tratamento, observou-se uma tendência de melhora na camada externa dos compósitos com a aplicação dos endurecedores, porém esse aumento na dureza superficial ficou mais evidente na relação a/c 0,6, pois nessa relação a porosidade superficial é maior, ou seja, tem mais vazios onde o endurecedor pode agir, apresentando maior eficácia.

Com esta pesquisa concluiu-se, então, que menores relações a/c tendem a proporcionar um concreto com menor exsudação, maiores resistências mecânicas e dureza superficial. Os endurecedores superficiais analisados proporcionaram um aumento no índice esclerométrico, desempenhando seu papel, porém devem ser levados em conta todos os fatores que poderiam interferir nesse desempenho para poder afirmar que sua eficiência é realmente significativa. Para tal afirmação há a necessidade de mais estudos nesta área, uma vez que tais resultados estão relacionados a compósitos que apresentam características específicas, com materiais, proporcionamentos, parâmetros de dosagem e tamanho reduzido das amostras.

## Referências

- [1] SENISSE, J. A. L. Influência do consumo de água, da adição de microfibras de polipropileno e do tipo de cimento nas variações dimensionais de concretos empregados em pisos. 2010. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [2] FARNY, J. A. *Concrete Floors on Ground*. 3 ed. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, U.S.A., 2001.
- [3] SILVA, C. V. Contribuição ao estudo do desgaste superficial por abrasão em concretos empregados em pisos. 2011. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

- [4] TARR, S. M.; FARNY, J. A. *Concrete Floors on Ground*. 4 ed. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, U.S.A., 2008.
- [5] ACI Committee 302. ACI 302.1R-04 - *Guide to Concrete Floor and Slab Construction*. American Concrete Institute. Farmington Hills, Michigan, 2004.
- [6] ALMEIDA, I. R. Influência da resistência à abrasão do agregado graúdo na resistência à abrasão de concretos de alto desempenho. In: REIBRAC-IBRACON, 42, Fortaleza/CE, 2000.
- [7] NEVILLE, A. M. *Propriedades do Concreto*. Tradução de Salvador E. Giamusso. 2 ed. São Paulo: PINI, 1997.
- [8] CHODOUNSKY, M. A.; VIECILI, F. A. *Pisos Industriais de Concreto - Aspectos Teóricos e Executivos*. São Paulo: Reggenza, 2007.
- [9] GARCÍA, A.; FRESNO, D. C.; POLANCO, J. A. *Effect of dry-shaking treatment on concrete pavement properties*. *Construction and Building Materials*. v. 22, n. 11, p. 2202-2211, nov. 2008.
- [10] HELENE, P.; TERZIAN, P. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo: PINI, 1992. 349p.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739. *Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-12142. *Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos*. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-15558. *Concreto – Determinação da exsudação*. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-7584. *Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão*. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [15] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. 2 ed. São Paulo: Ibracon, 2014.
- [16] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. 3 ed. São Paulo: Ibracon, 2008.

# Priorização na Resolução de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado: Método GUT

*GUT method employed on the prioritization of resolution of pathologic manifestations in reinforced concrete structures*

Natália Martins <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-5648-6765](https://orcid.org/0000-0001-5648-6765)

Raniely Pessoa <sup>2,3</sup>  [orcid.org/0000-0003-4321-1513](https://orcid.org/0000-0003-4321-1513)

Rayssa Nascimento <sup>4</sup>  [orcid.org/0000-0002-0012-9643](https://orcid.org/0000-0002-0012-9643)

<sup>1</sup> Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Paraíba, Brasil,

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Faculdade Maurício de Nassau, João Pessoa, Paraíba, Brasil,

<sup>3</sup> Departamento de Engenharia Civil, Faculdade Internacional da Paraíba, João Pessoa, Paraíba, Brasil,

<sup>4</sup> Departamento de Engenharia Civil, Centro Universitário e João Pessoa, João Pessoa, Paraíba, Brasil.

**E-mail do autor principal:** Natália Martins, [nataliapiresmartins@hotmail.com](mailto:nataliapiresmartins@hotmail.com)

## Resumo

*Planejar a aplicação das correções das manifestações patológicas em concreto armado é um ponto relevante na redução dos custos associados ao problema. Desse modo, vem à tona a possibilidade de emprego de métodos com o objetivo de relacionar as anomalias à sua prioridade de resolução. Este trabalho demonstrou o emprego da matriz de priorização GUT com esse objetivo particular. Foram apresentados registros fotográficos dos principais problemas encontrados em uma área de estudo, nos quais aplicou-se o método. Os resultados indicaram que as correções devem priorizar elementos estruturais que apresentam corrosão de armaduras. Concluiu-se que o método GUT representou uma ferramenta útil neste ramo da construção civil. Além disso, seus resultados servirão para beneficiar a empresa ou instituição através da retroalimentação do sistema, com informações acerca das principais causas e origens dos problemas, possibilitando a realização de melhoramentos para prevenção da ocorrência de manifestações.*

**Palavras-Chave:** Matriz de Priorização; Método GUT; Patologia das construções; Concreto Armado.

## Abstract

*Planning the resolution of pathological manifestations in reinforced concrete structures is a relevant point in the reduction of costs. This brings to the fore the possibility of employing methods with the objective of relating the problems to their resolution priority. This work demonstrated the use of the GUT prioritization matrix with this particular purpose. Photographic records of the main problems found in a study area, in which the method was employed, were presented. Results show that corrosion should be corrected first. It was concluded that the GUT method was a useful tool to prioritize pathological manifestations in an area where corrections are required. In addition, its results*

*can benefit the company or institution through feedback of the system with information about the main causes and origins of the problems, indicating improvements to avoid the occurrence of pathological manifestations.*

**Key-words:** *Prioritization Matrix; GUT Method; Building Pathology; Reinforced Concrete.*

## 1 Introdução

Grande parte das patologias nas edificações apresenta manifestações características que possibilitam a identificação da sua origem, bem como suas possíveis consequências. No que diz respeito às estruturas de concreto armado, a degradação é um problema que atinge a construção civil em todo o mundo, principalmente devido à ocorrência precoce. Thomaz avalia que a evolução tecnológica induziu à execução de obras em curto prazo, fazendo o uso de estruturas mais leves e exigências de baixo custo [1]. A estes fatores, soma-se o despreparo dos profissionais, o que leva a obtenção de produtos finais de baixa qualidade. A falta de planejamento e de fiscalização contribui de forma expressiva para o agravamento do quadro.

Ainda de acordo com Thomaz, as manifestações patológicas são evolutivas e tendem a acentuar-se com o tempo, podendo gerar o aparecimento de novos problemas em decorrência dos já existentes [1]. Nesse sentido, percebe-se a importância do diagnóstico precoce na previsão das consequências futuras para o desempenho da edificação; quanto mais cedo sua realização, mais duráveis, efetivas e fáceis serão as correções. No que se refere aos custos da correção, Meira avalia que estes podem ser bastante significativos e que aumentam à medida que a intervenção se torna mais tardia [2].

Uma questão importante, levantada por Guimarães et al., trata da resolução parcial do problema quando não há recursos suficientes para que seja realizada manutenção em todas as estruturas que apresentem manifestações patológicas [3]. Sabe-se que um grande número de empresas e órgãos públicos encontram dificuldades em alocar seus limitados recursos em reformas e manutenção de suas edificações. Estas dificuldades estão ligadas ao grande número de edificações, de manifestações patológicas e à falta

de uma metodologia que possa ser aplicada à priorização da aplicação [3].

Desse modo, além do fator custo, o emprego de ferramentas eficazes em estabelecer uma relação de priorização na resolução de problemas é identificado como um aspecto relevante na correção e prevenção de manifestações patológicas. Para este fim, este artigo demonstra que podem ser utilizados métodos comumente empregados para gestão estratégica de negócios, no âmbito da Administração de Empresas e da Engenharia de Produção.

O principal objetivo deste trabalho é atestar a eficácia do emprego método GUT na priorização da resolução de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado, facilitando a alocação de recursos de empresas e instituições públicas destinados à manutenção de suas edificações.

## 2 Manifestações patológicas em concreto armado

Os problemas patológicos podem ser originados nas etapas de projeto, de escolha de materiais, de execução da construção e de uso e manutenção. E podem ser causados por ações mecânicas, físicas, químicas e biológicas [4].

Silva destaca como ações mecânicas a erosão e o excesso de cargas não previstas em projeto, provocando fissuras e, conseqüentemente, possibilitando a instalação de novos problemas [5].

Souza e Ripper destacam como ações físicas as variações de temperatura, pois promovem os diferentes comportamentos relacionados à dilatação térmica dos materiais, devido aos seus diferentes coeficientes de dilatação [6].

Já as ações químicas são as principais causadoras de patologias, pois o concreto, normalmente, tem uma resistência baixa a esse tipo de ataque. As substâncias encontradas no meio ambiente penetram no material e, sob determinadas condições de temperatura e umidade, provocam reações nocivas ao concreto [7].

Segundo Silva, as ações químicas mais comuns são [5]:

- reações álcali-agregado, que resultam num gel higroscópico expansivo, causando fissuras, expansões, redução da resistência à tração e à compressão e exsudação de gel;
- ataque por cloretos, que, segundo Figueiredo, podem ser introduzidos no concreto por diversas formas, como: impurezas já presentes nos constituintes do concreto, através de aditivos aceleradores de pega, através da água salgada e maresias (em caso de ambientes marinhos) e em etapas de processo industrial [8];
- ataque por sulfatos, que, de acordo com Brandão, são elementos muito agressivos,

causam fissuração no concreto e desprendimento de lascas [7];

- carbonatação, reação entre os compostos hidratados do cimento e o CO<sub>2</sub>, que provoca uma redução do pH capaz de desestabilizar a camada passivante das armaduras, podendo iniciar um processo de corrosão generalizada [9].

De acordo com a ABNT NBR: 6118 de 2014 [10], o ataque por íons cloretos e a carbonatação são os principais agentes despassivadores que levam à corrosão de armadura.

Com relação às ações biológicas, Silva cita como alguns agentes causadores da deterioração da estrutura, o desenvolvimento de organismos e micro-organismos e o crescimento da vegetação na estrutura [5].

Em um estudo feito nas edificações do Estado do Ceará, Silva concluiu que a manifestação predominante foi a corrosão de armaduras, com um índice de 96,67% dos casos, como mostra a Figura 1 [5].

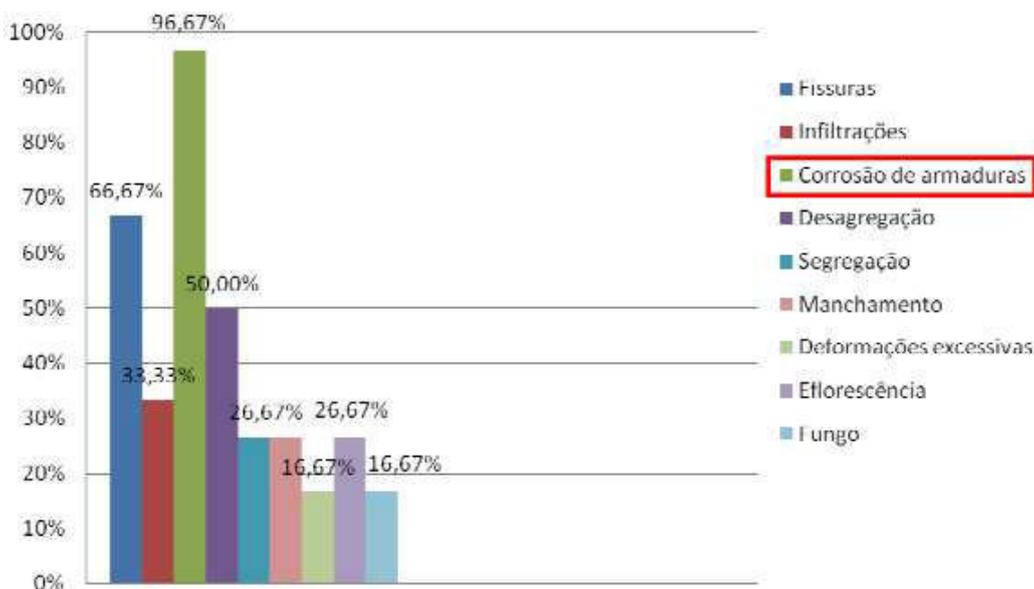


Figura 1: Incidência das manifestações patológicas nas estruturas de concreto (CE).

Fonte: Silva (2011).

Esse diagnóstico reflete resultados de outros

estudos voltados para degradação da estrutura de concreto realizados em outras regiões do país,

destacando-se os trabalhos de Aranha, que observou que 46% das manifestações patológicas na região Norte era de corrosão de armadura [11]; Andrade chegou ao número de 64% em Recife [12]; Nince, na região Centro-Oeste, valores de 30% [13].

### **3 Ferramentas de gerenciamento de risco**

Lichtenstein propôs um método genérico para ser empregado na Patologia das construções. A primeira fase consiste no levantamento de subsídios necessários ao entendimento dos fenômenos, através de vistoria do local, anamnese, ensaios complementares e pesquisa. A segunda etapa é a elaboração do diagnóstico, com a identificação de causa e efeitos do problema patológico. O terceiro passo é a definição da conduta para resolver o problema, tendo sido levantadas as hipóteses de evolução futura e as alternativas de intervenção. Ao fim, deve ser feito o registro do caso, com a finalidade de guardar o histórico de intervenções e retroalimentar o processo [14].

Deve-se levar em conta que o diagnóstico é uma etapa que possui forte dependência da experiência dos avaliadores e leva em conta seu conhecimento prévio sobre manifestações patológicas em concreto armado. Desse modo, trata-se de uma etapa que está intimamente ligada a fatores subjetivos, como a sensibilidade e a competência do profissional avaliador.

A definição das terapêuticas a serem aplicadas a fim de atacar as raízes dos problemas deve ser realizada com cautela, pois sua eficiência está diretamente ligada à prevenção da reincidência de patologias. Só então deve-se proceder o serviço de manutenção.

O procedimento proposto por Lichtenstein [14] é aplicado diretamente quando a aplicação das terapêuticas corretivas não requer estabelecimento de uma hierarquia do nível de risco. No entanto, em situações de escassez de recursos financeiros, o planejamento da execução de manutenção pode se basear na priorização dos casos.

Alguns autores brasileiros vêm realizando

estudos sobre o emprego de ferramentas de gerenciamento de risco aplicadas à hierarquização de níveis de degradação em inspeções prediais (instalações hidráulicas e sanitárias [15], alvenaria [3], fachadas [16] e estruturas de concreto armado [17]). Essas ferramentas podem ser empregadas individualmente ou combinadas, proporcionando resultados que permitem análises mais completas.

O Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia [18] recomenda a utilização dos métodos GUT (Gravidade, Urgência e Tendência) ou FMEA: (Failure Mode and Effect Analysis ou, em português, análise dos Modos de Falhas e seus Efeitos), ferramentas de Gestão da Qualidade, para estabelecer a ordem de prioridades na aplicação das terapias de correção. A prioridade é disposta em ordem decrescente quanto ao grau de risco e intensidade das anomalias e falhas.

Silva e Monteiro empregaram duas ferramentas de gestão da qualidade combinadas, análise da árvore de falhas (FTA) e a análise dos Modos de Falhas e seus Efeitos (FMEA), na detecção e controle de patologias e estruturas de concreto armado do Aeroporto Internacional de Recife-PE [17].

Uma outra metodologia foi elaborada por Guimarães et al., que realizou um estudo em prédios da Universidade Federal de Goiás (UFG). Em seus estudos, os autores estabeleceram uma ordem de grau de deterioração para definir um programa de manutenção através de uma avaliação comparativa do grau de deterioração de edificações de características similares ou não [3]. Esse método foi utilizado com êxito por Pacheco e Vieira em inspeção de fachadas de edifícios [16].

Em todos os estudos citados, é recomendado que o emprego dos métodos seja complementado com a proposição de planos de ação corretiva e preventiva para as manifestações identificadas, isto é, a execução da terceira etapa do procedimento genérico elaborado por Lichtenstein [14], bem como o registro e a retroalimentação do processo.

#### **3.1 Método GUT**

O método GUT (Gravidade, Urgência e Tendência) é uma ferramenta desenvolvida por Charles H. Kepner e Benjamin B. Tregoe para definir prioridades de forma racional [19]. Consiste em analisar a gravidade ou o impacto do problema nas operações e pessoas envolvidas, a urgência ou a brevidade necessária para a resolução dos problemas e a tendência ou apresentação de melhora ou piora do problema. Ele se utiliza de três escalas (colunas de decisão) para definir uma prioridade, e através da combinação delas é possível fazer uma priorização eficaz, orientando a tomada de decisão e a resolução de problemas. A Tabela 1 apresenta as escalas empregadas pelo método [20].

É necessário que cada problema a ser analisado receba uma nota de 1 a 5 em cada uma das características: gravidade, urgência e tendência. Os pontos da escala GUT atribuídos a cada problema são multiplicados, dando origem a um valor resultante para cada problema. Desta forma, as ações de gerenciamento podem ser pautadas segundo os valores máximos obtidos.

**Tabela 1:** Pontuação GUT.

Pontos	Gravidade	Urgência	Tendência
	<b>Consequência se nada for feito</b>	<b>Prazo para tomada de decisão</b>	<b>Proporção do problema no futuro</b>
5	Prejuízos extremamente graves	É necessário ação imediata	Se nada for feito, agravamento imediato
4	Muito graves	Com alguma urgência	Vai piorar a curto prazo
3	Graves	O mais cedo possível	Vai piorar a médio prazo
2	Pouco graves	Pode esperar um pouco	Vai piorar a longo prazo
1	Sem gravidade	Não tem pressa	Não vai piorar

Fonte: OLIVEIRA (1995).

## 4 Metodologia

Para realizar a priorização das manifestações patológicas, foi empregado o método GUT nas estruturas de concreto armado do Centro de Tecnologia do Campus I da Universidade Federal da Paraíba. A área de estudo conta com edificações de diferentes usos: salas de aula, ambientes de professores, administração, laboratórios e auditórios. Os prédios possuem variadas idades e são, no geral, diferentes (exceto os blocos A, B, C, D e E, onde funcionam salas de aula e laboratórios).

Foram visitadas 18 edificações. Os elementos estruturais, lajes, vigas e pilares, foram analisados individualmente. Foi realizado o registro fotográfico das anomalias identificadas com o objetivo de

facilitar o diagnóstico e criar um banco de dados.

Os levantamentos necessários à elaboração do cadastro de problemas e manifestações patológicas foram executados através de inspeção visual, durante visitas ao local.

Através da formulação das hipóteses sobre as causas dos problemas encontrados nas visitas, pôde-se buscar evidências que comprovassem essas hipóteses para realizar o diagnóstico. Desse modo, procedeu-se o registro dos diagnósticos e a respectiva verificação da frequência e do grau de deterioração existente.

Anteriormente à aplicação do método GUT dos dados, procedeu-se o tratamento das informações coletadas. Esse tratamento prévio se deu através da divisão das manifestações patológicas em grupos, quais sejam: corrosão de armaduras, segregação, desagregação, manchas,

eflorescência e fissuras. Cada grupo representa o tipo de manifestação patológica observada nas visitas. Uma vez que as mesmas se apresentam sob variadas urgências, gravidades e tendências, procedeu-se uma divisão em subgrupos, de acordo com o nível de degradação. Por fim, as anomalias observadas foram catalogadas de acordo com os subgrupos definidos, nos quais foi atribuída, pelos avaliadores, uma pontuação GUT. Este método de aplicação da matriz GUT baseou-se no empregado por Knapp e Oliven para priorizar anomalias observadas em estruturas metálicas, tendo sido aplicado de forma mais simplificada e direta, com algumas alterações [21].

Além da pontuação GUT, foi atribuída a cada categoria um valor que representa a incidência de anomalias, isto é, a quantidade de vezes que o problema se manifestou na área de estudo.

## **5 Resultados**

Algumas das manifestações patológicas encontradas estão apresentadas nas Figuras 2 e 3.

Na Figura 2, nota-se a presença de segregação cuja causa provável é o lançamento do concreto na fôrma de altura superior à recomendada. A prevenção dessa manifestação patológica pode ser feita, portanto, na etapa de execução da obra.

A Figura 3 apresenta uma laje de concreto armado com armadura exposta em processo de corrosão, além de significativa desagregação de concreto. Esse caso particular está associado a uma reforma não planejada que incluiu a instalação de tubulações sanitárias através do elemento estrutural. A imagem sugere que a execução não se deu de forma adequada, gerando o surgimento de uma série de anomalias na laje.



**Figura 2:** Segregação em parede de concreto armado.  
Fonte: Autores (2017).



**Figura 3:** Corrosão de armadura e desagregação em laje de concreto armado.  
Fonte: Autores (2017).

Alguns dos prédios já haviam passado por manutenção anterior em sua estrutura, de acordo com o que foi observado. Diversos elementos estruturais haviam passado por terapêuticas corretivas, como preenchimento de trincas e recomposição do concreto. No entanto, notou-se a reincidência de manifestações patológicas mesmo após os reparos. Nesse ponto, ressalta-se a importância de adotar a terapêutica adequada na correção das manifestações patológicas, uma vez que o padrão observado indica que o problema não

é solucionado quando as suas causas não são eliminadas. Ao contrário disso, a estrutura torna-se vulnerável ao aparecimento de novas anomalias ou ao agravamento das já existentes.

A Tabela 2 apresenta a divisão de manifestações patológicas encontradas, além dos valores dos parâmetros GUT adotados, bem como a pontuação final e o número de casos incidentes em cada categoria.

**Tabela 2:** Valores propostos para os parâmetros GUT das principais anomalias encontradas.

Manifestação Patológica		Distinção	G	U	T	GUT	Incidência
Grupo	Subgrupo						
Corrosão de Armadura	I	Casos pouco pronunciados em elementos estruturais	3	2	3	18	59
	II	Casos avançados em elementos estruturais muito solicitados	4	3	3	36	6
Fissuras	I	Fissuras	2	1	2	4	55
	II	Trincas	2	2	3	12	29
Eflorescência	-	-	2	2	2	8	19
Segregação	-	-	2	2	1	4	4
Desagregação	I	Pequena perda de massa em elementos estruturais	2	2	3	12	60
	II	Grande perda de massa em elementos estruturais muito solicitados	2	3	3	18	47
Manchas	-	-	2	2	1	4	16

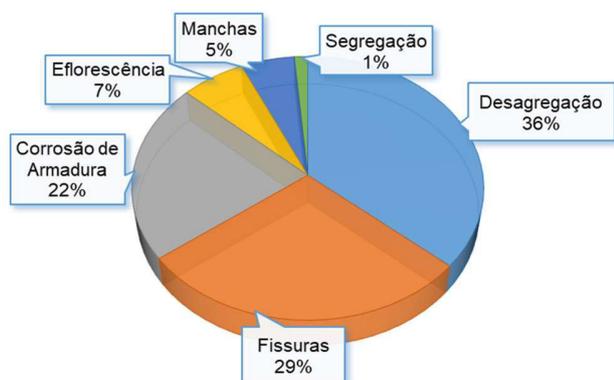
Fonte: Autores (2017).

Através da Figura 4 é possível observar como foi

distribuída a incidência das manifestações patológicas de uma forma geral. Observa-se a

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.707>

predominância de desagregação, fissuras e corrosão de armadura.



**Figura 4:** Manifestações patológicas em concreto armado no Centro de Tecnologia da UFPB.  
Fonte: Autores (2017).

A Tabela 3 traz a lista com a priorização obtida através da implementação do método GUT. De acordo com a Tabela 3, em uma situação de recursos financeiros limitados, a aplicação de correção às manifestações patológicas encontradas nas edificações da área de estudo deve priorizar os elementos estruturais que apresentam um quadro de corrosão de armadura agravado (II).

**Tabela 3:** Priorização.

<b>Categoria</b>	<b>Prioridade</b>
Corrosão de Armadura II	1
Corrosão de Armadura I	2
Desagregação II	2
Desagregação I	3
Fissura II	3
Eflorescência	4
Fissura I	5
Manchas	5
Segregação	5

Fonte: Autores (2017).

## 6 Conclusões

Com base no estudo realizado e resultados obtidos, observa-se a presença de um elevado número de anomalias em concreto armado na área de estudo. Entre elas, destaca-se a incidência de fissuras, desagregação do concreto e corrosão de armadura. Além disso, a priorização por meio do método GUT sugere que, no local estudado, os recursos destinados à manutenção sejam aplicados para realizar correções nos elementos estruturais que possuem armaduras em estado avançado de corrosão, seguidos daqueles com grau mais leve de comprometimento.

A priorização realizada dessa forma guia a realização de manutenção conjunta em todas as edificações visitadas, de acordo com as manifestações patológicas localizadas no topo da lista.

Conclui-se que a ferramenta GUT pode ser aplicada como facilitadora do planejamento das atividades de manutenção em edificações de concreto armado, com base nos resultados e na avaliação proposta.

O emprego do método GUT pode ser justificado pela busca por oportunidade de melhorias nas etapas de projeto, execução e manutenção de estruturas de concreto armado, através da retroalimentação do sistema, possibilitada pela análise das prováveis origens das manifestações patológicas. Sugere-se, em trabalhos futuros:

- Realizar o mapeamento que aponte as prováveis fases nas quais as manifestações patológicas tiveram origem, produzindo informações necessárias à retroalimentação do processo;
- Avaliar a aplicabilidade do método em empresas do ramo da construção civil e instituições públicas na busca por otimização na elaboração de projetos e na execução de obras, através da implantação de um processo de retroalimentação;
- Realizar ensaios detalhados de inspeção (carbonatação, esclerometria, termografia infravermelha etc.), uma vez que podem contribuir para a obtenção de um diagnóstico mais acurado.

## Referências

- [1] THOMAZ, E. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo, Ed. PINI, 1992.
- [2] MEIRA, G. R. Corrosão de Armaduras em estruturas de concreto: fundamentos, diagnóstico e prevenção. IFPB. João Pessoa, 2017.
- [3] GUIMARÃES L. E.; CARASEK, H.; CASCUDO, O. Proposta de metodologia para avaliação comparativa do grau de deterioração em edificações. In: CONPAT. Mérida, Yucatán, México, 2003.
- [4] 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.
- [5] SILVA, L. k. Levantamento de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado no Estado do Ceará. Monografia. Universidade Federal do Ceará, Ceará, 2011.
- [6] SOUZA, V. C.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1998.
- [7] BRANDÃO, A.M.S. Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- [8] FIGUEIREDO, A.D. Concreto com Fibras. In.: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005, V.2, Cap. 39.
- [9] MOLIN, D.C.C.D.; PAULETTI, C.; POSSAN, E. Carbonatação acelerada: Estado da arte das pesquisas no Brasil. Ambiente construído, Porto Alegre, v.7, nº 4, p.7-20, 2007.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [11] ARANHA, P.M.S. Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região amazônica. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.
- [12] 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.
- [13] NINCE, A.A. Levantamento de dados sobre causas de deterioração de estruturas na região Centro-Oeste. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 1996.
- [14] LICHTENSTEIN, N. B. Patologia das construções: procedimentos para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações. São Paulo. 191p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1985.
- [15] GNIPPER, S. F. Diretrizes para formulação de método hierarquizado para investigação de patologias em sistemas prediais hidráulicos e sanitários. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, São Paulo, 2010.
- [16] PACHECO, C.; VIEIRA, G. Metodologias para inspeções de fachadas de edifícios In: IV Congresso Internacional na "Recuperação, Manutenção e Restauração de Edifícios" - CIRMARE. Anais. Rio de Janeiro, 2015.
- [17] SILVA, S. V.; MONTEIRO, E. C. B. Aplicação das ferramentas da qualidade FMEA e FTA para detecção e controle de patologias em estruturas de concreto armado do Aeroporto Internacional do Recife. Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada, v.1, nº1, p.3-12, 2016.

**[18]** INSTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA (IBAPE). Norma de Inspeção Predial Nacional. São Paulo, 2012.

**[19]** KEPNER, Charles H.; TREGOE, Benjamin B. O administrador racional. São Paulo: Atlas, 1981

**[20]** OLIVEIRA, Sidney T. Ferramentas para o aprimoramento da qualidade. Série Qualidade Brasil. 1995.

**[21]** KNAPP, L. M.; OLIVAN, L. I. Classificação de Desempenho de edificação Habitacional Método GUT - Estruturas Metálicas. In: XVIII COBREAP Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliação e Perícias, Belo Horizonte, 2015.

# Avaliação da Resistência de Aderência à Tração de Revestimento Cerâmico em Substrato de Gesso

*Evaluation of the adhesion strength to traction of ceramic coating on substrate of plaster*

**Emmanuel Inácio**<sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0003-4972-5363](https://orcid.org/0000-0003-4972-5363)

**Bárbara Costa**<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0001-9619-2032](https://orcid.org/0000-0001-9619-2032)

**Ângelo Just**<sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0002-0759-6439](https://orcid.org/0000-0002-0759-6439)

**Luciano Peres**<sup>3</sup>  [orcid.org/0000-0001-7923-3234](https://orcid.org/0000-0001-7923-3234)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Maurício de Nassau, Recife, Brasil,

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>3</sup> Pesquisador, Instituto de Tecnologia de Pernambuco, Recife, Brasil.

**E-mail do autor principal: Emmanuel Inácio** [emmanuel.is@hotmail.com](mailto:emmanuel.is@hotmail.com)

## Resumo

O objetivo desse trabalho é avaliar a resistência de aderência à tração do revestimento cerâmico aplicado com diferentes argamassas e gesso-cola em substrato de pasta de gesso, a fim de ressaltar a importância de ações preventivas para evitar manifestações patológicas decorrentes de falhas construtivas ou falta de conhecimento do sistema adotado. O estudo de caso foi realizado em uma edificação residencial de 13 pavimentos situada na Região Metropolitana do Recife. Para cada tipo de argamassa foram ensaiados 12 corpos de prova, o mesmo procedimento foi adotado para o gesso-cola. Na normatização brasileira não existem parâmetros para o sistema adotado, portanto foram utilizados limites determinados para o revestimento de argamassa. Entre os resultados obtidos, apenas o gesso-cola standard atendeu ao requisito normativo. Porém, através da análise da forma ruptura, pode-se verificar que as camadas de gesso e a interface substrato-gesso apresentaram os valores mais altos e mais baixos. Dessa forma, acarretando a falha de aderência à execução do revestimento de gesso e não ao tipo de assentamento. Esse trabalho contribui para o meio acadêmico e técnico colocando em discussão a utilização do gesso em áreas molhadas e molháveis, abrindo precedentes para um estudo mais amplo sobre este tema.

**Palavras-Chave:** Aderência; Gesso; Revestimento; Argamassa.

## Abstract

*The objective of this work is to evaluate the adhesion strength to the traction of the ceramic coating applied with different mortars and gypsum glue on gypsum paste substrate, in order to emphasize the importance of preventive actions to avoid pathological manifestations due to constructive failures or lack of knowledge of the adopted system. The case study was carried out in a residential building of 13 floors located in the Metropolitan Region of Recife. For each mortar type, 12 specimens were*

*tested, the same procedure was adopted for gypsum. In the Brazilian standardization there are no parameters for the system adopted, therefore, certain limits were used for the mortar coating. Among the results obtained, only the standard plasterboard met the normative requirement. However, through the analysis of the rupture form, it can be verified that the gypsum layers and the substrate-gypsum interface presented the highest and lowest values. In this way, causing the adhesion failure to the execution of the plaster coating and not to the type of laying. This work contributes to the academic and technical environment by discussing the use of gypsum in wet and wet areas, setting the precedents for a broader study on this subject.*

**Key-words:** Adhesion; Plaster; Coating; Mortar.

## 1 Introdução

As argamassas de revestimento são utilizadas para revestir paredes, muros e tetos, e posteriormente, receberem acabamento cerâmico ou pintura. O revestimento deve auxiliar no isolamento acústico e térmico, apresentar boa estanqueidade à água, segurança ao fogo e resistência ao desgaste e abalos superficiais [1].

Outra característica relevante do revestimento é a aderência ao substrato, produto da ancoragem mecânica da argamassa nas reentrâncias e saliências microscópicas da base, que comumente apresenta manifestações patológicas de descolamento. A aderência depende da forma de aplicação, das características da base, do tipo de argamassa utilizada e do sistema escolhido para a execução do revestimento [2]. A aderência não é uma propriedade da argamassa e sim da interação das camadas do sistema que se pretende avaliar [3].

De acordo com o trabalho de Costa e Jhon [4], o processo de aderência ocorre em toda a superfície entre o substrato e a matriz cimentícia e tem início ainda na fase plástica do material, evoluindo ao longo do tempo devido à cinética de hidratação e absorção da base. Ligações químicas e ações mecânicas em toda interface mantém a aderência do revestimento.

As propriedades da argamassa escolhida para o revestimento e o método de aplicação devem fornecer ao sistema condições favoráveis de acordo com o acabamento estabelecido em projeto, bem como os critérios de aceitação devem ser definidos, a fim de mitigar falhas que afetem a qualidade final do produto [5].

O objetivo desse trabalho é apresentar a importância dos ensaios de resistência de aderência à tração para evitar possíveis manifestações patológicas, avaliando essa propriedade no estudo de caso de revestimento cerâmico em substrato de

gesso, com diferentes argamassas de assentamento e gesso-cola.

## 2 Procedimento Executivo de Revestimento de Paredes Internas

### 2.1 Revestimento de Gesso

O gesso, originado a partir da calcinação da gipsita, quando utilizado na construção civil, é classificado como fino ou grosso e de revestimento ou fundição. Suas características devem atender as exigências químicas, físicas e mecânicas dispostas na ABNT NBR 13207 [6].

A produção brasileira de gesso é estimada em duas toneladas, tendo o Nordeste do país como o maior fabricante desse material. Um montante de aproximadamente 90% do gesso do país é produzido no Polo Gesseiro do Araripe, localizado a 680km do litoral pernambucano [7].

Para ser entregue na obra, o gesso deve ser embalado e armazenado corretamente a fim de manter as características do material: o saco precisa apresentar várias camadas de papelão e sua massa líquida não ultrapassar 40kg, para evitar rupturas e facilitar o manuseio. Empilhados, os sacos sobrepostos devem ter no máximo 20 unidades em cima de paletes, sem contato com o piso [6].

A pasta de gesso empregada no revestimento interno deve apresentar aderência e endurecimento compatíveis com a função ao qual está sendo destinada, podendo ser acrescido à mistura aditivos em pequenas proporções, mas que não sejam nocivos ao acabamento que a base receberá. O revestimento de gesso, quando aplicado em áreas que apresentem percolação de água, deve haver um planejamento para o tratamento com material impermeabilizante na superfície [8].

O revestimento de gesso pode ser desempenado ou sarrafeado. Em ambas as metodologias, apresenta indicadores elevados de produtividade e economia de material. O melhor desempenho é garantido a depender da forma de calcinação da gipsita, módulo de finura, água de amassamento e a presença de impurezas ou aditivos na composição. A base em que o gesso será aplicado, bloco de concreto ou outro material cimentício, deve estar executada há mais de um mês, em função da alta taxa de absorção de água. É recomendável que a espessura do revestimento não ultrapasse 5mm, devido à possibilidade do surgimento de fissuras provenientes às movimentações da estrutura que geram deformações na alvenaria [9].

## 2.2 Revestimento Cerâmico

A ABNT NBR 14081 [10], que estabelece diretrizes para a argamassa colante para assentamento de placas cerâmicas, é dividida em 5 partes: requisitos, execução do substrato padrão e aplicação da argamassa para ensaios, determinação do tempo em aberto, determinação da resistência de aderência à tração, e determinação do deslizamento. Vale ressaltar que os ensaios dispostos nos anexos dessa norma são para condições laboratoriais.

Quanto à aderência do revestimento cerâmico, objeto desse trabalho, a argamassa colante deve atender aos requisitos dispostos na Tabela 1.

**Tabela 1:** Propriedades fundamentais para argamassas colantes.

Requisito		Método de ensaio	Und	ACI	ACI I	ACI II
Resistência de aderência à tração aos 28 dias, em função do tipo de cura	Cura normal	ABNT NBR 14081-4	MPa	≥ 0,5	≥ 0,5	≥ 1,0
	Cura submersa			≥ 0,5	≥ 0,5	≥ 1,0
	Cura em estufa				≥ 0,5	≥ 1,0

Fonte: adaptação da ABNT NBR 14081-1 [10].

Por definição, argamassa colante é uma mistura de aglomerantes hidráulicos, agregados minerais e aditivos, que ao adicionar água forma uma pasta viscosa, plástica e aderente. Muita atenção deve ser dada a água de amassamento, que deve ser isenta de

substâncias estranhas que possam ser prejudiciais ao desempenho do sistema [11].

Fiorito [12] cita os cuidados com o traço das argamassas, mas ressalta outras causas de manifestações patológicas em revestimentos, a saber: falta de previsão de juntas de assentamento e de movimentação, espessuras elevadas do revestimento sem as devidas ações preventivas, e a expansão por umidade das peças cerâmicas.

Bauer [13] reforça que as principais problemáticas nos revestimentos cerâmicos estão ligadas ao descolamento, seja por empolamento ou pulverulência. Ainda assim, a anomalia pode ser atribuída principalmente a aderência das camadas do revestimento à base, dito isso, a preparação com limpeza e chapisco, e atenção com a mistura dos componentes, é a ação preventiva mais eficaz.

## 3 Metodologia

O estudo de caso foi realizado em uma edificação residencial de 13 pavimentos situada na Região Metropolitana do Recife (RMR), composta por 48 unidades de 120m<sup>2</sup> cada. A alvenaria de periferia e as paredes que dividem as unidades foram executadas em bloco de concreto de 14cm de espessura e as divisórias dos ambientes em bloco de gesso de 7cm. Nas áreas molhadas, as alvenarias de bloco de concreto foram revestidas com argamassa cimentícia e nas áreas molháveis, a exemplo da cozinha e área de serviço, foi utilizada pasta de gesso, que receberão posteriormente o revestimento cerâmico.

O estudo de resistência de aderência à tração foi realizado a fim de reduzir as chances de problemáticas decorrentes das ações químicas e físicas nas interfaces do sistema construtivo pasta de gesso e cerâmica.

Os testes foram executados com dois tipos de argamassa colante, ACII e ACIII, e com o gesso-cola standard e hidrofugante, totalizando 4 ensaios, orientados pela NBR 13749 [5]. Esta norma determina a execução de ensaios de resistência de aderência à tração, quando a fiscalização julgar necessário, a cada 100m<sup>2</sup> ou menos da área suspeita, em 12 pontos escolhidos aleatoriamente. O revestimento da área estudada será aceito se, dos 12 ensaios realizados (com idade igual ou superior a 28 dias), pelos menos 8 valores forem iguais ou superiores a 0,3MPa.

<http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.709>

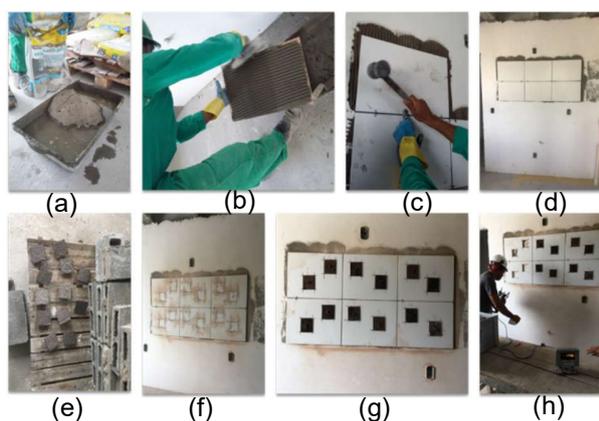
## Avaliação da Resistência de Aderência à Tração de Revestimento Cerâmico em Substrato de Gesso

A aplicação da cerâmica com utilização da argamassa colante ACII foi realizada no dia 03/02/2017 e teve seu ensaio de resistência de aderência executado em 06/03/2017. Os demais ensaios tiveram seu revestimento assentado no dia 15/02/2017 e verificação da aderência 28 dias depois.

Durante a aplicação do revestimento, nos 4 ensaios realizados, foram tomados alguns cuidados para reduzir possíveis adulterações nos reais valores de resistência de aderência à tração, a saber: limpeza do substrato; preparação das argamassas colantes e do gesso-cola conforme informado pelos fornecedores, inclusive no atendimento ao traço; aplicação das argamassas colantes e gesso-cola com utilização de ferramentas adequadas (desempeneadeira de aço denteada); e conformidade na extensão, quantidade e espessura da faixa de espalhamento.

Para a realização do ensaio de aderência, também foram adotadas precauções estabelecidas na NBR 13528 [3], a fim de se medir resultados confiáveis para os sistemas estudados, a exemplo da distribuição dos corpos de prova, corte do revestimento, limpeza da superfície, colagem das pastilhas metálicas e atendimento do tempo de cura estabelecido pelo fornecedor antes do início do teste de arrancamento.

As Figuras 1, 2, 3 e 4 ilustram a preparação e a realização do ensaio de resistência à tração para a argamassa colante ACII, ACIII, gesso-cola standard e gesso-cola hidrofugante, respectivamente.

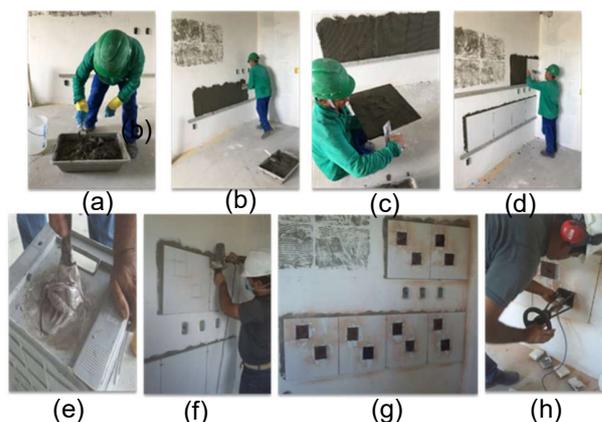


**Figura 1:** Ensaio com argamassa colante ACII.

(a) Preparação da ACII; (b) Espalhamento da argamassa em toda a tardoza da cerâmica; (c) Assentamento do revestimento cerâmico; (d) Revestimento assentado para realização do ensaio de aderência; (e) Aplicação da cola epóxi nas pastilhas metálicas; (f) Corte das 12 amostras do

revestimento; (g) Colagem das pastilhas metálicas; (h) Ensaio de resistência de aderência à tração.

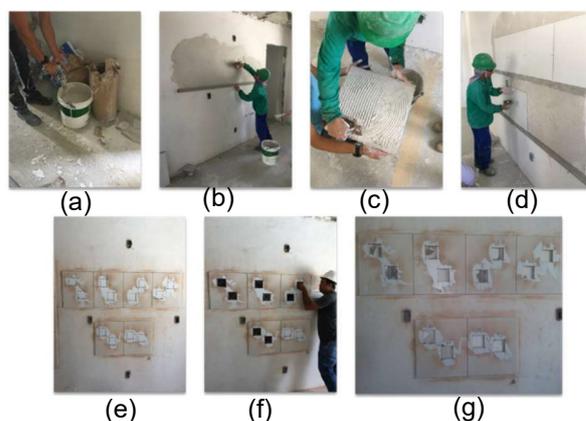
Fonte: Autores 2017



**Figura 2:** Ensaio com argamassa colante ACIII.

(a) Preparação da ACIII; (b) e (c) Espalhamento da argamassa no substrato de gesso e em toda a tardoza da cerâmica; (d) Assentamento do revestimento cerâmico; (e) Preparação da cola epóxi; (f) Corte das 12 amostras do revestimento; (g) Colagem das pastilhas metálicas; (h) Ensaio de resistência de aderência à tração.

Fonte: Autores (2017)



**Figura 3:** Ensaio com gesso-cola standard.

(a) Preparação do gesso-cola standard; (b) e (c) Espalhamento do gesso-cola no substrato de gesso e em toda a tardoza da cerâmica; (d) Assentamento do revestimento cerâmico; (e) Corte das 12 amostras do revestimento; (f) Colagem das pastilhas metálicas; (g) Revestimento cerâmico após o ensaio de resistência de aderência à tração.

Fonte: Autores (2017)



**Figura 4:** Ensaio com gesso-cola hidrofugante.

(a) Preparação do gesso-cola hidrofugante; (b) e (c) Espalhamento do gesso-cola no substrato de gesso e em toda a tardoza da cerâmica; (d) Criação de cordões no gesso-cola com utilização da desempenadeira de aço; (e) Assentamento do revestimento cerâmico; (f) Corte das 12 amostras do revestimento; (g) Aplicação da cola epóxi nas pastilhas metálicas; (h) Ensaio de resistência de aderência à tração.

Fonte: Autores (2017)

## 4 Resultados e Discussões

Para análise dos resultados dos ensaios realizados, adotou-se como referência os limites de resistência preconizados pela NBR 13749 [5], conforme Tabela 2.

**Tabela 2:** Limites de resistência de aderência à tração ( $R_a$ ) para emboço e camada única.

LOCAL	ACABAMENTO	$R_a$ (MPa)	
PAREDE	INT.	PINTURA OU BASE PARA REBOCO	$\geq 0,20$
		CERÂMICA OU LAMINADO	$\geq 0,30$
	EXT.	PINTURA OU BASE PARA REBOCO	$\geq 0,30$
		CERÂMICA	$\geq 0,30$
TETO	-	$\geq 0,20$	
PISO (INT./EXT.)	CERÂMICA	$\geq 0,30$	

Fonte: adaptação da ABNT NBR 13749 [5].

De acordo com a Tabela 2, para acabamento do tipo cerâmico aplicado em parede, tema de estudo deste trabalho, o valor mínimo da resistência de aderência à tração considerado satisfatório para o

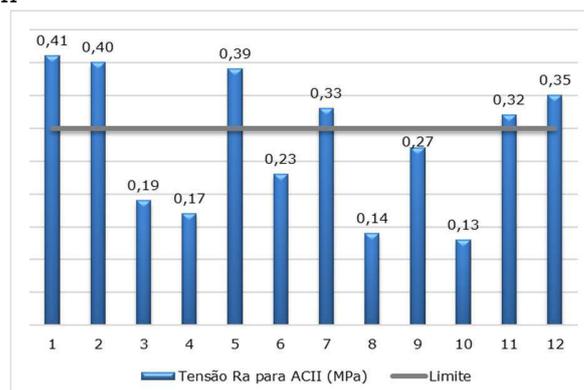
bom desempenho deste sistema tem que ser igual ou maior do que 0,3MPa.

É importante salientar que os limites de referência para a resistência de aderência à tração apresentados acima são aplicáveis para argamassas cimentícias (emboço e/ou camada única), e só foram considerados pela inexistência de normas técnicas brasileiras que determinem o desempenho do revestimento cerâmico sobre a pasta de gesso.

### 4.1 Resultados Para Argamassa Colante ACII

No Gráfico 1 são apresentados os resultados para o ensaio de resistência de aderência à tração de cerâmica em substrato de gesso com utilização de argamassa colante ACII.

**Gráfico 1:** Resultados do ensaio com argamassa colante ACII



Fonte: Autores 2017

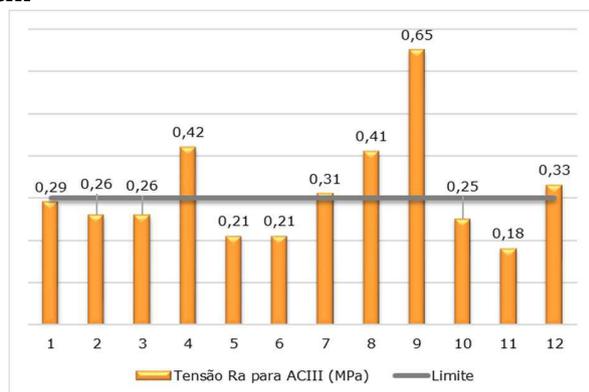
Na análise da forma de ruptura, constatou-se que os corpos de prova (CP's) 1, 2, 5, 7, 11 e 12, com  $R_a \geq 0,3\text{MPa}$ , tiveram grande parte de seus descolamentos concentrados entre o substrato (bloco de concreto) e a pasta de gesso, ou entre as camadas de gesso. Já os resultados abaixo do limite adotado, CP's 3, 4, 6, 8, 9 e 10, apontaram rupturas nas seguintes interfaces do sistema: entre as camadas de gesso, entre o substrato e o gesso, e entre a cerâmica e a argamassa colante. O resultado mais satisfatório, 0,41MPa, rompeu 70% na interface substrato-gesso e 30% entre as camadas de gesso, enquanto o resultado mais baixo, 0,13MPa, se rompeu 25% no substrato, 20% no substrato-gesso e 55% entre as camadas de gesso. É importante citar que a ruptura do CP 8 foi 100% localizada entre a cerâmica e a cola adesiva utilizada no ensaio. A baixa tensão encontrada <http://dx.doi.org/10.25286/repav.2i3.709>

para esta amostra pode ter sido causada por falha durante a colagem da placa metálica na cerâmica.

### 4.2 Resultados Para Argamassa Colante ACIII

Os resultados dos ensaios para a argamassa colante ACIII são apresentados no Gráfico 2.

**Gráfico 2:** Resultados do ensaio com argamassa colante ACIII



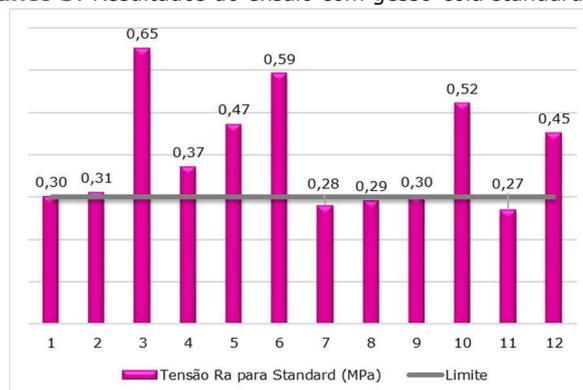
Fonte: Autores 2017

A análise da forma de ruptura revelou que os corpos de prova com resistência de aderência acima de 0,3MPa, CP's 4, 7, 8, 9 e 12, romperam com maior frequência entre a interface substrato-gesso e entre as camadas de gesso, apresentando também descolamentos entre as camadas de substrato e as camadas de argamassa colante. Os CP's que apresentaram resistência de aderência menor que 0,3MPa, CP's 1, 2, 3, 5, 6, 10 e 11, registraram rupturas nas interfaces a seguir: camadas de gesso, substrato-gesso, camadas de argamassa colante e entre camadas do substrato. A maior tensão medida, 0,65MPa, rompeu 55% entre as camadas de gesso, 35% na interface substrato-gesso e 10% entre as camadas do substrato. Já o resultado mais baixo, 0,18MPa, se rompeu 80% na argamassa colante e 15% entre as camadas de gesso. Os CP's 2 e 3 apresentaram o mesmo Ra, 0,26MPa, porém formas de ruptura distintas. Já os CP's 5 e 6, além da mesma resistência de aderência à tração, obtiveram rupturas similar.

### 4.3 Resultados Para Gesso-Cola Standard

A utilização do gesso-cola do tipo standard para assentamento da cerâmica no substrato apresentou resultados mais satisfatórios de resistência de aderência, quando comparados a ACII e ACIII. Estas tensões são expostas no Gráfico 3.

**Gráfico 3:** Resultados do ensaio com gesso-cola standard



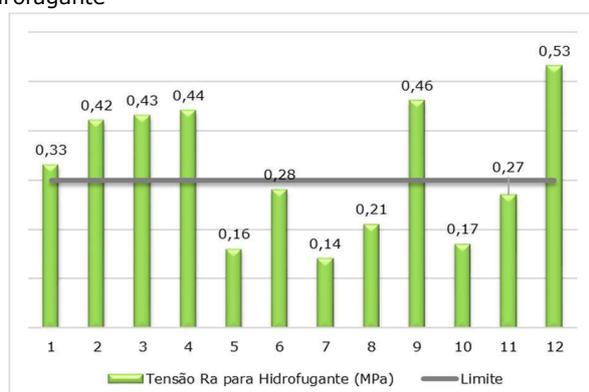
Fonte: Autores 2017

Pode-se constatar, através da análise da forma de ruptura, que os corpos de prova com  $Ra \geq 0,3MPa$ , CP's 1, 2, 3, 4, 5, 6, 9, 10 e 12, romperam com maior frequência entre as camadas de gesso e entre a interface substrato-gesso, apresentando também, com menor incidência, descolamentos entre a cerâmica e o gesso-cola, e nos vazios encontrados entre as camadas de gesso. Os CP's com resistência de aderência abaixo de 0,3MPa, CP's 7, 8 e 11, tiveram rupturas ocorridas entre as camadas de gesso e na interface substrato-gesso. A amostra com maior Ra, 0,65MPa, rompeu 55% na interface substrato-gesso e 45% entre as camadas de gesso, enquanto que a tensão mais baixa encontrada, 0,27MPa, apresentou ruptura 100% entre as camadas de gesso. Um fator relevante é a ocorrência quase que total da ruptura entre as camadas de gesso nas três amostras com tensão menor que 0,3MPa. Esta forma de descolamento se repetiu para os CP's 8 e 11, enquanto o CP 7 rompeu 90% nesta interface e apenas 10% entre o substrato-gesso. Este fato pode ter ocorrido devido à falha de execução durante a aplicação da pasta de gesso no substrato.

### 4.4 Resultados Para o Gesso-Cola Hidrofugante

No Gráfico 4 são apresentados os resultados para o ensaio de resistência de aderência à tração com utilização de gesso-cola do tipo hidrofugante.

**Gráfico 4:** Resultados do ensaio com gesso-cola hidrofugante



Fonte: Autores 2017

Após o final do ensaio, os corpos de prova 1, 2, 3, 4, 9 e 12 obtiveram resistência de aderência superior a 0,3MPa, com todas as rupturas ocorrendo na interface substrato-gesso e entre as camadas de gesso. Apenas o CP 12 apresentou descolamento entre as camadas de gesso e seus vazios. Os resultados com  $R_a \leq 0,3\text{MPa}$ , CP's 5, 6, 7, 8, 10 e 11, apontaram todas as rupturas ocorrendo entre o substrato e o gesso, e entre as camadas de gesso. A maior resistência de aderência, 0,53MPa, rompeu 95% entre as camadas de gesso e 5% em seus vazios encontrados. Já o resultado menos satisfatório, 0,14MPa, se rompeu 80% na interface substrato-gesso e 20% entre as camadas de gesso. A ocorrência dos descolamentos entre o substrato-gesso e entre as camadas de gesso em todas as amostras com  $R_a$  inferior a 0,3MPa, demonstram a deficiência na execução da pasta de gesso.

#### 4.5 Comparativo Entre os Resultados Apresentados

Como orientado pela NBR 13749 [5], os revestimentos das áreas estudadas serão aceitos se no mínimo 2/3 dos resultados de cada ensaio forem iguais ou superiores a 0,3MPa.

Os resultados para o ensaio com a argamassa colante ACII, ilustrados no Gráfico 1, mostraram que em um total de 12 amostras ensaiadas, apenas 6 (50%) foram aprovadas, ou seja, o revestimento não atendeu o requisito mínimo de resistência de aderência à tração, não sendo considerado de bom desempenho. Os ensaios com a argamassa colante

ACIII apresentaram resultados menos satisfatórios quando comparados a ACII. De 12 amostras ensaiadas, apenas 5 (42%) foram aprovadas.

A utilização do gesso-cola standard na execução do revestimento cerâmico forneceu os melhores resultados, apresentando 9 corpos de prova (75%) com resultados superiores a 0,3MPa. O sistema construtivo onde empregou-se este tipo de material aderente foi o único aprovado dentre todos os 4 sistemas ensaiados. O gesso-cola hidrofugante, conforme observado no Gráfico 4, não obteve resultados aceitáveis, visto que apenas 6 amostras (50%) tiveram  $R_a \geq 0,3\text{MPa}$ .

### 5 Conclusão

Pode-se concluir que o método de ensaio utilizado não é adequado para o tipo de substrato estudado e o sistema construtivo no qual está sendo empregado. Tendo em vista que as normas técnicas sobre revestimento de gesso não abordam os requisitos mínimos de resistência de aderência, se fazem necessários estudos mais amplos quanto ao comportamento do material, como por exemplo: avaliação do tempo em aberto do gesso, resistência de aderência à tração potencial e ao longo do tempo, interferência do tipo de substrato na aderência, e aderência entre as camadas de gesso. Esse trabalho abre precedente acadêmico e técnico a respeito da utilização do gesso em áreas molhadas e molháveis, além da aplicação de cerâmica sobre substrato de gesso. Os números apresentados são considerados insatisfatórios, porém representativos no que tange a execução de cerâmica em substrato de pasta de gesso, visto que grande parte dos resultados abaixo de 0,3MPa apresentaram rupturas entre o substrato-gesso e entre as camadas de gesso, e não nas interfaces entre a cerâmica e a argamassa de gesso. Ainda, para este tipo de sistema construtivo, recomenda-se o desenvolvimento de pesquisas mais aprofundadas no que diz respeito a utilização do gesso-cola standard no assentamento de revestimento cerâmico, com o objetivo de comprovar o atendimento do requisito mínimo de aderência solicitado por esse sistema.

### Referências

[1] CARASEK, H.; ISAIA, G.C. (Org.). Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia dos materiais. São Paulo: Arte interativa, 2011. Cap. 26, p. 863-904.

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.709>

[2] KAZMIERCZAK, C.S.; BREZEZINSKI, D.E.; COLLATO, D. Influências das características da base na resistência à tração e na distribuição de poros de uma argamassa. Estudos tecnológicos de engenharia, 2007. Disponível em: <revistas.unisinos.br/index.php/estudos\_tecnologicos/article/view/5729/2928>. Acesso em 22 jun. 2017, 15:35:30.

[3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-13528: Revestimentos de paredes de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração. 2010.

[4] COSTA, E.B.C.; JOHN, V.M. Aderência substrato-matriz cimentícia – estado da arte. Anais IX Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas – SBTA. 2015, Minas Gerais.

[5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-13749: Revestimentos de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação. 2013.

[6] \_\_\_\_\_. NBR-13207: Gesso para construção civil. 1994.

[7] PERES, L. Gesso: Produção e utilização na construção civil. Recife: Sebrac, 2008.

[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-13867: Revestimento interno de paredes e tetos com pasta de gesso – Materiais, preparo, aplicação e acabamento. 1997.

[9] QUINÁLIA, Eliana. Gesso liso. Revista Techne, 2005. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/99/artigo287379-1.aspx>>. Acesso em: 23 jun. 2017, 17:54:25.

[10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-14081: Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas. 2012.

[11] \_\_\_\_\_. NBR-13754: Revestimentos de paredes internas com placas cerâmicas e com utilização de argamassa colante – Procedimento. 1996.

[12] FIORITO, A.J.S.I. Manual de argamassa e revestimentos: estudos e procedimentos de execução. São Paulo: Pini, 2009.

[13] BAUER, F.L.A. Materiais de construção, 2. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

---

# Os Novos Túneis Urbanos da Cidade do Recife: Casos de Degradação Prematura de Estruturas de Concreto

*The New Urban Tunnels on the city of Recife: Cases of premature degradation on structures of concrete*

Eduardo José Melo Lins <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-8347-6183](https://orcid.org/0000-0001-8347-6183)

Ramon Duque Ferraz Burgos <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-8807-7544](https://orcid.org/0000-0001-8807-7544)

Eliana Cristina Barreto Monteiro <sup>2,3</sup>  [orcid.org/0000-0003-0842-779X](https://orcid.org/0000-0003-0842-779X)

<sup>1</sup> Programa de Pós-graduação em Manutenção, Inspeção e Recuperação de Estruturas Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil,

<sup>3</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.

E-mail do autor principal: Eduardo Lins [eduardojmlins@hotmail.com](mailto:eduardojmlins@hotmail.com)

## Resumo

---

A realização da manutenção preventiva torna possível a identificação de manifestações patológicas e evita a redução do desempenho da estrutura, porém a cultura da manutenção em obras públicas no Brasil não é devidamente adotada, no caso dos túneis, intensificada pela falta de uma norma específica para a inspeção de túneis urbanos. Na cidade do Recife não é diferente, dos cinco túneis existentes na área urbana, todos apresentam sinais de deterioração e suas condições preocupam os usuários, o que se agrava pela cidade do Recife se encontrar num ambiente bastante agressivo, com alagamentos constantes e nível do lençol freático alto. Este estudo tem como objetivo analisar o Túnel da Abolição e Túnel Felipe Camarão, os quais foram os últimos a serem construídos. Após a inspeção, ficou claro que o estado de conservação dos túneis é preocupante e que manifestações patológicas estão presentes em ambas as estruturas dos túneis inspecionados. Os dois túneis mais recentemente construídos apresentam degradação acelerada e prematura de boa parte da estrutura. Medidas corretivas são necessárias e de responsabilidade do poder público, caso contrário a estrutura deixará de atender à finalidade para a qual foi concebida, podendo causar risco à integridade física dos cidadãos que as utilizam.

**Palavras-Chave:** Túneis; Durabilidade; Patologia; Recife; Concreto;

## Abstract

---

*The performing of preventive maintenance makes it possible to identify pathological manifestations and avoids a reduction in the performance of the structure, but the culture of maintenance in non-public works in Brazil is not properly adopted in the case of tunnels, intensified by the lack of a specific standards for Inspection of urban tunnels. In the city of Recife is no different, all the five tunnels in the urban area, has signs of deterioration and its conditions worry the users, which is aggravated by the location of the city of Recife in a very aggressive environment, with constant flooding and the high level of the subterranean water. This study aims to analyze the Abolition Tunnel*

*and Felipe Camarão Tunnel, which were the last to be built. After the inspection, it became clear that the state of conservation of the tunnels is worrying and that pathological manifestations are present in both tunnels. The two most recently constructed tunnels have accelerated and premature degradation of much of the structure. Corrective measures are necessary and the responsibility are from the public power, otherwise the structure will no longer serve the purpose for which it was designed and may cause a risk to the physical integrity of the citizens who use them.*

**Key-words:** Tunnels; Durability; Pathology; Recife; Concrete

### 1 Introdução

Até o ano de 2011 existiam 3 Túneis na Cidade do Recife. O primeiro construído foi o Túnel Prefeito Augusto Lucena, no Ano de 1997, e sua função principal seria desafogar o trânsito das vias arteriais nos arredores do bairro de Boa Viagem e facilitar o acesso ao bairro de Setúbal. O segundo túnel implantado foi o Chico Science, em 2000. Ele veio com a função de descongestionar um trecho crítico no encontro da Av. Abdias de Carvalho com a Av. Beira Rio e Rua da Benfica. No ano de 2007, foi concluído o túnel Josué de Castro, ou túnel do Pina, o qual ficou conhecido por ser a primeira obra que integraria a Via Mangue. Tais túneis citados acima foram objeto de estudo por DA FONTE [1], os quais realizaram inspeções visuais e buscaram caracterizar problemas estruturais e de manutenção que viessem a causar problemas aos utilizadores.

Porém, a Cidade do Recife sofreu forte impacto com a escolha para ser cidade sede da copa do mundo FIFA de 2014 e com a implantação do polo petroquímico no porto de SUAPE. Dois novos túneis foram projetados, o Túnel Felipe Camarão, com 300 m (984 pés) de comprimento, o qual foi subsidiado pelo Governo do Estado de Pernambuco e concebido para reduzir os congestionamentos no cruzamento das Avenidas Mascarenhas de Moraes e Maria Irene, facilitando o acesso ao bairro do Jordão. O outro túnel planejado foi o Túnel da Abolição, o qual possui 287 m (941 pés) e fica localizado no cruzamento da Rua Real da Torre com a Rua da Benfica e integra parte da implantação do corredor Leste-Oeste.

Os dois túneis são de construção recente, tendo o primeiro sido construído há cinco anos, porém, apesar de serem novos, apresentam manifestações patológicas de mesmo grau de risco e intensidade que

os três mais antigos. Eles são de grande importância para o trânsito da cidade, visto que o Recife consta como a cidade com o oitavo pior trânsito do mundo [2], e a interrupção do tráfego em algum deles iria causar diversos problemas de mobilidade.

A manutenção preventiva pode evitar que os túneis fiquem em estado crítico de utilização e que o custo de recuperação possa vir a ser até 50 vezes mais caro que o da manutenção, porém não há uma cultura de manutenção preventiva nos órgãos responsáveis pelos túneis do Recife, fazendo com que as intervenções ocorram após acidentes automobilísticos, os quais por vezes são fatais. Tal fato não está muito distante dos túneis do Recife, pois já houveram acidentes provocados por alagamentos e pela falta de iluminação na parte interina dos túneis. Uma vez que não há notícias oficiais a respeito da existência de planos de manutenção ou inspeções periódicas para a análise do estado das estruturas que compõem os túneis da cidade do Recife, o presente artigo científico tem o objetivo de analisar e diagnosticar preliminarmente a atual condição das estruturas e identificar os fatores e as causas da visível deterioração prematura e acelerada dos dois túneis mais recentemente construído na cidade do Recife, quais sejam, o Túnel Felipe Camarão e o Túnel da Abolição.

### 2 Manutenção e vida útil das estruturas de concreto

SOUZA e RIPPER [3] definem a manutenção de uma estrutura como sendo o conjunto de atividades necessárias para a 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. Também é ressaltado que um bom programa de manutenção implica na definição de metodologias adequadas de operação, controle e

execução da obra. UEDA e TAKEWAKA [4] demonstram a importância econômica da manutenção na durabilidade da estrutura, com as diferenças de gastos entre manutenção e reparo, conforme apresentado no Quadro 1.

**Quadro 1:** Gastos em Países desenvolvidos com manutenção e reparo

País	Gastos com construções novas	Gastos com manutenção e reparo	Gastos totais com construção
França	85,6 Bilhões de Euros (52%)	79,6 Bilhões de Euros (48%)	165,2 Bilhões de Euros (100%)
Alemanha	99,7 Bilhões de Euros (50%)	99,0 Bilhões de Euros (50%)	198,7 Bilhões de Euros (100%)
Itália	58,6 Bilhões de Euros (43%)	76,8 Bilhões de Euros (57%)	135,4 Bilhões de Euros (100%)
Reino Unido	60,7 Bilhões de Pounds (50%)	61,2 Bilhões de Pounds (50%)	121,9 Bilhões de Pounds (100%)

Fonte: UEDA E TAKEWAKA (2007)

Fica evidente que a manutenção das estruturas de concreto armado é economicamente mais vantajosa que a recuperação, e que as inspeções periódicas são de grande importância para a verificação e correção de manifestações patológicas, prolongando a vida útil da estrutura.

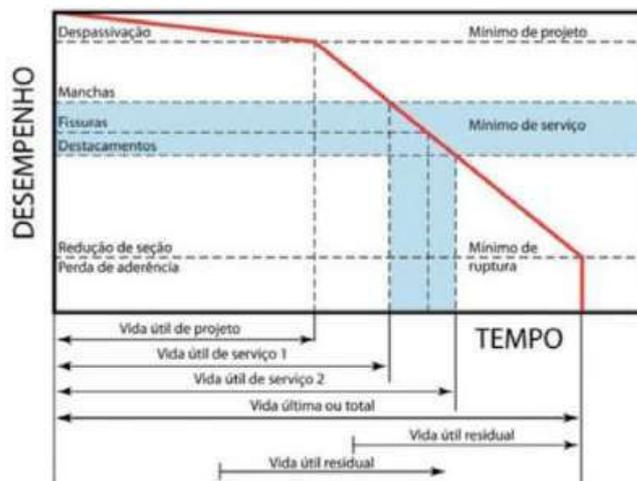
A manutenção pode ser associada com outro fator de conservação importante para as estruturas de concreto armado, a vida útil. A ABNT NBR 6118:2014 [5], define a vida útil de projeto como sendo o “período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor”.

No Brasil há uma proposta de definição clara de vida útil de projeto desde o início da década de 90 [6], limitada aos fenômenos de corrosão das armaduras, que pode ser esquematizado conforme mostrado na Figura 1. Para os demais fenômenos de deterioração ainda não há propostas brasileiras nem internacionais [7].

Existe uma proximidade entre os conceitos de vida útil e durabilidade que, às vezes, leva à utilização equivocada dos termos. Pode-se considerar que a vida útil é a quantificação da durabilidade que se supõe ser apenas uma qualidade da estrutura. A vida útil pode também ser entendida como o período de tempo durante o qual a estrutura é capaz de desempenhar bem as funções para as quais foi projetada.

Os problemas patológicos 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. A falta de alocação de verbas para manutenção pode vir a se

tornar um fator responsável pelo surgimento de problemas estruturais de maiores proporções, implicando gastos significativos e, no limite, a própria demolição da estrutura [3].



**Figura 1:** Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando por referência o fenômeno de corrosão de armaduras. Fonte: HELENE (1997)

LEMOS [9] comenta que a maior parte da bibliografia existente relata principalmente danos e degradação nas estruturas subterrâneas causadas pela infiltração de água. Estes danos são classificados de acordo com ITA [10] em três diferentes categorias: Efeitos externos (no entorno do túnel, mas não afetando sua estrutura), efeitos estruturais (afetando a capacidade estrutural do túnel) e efeitos funcionais (afetando a funcionalidade do túnel).

O Manual de Inspeção de Obras-de-Arte Especiais do DNER [11], também lista os principais efeitos dos problemas patológicos que conduzem à deterioração das estruturas, são eles:

- Degradação da aparência da estrutura em função das manchas, eflorescências, estalactites e fissuras no concreto, além de deformações excessivas na estrutura;
- Perda da rigidez e resistência da estrutura em função da presença de fissuras, do destacamento ou desagregação do concreto ou de corrosão de armaduras;
- Diminuição da vida útil da estrutura, quando os efeitos anteriormente citados atingem um nível de comportamento que impede a continuação do uso da estrutura.

Segundo DA FONTE [1], existe uma forte necessidade de se implantar sistemas de manutenção em obras de qualquer nível ou tipo de utilização, no

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.712>

caso de obras públicas, mais especialmente os túneis. A questão da manutenção se torna ainda mais importante porque há grande circulação de usuários, que leva a uma degradação natural do equipamento e tendo em vista que são estruturas fechadas, as mesmas ficam submetidas a fortes ações agressivas como as infiltrações e subpressões.

Essa deficiência na manutenção dos túneis se deve em parte à escassez de normas brasileiras específicas para a manutenção de túneis, havendo normas apenas para as situações de incêndio.

LEMOS [9], cita a experiência de outros países no quesito manutenção e reabilitação das estruturas dos túneis. Na República Tcheca túneis rodoviários recebem as inspeções duas vezes ao ano, com inclusão de inspeções especiais quando necessário. São verificados o estado do suporte, a presença de fluxo de água, trincas visíveis e medidas de temperatura. Vale ressaltar que no mesmo país a frequência nas inspeções em túneis de metrô é semanal, mensal e anual.

No Japão, as inspeções do sistema de suporte de túneis são divididas em inspeção primária e secundária. Novas tecnologias de inspeção não-destrutivas estão sendo utilizadas, entre elas veículos equipados com sistemas de georadar e câmeras de infravermelho que executam inspeções rápidas [9].

No Brasil, de um modo geral, os túneis pertencem às malhas rodoviárias/ferroviárias federais, estaduais ou municipais, de modo que as manutenções de tais equipamentos são realizadas por essas três instâncias de poderes através de órgãos públicos ou por meio de concessionárias. Esta última, com a implantação nos últimos anos no Brasil da política de concessões de rodovias, torna-se a gerenciadora das manutenções dos túneis existentes nesses trechos, criando técnicas específicas de acordo com o sistema construtivo de cada túnel. No caso das rodovias que continuam sob a gestão pública percebe-se que ainda existe uma grande deficiência de manutenção, gerada pela falta de recursos e também por uma cultura que prioriza a construção de obras novas em detrimento da conservação de obras existentes [1].

### 3 Metodologia

Para a elaboração do presente artigo foram realizadas inspeções no período de chuvas do Recife, mais precisamente nos meses de maio e junho de 2017. De acordo com o boletim de acúmulo de precipitações da Agência Pernambucana de Águas e Climas (APAC), o mês de maio apresentou um acúmulo de chuvas com 282,2 mm e o mês de junho com 284,9 mm, volumes de chuva elevados, o que aumenta o contato das estruturas com a água e, favorece o desenvolvimento das manifestações patológicas em estruturas de concreto subterrâneas.

As inspeções foram realizadas de forma visual, com o auxílio de um fissurômetro, câmera fotográfica e uma trena. Com os dados obtidos nas inspeções, foram desenvolvidos quadros com o mapeamento das manifestações presentes, segundo o modelo proposto no trabalho de DA FONTE [1]. Para a busca de informações relevantes, e potencialmente influenciadoras das condições de conservação e manutenção dos túneis, foram utilizadas buscas no banco de dados do Google Scholar, Scielo e Portal de Periódicos da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior/Ministério da Educação (CAPES/MEC).

## 4 Resultados

### 4.1 Túnel da Abolição

O túnel da Abolição fica localizado na Rua Real da Torre e passa sob a Rua da Benfica. Ele possui 287 m e é o túnel mais novo construído na Cidade do Recife, tendo sido concluído em 2015. O túnel foi prejudicado por um erro de projeto que o encolheu meio metro entre o desenho e a execução. O equipamento previa três faixas de rolamento, sendo uma delas exclusiva para o transporte público. E, para isso, deveria ter no mínimo 8,90 de largura, mas ficou com apenas 8,40, inviabilizando a terceira via e a utilização de uma parada de ônibus dentro do túnel. Apesar dessa inviabilidade, ainda foram construídos dois acessos ao subterrâneo do túnel: Uma escada e a estrutura metálica para receber um elevador. O Quadro 2 define às características do túnel.

**Quadro 2:** Características do Túnel da Abolição

<b>Ano de Construção</b>	2015
<b>Localização</b>	Madalena, Recife - PE
<b>Tipo de Túnel</b>	Urbano
<b>Proprietário</b>	Prefeitura do Recife
<b>Extensão</b>	324,00 m
<b>Largura</b>	8,80 m
<b>Altura Limite</b>	5,60 m
<b>Quantidade de Faixas</b>	Duas Faixas/Sentido
<b>Sentido de Fluxo</b>	Sentido Único (Norte-Sul)
<b>Material</b>	Concreto armado
<b>Forma</b>	Sementerrado
<b>Contenções Laterais</b>	Estacas Secantes
<b>Tipo de Juntas</b>	Jeene
<b>Tipo de Pavimentação</b>	CBUQ

Fonte: Dos Autores (2017)

No dia da inspeção a APAC registrou 49,6 mm de chuva. O Túnel da Abolição se diferencia por ter a parede de contenção construída com estacas secantes com diâmetro nominal de 600 mm. Essa tecnologia foi escolhida pelo baixo nível de vibrações emitidas, pois nos arredores do túnel existem construções históricas, a exemplo do Museu da Abolição, que dá nome ao referido túnel.

Na parte superior do túnel uma praça foi construída para integrar e valorizar os arredores do Museu da Abolição. Nesta praça existem sete canteiros elevados gramados, os quais no dia da inspeção apresentavam significativo acúmulo de água e manchas de percolação de água nas faces externas, como pode se verificar na Figura 2.



**Figura 2:** Praça sobre o túnel com pontos de alagamento  
Fonte: Dos Autores (2017)

Também se verificou água acumulada nas calçadas, nos patamares da escada de acesso ao subterrâneo e áreas centrais da praça. Nas calçadas existem sete ralos para permitir o escoamento das águas superficiais, porém cinco estavam entupidos e

com a presença de vegetação em seu interior (Figura 3).



**Figura 3:** Estado dos ralos. Fonte: Dos Autores (2017)

Na área central da praça não há sistema de drenagem e a água apenas é direcionada para uma calha improvisada que deságua como uma cascata na faixa de rolamento da direita da parte interna do túnel, conseqüentemente atrapalhando a visão dos motoristas. Todos os problemas de manutenção identificados estão listados no Quadro 3. No túnel, verificou-se a presença fissuras tipo mapa e de percolação de água em toda a extensão da parede de contenção. É possível perceber que em boa parte dos pontos de percolação há presença de um material argiloso de cor alaranjada, além de pontos com eflorescência e criptoflorescência. O material argiloso apresenta consistência similar à argila, o qual provavelmente é advindo do carreamento de material do aterro lateral. Devido a umidade nas paredes de contenção, também verificamos a presença de arbustos de médio porte, lodo e pontos onde pequenos moluscos estavam fixos à parede.

**Quadro 3:** Problemas identificados por falta de manutenção no túnel da Abolição

	<b>Ano 2017</b>
1	Drenos e ralos entupidos com acúmulo lodo
2	Presença de vegetação e moluscos em toda a estrutura
3	Água escoando da Praça superior sobre a faixa de rolamento central
4	Tubulação metálica do sistema de recalque com sinais de corrosão

Fonte: Adaptado de DA FONTE (2011)

Nas paredes de contenção há vigas de coroamento em concreto armado para amarração das estacas secantes. Duas cintas ficam na parte central das paredes e uma na extremidade superior das mesmas,

as quais também servem como guarda corpo para os pedestres que trafegam por cima do túnel. Nas duas cintas de coroamento centrais há a presença de nichos de concretagem de dimensões consideráveis e armaduras aparentes com sinais de corrosão. A Figura 4 mostra o estado avançado de corrosão da armadura, além de outras manifestações patológicas dispostas no Quadro 4.

No conjunto estrutural vigas-laje superior central, existem pontos de infiltração de água por microfissuras que se distribuem paralelas ao encontro viga-laje, além de outros pontos isolados onde há percolação de água com menor vazão, porém com manchas de eflorescência bastante evidentes (Figura 6).



**Figura 4:** Armadura corroída em falha de concretagem da cinta de coroamento. Fonte: Dos Autores (2017)

Da avaliação das condições da estrutura do Túnel da Abolição, é possível compreender preliminarmente que a estrutura do túnel não apresenta sinais de deslocamento de concreto devido à corrosão de armaduras e, onde há corrosão é devido às falhas de execução.

A presença da eflorescência é indicio de lixiviação do concreto, o que facilita a despassivação por carbonatação. Frente ao exposto é possível compreender que transcorridos 2 anos do uso da estrutura, a mesma se encontra na sua vida útil de projeto, por ainda ter a proteção do cobrimento do concreto nas diversas peças que compõem o túnel, porém, se faz necessário uma inspeção mais detalhada para um diagnóstico conclusivo das condições de desempenho da estrutura do mesmo.



**Figura 5:** Percolação de água com carreamento da argila sobre a face da parede de contenção. Fonte: Dos Autores (2017)

**Quadro 4:** Resumo das Manifestações Patológicas no Túnel da Abolição

Ano 2017	
1	Fissuras lineares do tipo mapa no guarda-corpo em concreto, com algumas apresentando manchas de eflorescência
2	Manchas de lodo e bolor por toda a extensão da parede de contenção
3	Fissuras tipo mapa na cinta de coroamento da parede de contenção
4	Percolação de água e carreamento de material argiloso por toda a extensão da parede de contenção em estacas secantes
5	Eflorescência no conjunto estrutural vigas-laje superior central
6	Manchas de percolação de água nas vigas da laje superior central
7	Nichos de concretagem na cinta de coroamento inferior, com trechos com armadura exposta
8	Fissura na interface entre viga-laje superior central e guarda corpo superior
9	Drenagem ineficiente na parte sobre o túnel, com acúmulo de água nos canteiros e nas calçadas

Fonte: Adaptado de DA FONTE (2011)



**Figura 6:** Manchas de eflorescência na laje superior central.  
Fonte: Autores (2017)

## 4.2 Túnel Felipe Camarão

O túnel Felipe Camarão é o único que está sob a gestão do Governo do Estado de Pernambuco e foi inaugurado em 2012. A contenção lateral é composta por cortinas atirantadas em concreto armado, com trechos ancorados por tirantes e outros travados por vigas. O túnel é composto por quatro faixas, duas na direita no sentido Jordão-Boa Viagem (Oeste-Leste) e duas na esquerda no sentido oposto, bem como calçadas laterais e um canteiro central. Todas as características do Túnel Felipe Camarão podem ser verificadas no Quadro 5.

**Quadro 5:** Características do Túnel Felipe Camarão

Ano de Construção	2012
Localização	Jordão, Recife - PE
Tipo de Túnel	Urbano
Proprietário	DER-PE
Extensão	301,00 m
Largura	8,00 m
Altura Limite	6,00 m
Quantidade de Faixas	Duas Faixas/Sentido
Sentido de Fluxo	Sentido Duplo (Leste-Oeste)
Material	Concreto armado
Forma	Semienterrado
Contenções Laterais	Cortinas atirantadas em concreto armado
Tipo de Juntas	Jeene
Tipo de Pavimentação	CBUQ

Fonte: Adaptado DA FONTE (2011)

Das inspeções visuais, ficou evidente o grande número de fissuras verticais e do tipo mapa nas paredes de contenção tipo cortina atirantada. As

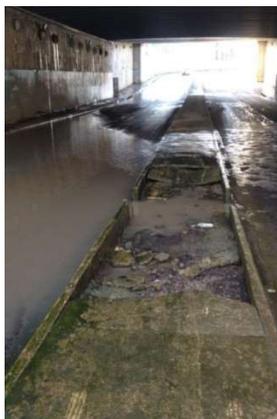
fissuras verticais aparecem de forma uniforme e em distâncias similares, evidenciando que são fissuras de alívio. Várias dessas fissuras tinham sinais de percolação de água, e conseqüentemente presença de lodo, bolor, criptoflorescência, vegetação e carreamento do material do aterro (Figura 7). Nas vigas transversais e longitudinais também foram identificadas fissuras verticais e a 45° nos trechos mais próximos às cortinas atirantadas, como se pode notar na Figura 8. De um total de 22 vigas transversais, 11 antes da laje central e 11 depois, 6 apresentaram fissuras.

Algumas vigas transversais também apresentam sinais de bolor, manchas de percolação de água e eflorescência.



**Figuras 7 e 8:** Fissuras do tipo mapa com manifestações patológicas; vigas longitudinais e transversais com fissuras a 45° Fonte: Autores (2017)

A Figura 9 evidencia o estado do canteiro central na cota mais baixa do trecho central do túnel. Pelo que foi observado, a faixa da esquerda está com o sistema de drenagem superficial comprometido, com a conseqüente ocorrência de alagamentos, os quais são constantes. Para dar escoamento às águas acumuladas em tal faixa, foram retiradas peças do meio-fio e demolido um trecho da calçada, para criar uma canaleta improvisada para escoamento das águas e drena-las até a faixa da direita. Tal medida agravou as condições de drenagem superficial do túnel, uma vez que não resolveu o citado problema.



**Figura 9:** Canteiro Central destruído e alagamento na faixa da esquerda. Fonte: Autores (2017)

No trecho central do túnel, rente à laje superior, foi fixada uma estrutura tipo steel deck, que abrange toda a sua superfície da mesma, inviabilizando a inspeção visual da face inferior da laje.

Esse sistema steel deck-calhas laterais direciona a água para as calhas laterais, que por sua vez conduzem-nas até as caixas de coleta do sistema de drenagem. Apesar de não ter sido possível inspecionar a laje superior do túnel, indícios de manifestações patológicas são aparentes, a exemplo de pontos com manchas de corrosão. O alagamento constante das áreas internas do túnel tem influenciado negativamente as condições da pavimentação asfáltica do túnel, tendo em vista que se observaram ambos os lados com o pavimento bastante degradado, com conseqüente redução da velocidade do tráfego.

A presença constante de águas de chuva tem ocasionado a formação de lodo nas calçadas, o que é um risco para os pedestres. Os problemas de manutenção no túnel Felipe Camarão estão apresentados no Quadro 6.

**Quadro 6:** Problemas identificados por falta de manutenção no Túnel Felipe Camarão

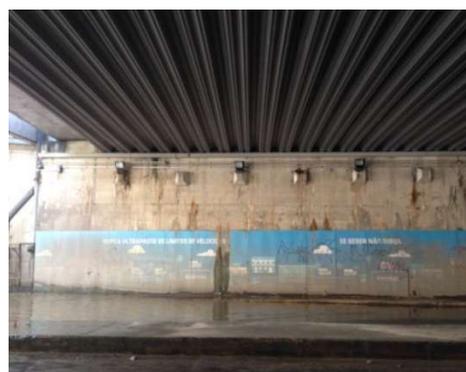
	<b>Ano 2017</b>
1	Grade de proteção do sistema de recalque danificada
2	Alagamento no ponto mais baixo do Túnel
3	Parte do canteiro central destruído devido à água contida na faixa da esquerda (sentido oeste-leste)
4	Grades acima da cortina de contenção danificadas
5	Acúmulo de água de chuva nas ruas laterais ao túnel
6	Lixo acumulado nas bocas dos bueiros
7	Fluxo de água sobre as instalações elétricas do sistema de iluminação
8	Presença de vegetação e lodo nas calçadas e estrutura

Fonte: Dos Autores (2017).

Da observação da Figura 11 é possível perceber o processo inicial de deterioração das calhas e a presença vazamentos na face da cortina de contenção, além do fluxo de água por cima dos eletrodutos do sistema de iluminação. Além das calhas, também é possível observar um revestimento sob a laje superior do túnel do tipo steel deck (Figura 10). O citado revestimento tipo steel deck influencia negativamente a estrutura, visto que pode estar escondendo eventuais manifestações patológicas. As manifestações patológicas estão listadas no Quadro 7.



**Figura 10:** Revestimento tipo steel deck sob a laje superior. Fonte: Autores (2017)



**Figura 11:** Calha lateral com manchas de potencial corrosão e vazamento de água sobre a face da cortina. Fonte: Autores (2017)

Da avaliação das condições da estrutura do Túnel Felipe Camarão, é possível compreender preliminarmente que não há manifestações patológicas que possam acelerar o fim da vida útil de projeto do mesmo, porém, se faz necessário uma inspeção mais

detalhada para um diagnóstico conclusivo das condições de desempenho da estrutura do túnel.

**Quadro 7:** Resumo das Manifestações Patológicas no Túnel Felipe Camarão.

Ano 2017	
1	Manchas de percolação de água nas cortinas de contenção, vigas e laje superior da estrutura
2	Sinais de corrosão de armadura na região das calhas de drenagem laterais
3	Eflorescência e criptoflorescência nas cortinas de contenção
4	Fissuras do tipo mapa e linear nas cortinas de contenção
5	Fissuras verticais e a 45° nas vigas longitudinais e transversais
6	Presença de lodo e bolor nas calçadas e cortinas de contenção
7	Pavimento asfáltico deteriorado com prejuízo para a fluidez do tráfego

Fonte: Adaptado DA FONTE (2011)

## 5. Conclusões

As inspeções visuais sinalizam que as estruturas dos dois túneis apresentam sinais de deterioração em estágio inicial, contudo, prematura e acelerada. Manifestações patológicas como fissuras, eflorescência, criptoflorescência, bolor e percolação de água se apresentam dispersas em toda a extensão dos Túneis da Abolição e Felipe Camarão. O Túnel da Abolição, com apenas 2 anos de uso, apresenta sinais de deterioração que requerem ações breves do proprietário para sanar o citado cenário. O Túnel Felipe Camarão também apresenta sinais que exigem ações breves de manutenção. Nas cortinas de contenção há um número expressivo de fissuras em toda a superfície e algumas se prolongam até as vigas de travamento. Uma avaliação completa foi prejudicada pelo revestimento tipo steel deck abaixo da laje, porém há indícios que apontam para a existência de manifestações patológicas na face inferior da laje superior. Os alagamentos também têm prejudicado o revestimento asfáltico, fazendo com que os usuários do túnel o evite em dias de chuva, o que vai de encontro com a proposta inicial de sua construção.

A falta de projeto adequado e a pressa para a execução podem ter sido os fatores cruciais para as estruturas mais recentes estarem em estado similar às mais antigas. A carência de normas técnicas e legislação específica, que estipulem ciclos de inspeções em túneis, exime da responsabilidade o proprietário da estrutura, o poder público, uma vez

que a execução de manutenções preventivas não é obrigatória, o que estimula a cultura de intervenção apenas quando o estado da estrutura é crítico. É importante destacar que mesmo sem normas específicas o poder público pode criar programas de manutenção preventiva e inspeções rotineiras, buscando prolongar a vida útil das estruturas e garantir a segurança dos usuários, pois é evidente que se medidas preventivas não forem tomadas a deterioração e os custos de recuperação dos túneis irão acelerar e crescer exponencialmente.

## Referências

[1] DA FONTE, F. J. M. Proposta para um Sistema de Inspeção e Manutenção dos Túneis da Cidade do Recife, CINPAR2011, Fortaleza, Brasil, 2011.

[2] SOARES, R. A 8ª pior do mundo e a 3ª do Brasil. Essa é a posição do Recife no ranking das cidades que tem o pior, Jornal do Comércio, Recife, 22 mar. 2016. Portal NE10, De olho no trânsito. Disponível em: <  
<http://jc.ne10.uol.com.br/blogs/deolhonotransito/2016/03/22/a-8a-pior-do-mundo-e-a-3a-do-brasil-essa-e-a-posicao-do-recife-no-ranking-das-cidades-que-tem-o-pior-transito/>>. Acesso em: 12 de Jun. 2017. 16:32:15.

[3] SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T.; Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: PINI, 2009.

[4] UEDA, T.; TAKEWAKA, K. Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan. Structural Engineering International, v. 4, p. 359-366, 2007.

[5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 170 p

[6] HELENE, P. R. Vida útil de estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão da armadura. In: SEMINÁRIO DE DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS ESTRUTURAIS, julho a setembro 1993. Anais, Brasília, ENCOL, 1993.

<http://dx.doi.org/10.25286/repa.v2i3.712>

**[7]** MEDEIROS, M. H. F.; ANDRADE, J. J. O.; HELENE, P. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, G. C. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1. ed. São Paulo: IBRACON, v. 1, 2011. Cap. 22, p. 773-808.

**[9]** LEMOS, K. B. Q. (2005). Manutenção e Reabilitação de Túneis, Publicação G.DM-138/2005, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 186 p.

**[10]** ITA (1991). Report on the Damaging Effects of Water on Tunnels During their Working Life. Tunnelling & Underground Space technology, 6: 11-76.

**[11]** DNER. Manual de Inspeção de Obras de Arte Especiais, Rio de Janeiro, 1994.

# Análise da Influência da Adição de Sílica Ativa como Substituição Parcial do Cimento em Argamassas Contra Ação de CO<sub>2</sub> e Íons Cloreto

*Analysis of the Influence of the Addition of Active Silica as Partial Substitution of the Cement in Mortars against CO<sub>2</sub> and Chloride Ions Action*

Ariane Cardoso <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0001-9199-4714](https://orcid.org/0000-0001-9199-4714)

Thayse Delmiro <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-4514-4214](https://orcid.org/0000-0002-4514-4214)

Aldileide Mendes <sup>2</sup>  [orcid.org/0000-0002-1183-1200](https://orcid.org/0000-0002-1183-1200)

Eliana Monteiro <sup>1,2</sup>  [orcid.org/0000-0003-0842-779X](https://orcid.org/0000-0003-0842-779X)

Emilia Kohlman Rabbani <sup>1</sup>  [orcid.org/0000-0002-4016-5198](https://orcid.org/0000-0002-4016-5198)

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.

E-mail do autor principal: Ariane Cardoso [ariane\\_cardoso@hotmail.com](mailto:ariane_cardoso@hotmail.com)

## Resumo

A sílica ativa promete promover maior durabilidade ao concreto, pois proporciona uma barreira física à penetração dos agentes agressivos. No entanto, alguns pesquisadores afirmam que aumenta a profundidade de carbonatação devido à redução da reserva alcalina. Objetivando entender esse comportamento, buscou-se analisar a influência da sílica ativa em argamassas, frente à ação de CO<sub>2</sub> e íons cloreto. Utilizaram-se traços com 10% e 15% da adição em substituição do cimento Portland, e relação água/aglomerante de 0,5 e 0,7, nos quais se verificaram a profundidade de carbonatação através do emprego do indicador de fenolftaleína, e a penetração de cloretos através do método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata. A utilização da sílica ativa reduziu a profundidade de penetração de cloretos em até 29,88%. Quanto a proteção frente à ação de CO<sub>2</sub>, apenas a substituição de 10% se mostrou benéfica para as amostras com relação a/agl 0,5, reduzindo a profundidade carbonatada em 13,08% e nos demais traços apresentou um aumento na profundidade de carbonatação de no máximo 5,48%. Desta forma não se descarta sua utilização em concretos com baixo fator a/agl para melhorias nas suas características, além de proporcionar uma redução na utilização de cimento e conseqüentemente uma menor poluição atmosférica.

**Palavras-Chave:** Manifestações Patológicas; Concreto; Corrosão; Sílica ativa;

## Abstract

*The active silica promises to promote greater durability to the concrete, as it provides a physical barrier to the penetration of aggressive agents. However, some researchers say it increases the carbonation depth due to the alkaline reserve reduction. Aiming to understand this behavior, we sought to analyze the influence of active silica on mortars, as opposed to the action of CO<sub>2</sub> and chloride ions. Traces with 10% and 15% of the addition were used instead of Portland cement and*

*water/agglomerate ratio of 0.5 and 0.7 at which the carbonation depth was verified through the use of the phenolphthalein indicator, and penetration of chlorides through the colorimetric silver nitrate spray method. The use of active silica reduced the penetration depth of chlorides by up to 29.88%. As for the protection against CO<sub>2</sub> action, only the substitution of 10% was beneficial for the samples with respect to a/agl 0.5, reducing the carbonated depth in 13.08% and in the other traces presented an increase in the depth of carbonation of a maximum of 5.48%. In this way it is not ruled out its use in concretes with low a/agl factor for improvements in its characteristics, besides providing a reduction in the use of cement and consequently a lower atmospheric pollution.*

**Key-words:** Pathological Manifestations; Concrete; Corrosion; Active Silica;

## 1. Introdução

O concreto é parte integrante de praticamente todas as construções, de edificações residenciais a grandes obras de infraestrutura como pontes e estradas. De acordo com Mehta e Monteiro, embora não se apresente tão resistente quanto o aço, o concreto possui resistência a agressões físicas e químicas do ambiente, mostra-se de fácil execução e adaptabilidade a qualquer forma de construção, possui menor custo e é mais facilmente produzido no canteiro de obra [1]. Devido sua versatilidade, tornou-se o segundo material mais consumido no mundo, perdendo apenas para água [2].

Entretanto, o concreto poderá apresentar inúmeras manifestações patológicas que são causadas por diversos fatores. Barbosa *et al.* consideram que o fenômeno da corrosão das armaduras é mais frequente do que qualquer outro fenômeno de deterioração das estruturas de concreto armado, comprometendo-as tanto esteticamente, quanto do ponto de vista de segurança [3]. Estima-se que a corrosão de armaduras em concreto destrua 25% da produção mundial de aço por ano além de ser responsável por perdas humanas, devido à queda de viadutos, pontes e edifícios [4]. No Brasil, este cenário é preocupante, pois muitas das grandes cidades são litorâneas, estando submetidas a agentes extremamente agressivos como os cloretos além de que a agressividade do meio ambiente vem aumentando significativamente com o desenvolvimento descontrolado mundial, contribuindo desta forma para a redução da vida útil das estruturas.

A corrosão pode ser desencadeada por meio de dois agentes principais, sendo eles a ação de íons cloreto, o qual afeta a película passivadora, e a carbonatação, que reduz o pH de precipitação do concreto, reduzindo a estabilidade da película

passivadora. Ela ainda pode manifestar-se de diferentes formas, sendo a corrosão generalizada e a puntiforme os casos mais comuns. A primeira, em geral não provoca danos muito graves por afetar toda a extensão da armadura. A segunda, por se concentrar em pontos específicos, acaba sendo mais danosa causando a perda do desempenho estrutural, podendo acarretar uma ruptura frágil em seção definida e sem aviso [5].

Os efeitos degenerativos provenientes da corrosão levam a um comprometimento da segurança estrutural ao longo do tempo, e manifestam-se na forma de manchas superficiais, seguidas por fissuras, destacamento do concreto de cobrimento, redução da seção das armaduras com frequente seccionamento de estribos e redução e eventual perda de aderência das armaduras principais [6].

Na tentativa de melhorar as propriedades do concreto e minimizar os efeitos dos agentes agressivos, a sílica ativa vem sendo consumida em grande escala.

Barata verificou que a adição de sílica ativa proporciona as misturas de concreto maior coesão, facilidade de acabamento e redução da exsudação [7]. Contudo, Helene chama atenção que "embora as adições melhorem consideravelmente as propriedades do concreto reduzindo a permeabilidade, a porosidade e aumentando a resistência à compressão, ao mesmo tempo aumentam a velocidade de carbonatação", o que o autor explica devido ao teor de álcalis disponível para as reações de carbonatação [8].

A Sílica Ativa é um subproduto de origem metalúrgica, obtido do processo de fabricação do silício metálico ou ferro silício a partir de quartzo de elevada pureza e carvão ou coque (fonte de carbono), cavacos de madeira e, eventualmente, o minério de ferro no caso da produção de ferro silício, o que lhe

confere maior estabilidade quanto a sua composição física e química [9][7].

Monteiro e Pereira ao estudarem a capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos em relação à corrosão de armaduras sob a ação conjunta de CO<sub>2</sub> e íons cloretos, constataram que corpos de prova não carbonatados, apresentaram intensidades de corrosão muito menores em relação aos corpos de prova semelhantes carbonatados, quando submetidos às mesmas condições de ciclos em uma solução de cloreto com a mesma concentração [10].

Por outro lado, além da preocupação em melhorar as características do concreto, existe uma constante preocupação com a poluição causada pela indústria da construção. Estudos internacionais apontam que aproximadamente 5% das emissões de CO<sub>2</sub> de origem antrópica no mundo provêm da produção do cimento. No Brasil, esse valor corresponde a 1,4% de acordo com o Inventário Nacional de Gases de Efeito Estufa, divulgado em 2010 segundo Kihara e Visedo [11]. A utilização de adições tem representado uma das mais eficazes medidas de controle e redução das emissões de CO<sub>2</sub> da indústria. O país apresenta a menor relação clínquer/cimento e, conseqüentemente, o maior percentual de adições utilizadas, colocando mais uma vez esta nação como referência internacional na busca por cimentos melhores e com menor emissão [11].

Nota-se, diante de todo o exposto, a complexa questão da utilização de sílica ativa em concretos que por um lado tem-se um comportamento favorável frente à ação de cloretos e, por outro lado, um aspecto desfavorável quanto a maior velocidade e profundidade da frente de carbonatação. Por esses motivos, se faz necessário cada vez mais estudos que comprovem a influência dessa substituição no concreto.

## 2. Objetivo

Analisar a influência da adição da sílica ativa em substituição parcial do cimento na capacidade de proteção da argamassa sob a ação de CO<sub>2</sub> e íons cloretos, utilizando diferentes relações água/aglomerante.

## 3. Método de pesquisa

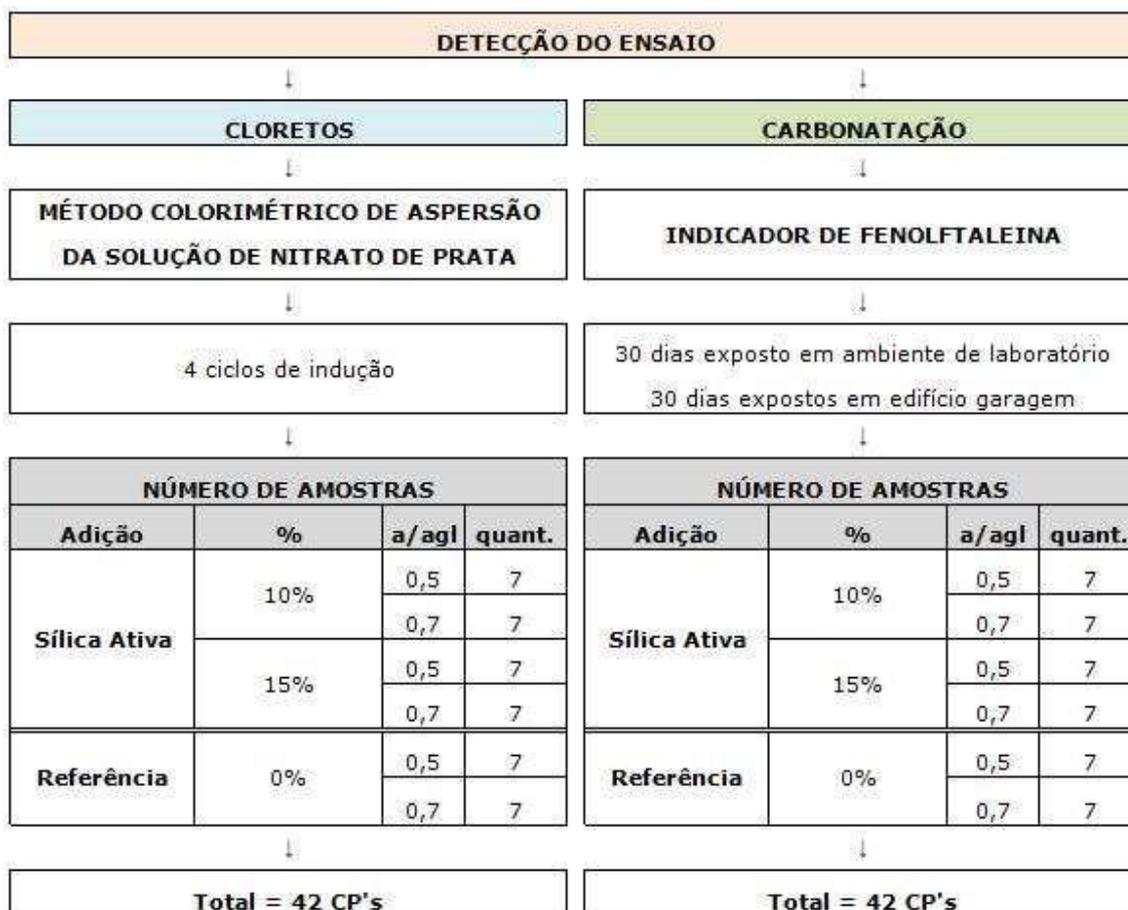
O programa experimental buscou avaliar a presença de cloretos livres através do método

colorimétrico de aspersão da solução de nitrato de prata com base na norma italiana UNI 7928 (1978) [12], e a verificação da profundidade de carbonatação através de aspersão da solução de fenolftaleína baseado na norma RILEM CPC-18 (1998) [13], em argamassas confeccionadas com o cimento Portland CII Z - 32, com relações água/aglomerante 0,5 e 0,7 e substituição parcial do cimento por 10% e 15% de sílica ativa. A Figura 1 apresenta o fluxograma com quantidade de corpos de provas confeccionados para cada ensaio.

Adotou-se para o estudo a utilização de argamassas, devido às pequenas dimensões dos corpos de prova e com a intenção de simular o cobrimento do concreto, moldados de acordo com as recomendações da NBR 7215 (ABNT, 1996) [14], utilizando o traço 1:3. A escolha da relação água/aglomerante se deu em função dos valores comumente praticados na região.

Para a verificação da profundidade de carbonatação, objetivando simular uma situação real de exposição, as amostras permaneceram previamente expostas por 30 dias em ambiente de laboratório e 30 dias na garagem de uma edificação residencial, com provável concentração de CO<sub>2</sub> em torno de 1% e umidade relativa média do ar de 86%, por um período de 30 dias. O ensaio consiste em mensurar a profundidade de carbonatação através da aspersão de uma solução com indicador químico na peça recém-fraturada para que a face a ser analisada não venha sofrer a interferência do CO<sub>2</sub> do ar. Para a execução do ensaio, cada amostra foi rompida à tração por compressão diametral e borrifada em sua face interna a solução de fenolftaleína. A profundidade foi verificada visualmente pela diferença de coloração do chamado ponto de viragem da fenolftaleína. O valor da frente de carbonatação foi baseado em seis leituras das maiores profundidades de uma face para no fim compilar uma média, realizadas através de um paquímetro, sendo expresso em milímetros. Os valores encontrados foram submetidos a uma análise estatística de variância, onde aqueles que diferiram muito da média, foram descartados, mantendo assim um coeficiente de variação menor do que 15%, garantindo uma baixa dispersão dos dados e uma maior confiabilidade nos resultados. Os dados estão representados em um gráfico, por meio de seus respectivos valores médios.

## Análise da Influência da Adição de Sílica Ativa como Substituição Parcial do Cimento em Argamassas Contra Ação de CO<sub>2</sub> e Íons Cloreto



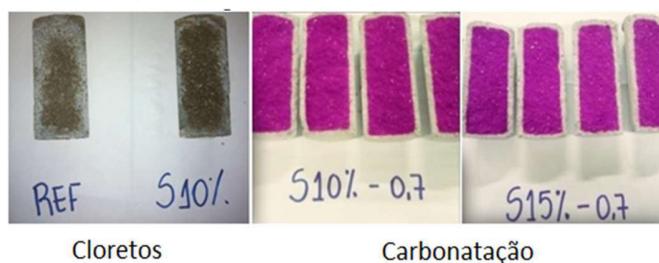
**Figura 1:** Fluxograma com as famílias confeccionadas para cada ensaio.

Fonte: Autores (2016).

Para verificação da presença de cloretos livres o ensaio foi baseado na norma italiana UNI 7928 (1978) [12], que estipula uma solução de nitrato de prata com concentração de 0,1 mol/l, ou seja, 17g de AgNO<sub>3</sub> para 1 litro de água destilada. Adotou-se para esta pesquisa o método utilizado por Monteiro, onde os corpos de prova foram submetidos à ciclos de secagem com duração de 5 dias em estufa à 50°C e à ciclos de imersão parcial em uma solução de 5% NaCl, com duração de 2 dias. Completados os 4 ciclos, seguidos de mais uma etapa de secagem, as amostras foram rompidas à tração por compressão diametral e em seguida efetuou-se a aspersão de uma solução de nitrato de prata com concentração de 0,1M na superfície interna [15]. As amostras permaneceram em ambiente iluminado no período de 15 minutos, para que a reação fotoquímica entre a solução e a superfície da argamassa ocorresse. Posteriormente realizaram-se as leituras por meio de um paquímetro

de acordo com as recomendações da NT BUILD 492 (2000) [16] através da realização de sete medidas para no fim compilar uma média.

A Figura 2 apresenta as amostras após os ensaios de presença de cloretos e profundidade de carbonatação.

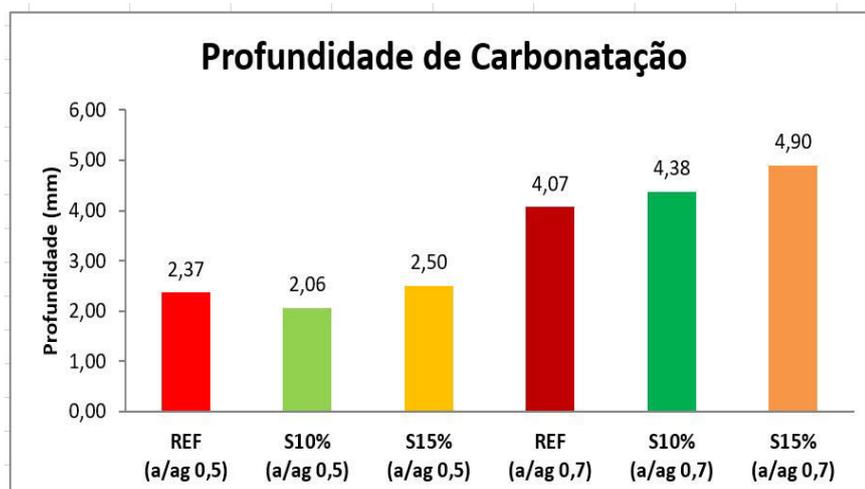


**Figura 2:** Amostras ensaiadas.

Fonte: Autores (2016).

## 4. Resultados

### 4.1. Ação do CO<sub>2</sub>



**Figura 3:** Profundidade de carbonatação.

Fonte: Autores (2016).

A Figura 3 apresenta os resultados obtidos no ensaio de verificação da profundidade de carbonatação.

Para relação a/agl 0,5 é notável a influência negativa da sílica ativa no aumento da profundidade de carbonatação apenas com a utilização de 15%. Quando se aumentou a relação água/aglomerante para 0,7 as amostras de referência (sem adições) foram as que apresentaram menores profundidades de carbonatação, tendo em vista que possuem maiores teores de hidróxido de cálcio que os concretos com adições minerais. Nota-se que quanto maior o percentual da adição, maior a profundidade carbonatada. O resultado já era esperado de acordo com alguns pesquisadores como Helene [8], Monteiro [15] e Alves [17], tendo em vista que as reações pozolânicas consomem os álcalis livres resultantes da hidratação do clínquer, reduzindo a alcalinidade da pasta e consequentemente favorecendo a frente de carbonatação.

No entanto, as amostras com substituição de 10% de sílica ativa do presente estudo apresentaram uma redução de 13,08% da profundidade de carbonatação em comparação a amostra de referência para relação a/agl 0,5.

Sabe-se que concretos com elevada porosidade, na presença de umidade, estão mais sujeitos à

carbonatação. No entanto o gás carbônico gasoso na realidade não é reativo, porém na presença de água, forma o ácido carbônico, que reage com o hidróxido de cálcio gerando, entre os compostos principais, carbonato de cálcio.

Sabe-se também, que a utilização de sílica ativa em uma quantidade adequada dificulta a passagem dos agentes agressivos, pois aumenta a densidade da matriz de cimento, reduzindo o tamanho dos cristais e provocando refinamento da estrutura de poros tornando-o de baixa penetrabilidade, em função da interrupção na comunicação entre os poros pela sua ação. A redução do número e tamanho dos poros reflete na diminuição do transporte de massa para o interior do concreto, e consequentemente aumenta a durabilidade das estruturas, o que pode explicar a redução da profundidade carbonatada com substituição de 10% de sílica ativa nas amostras com relação a/agl 0,5.

Ainda pode-se perceber que as profundidades alcançadas foram na ordem de 96% a 112,62% maiores nas amostras com relação a/agl 0,7, fato este, que mais uma vez reforça a importância da relação a/agl para determinar as características da pasta endurecida como a compacidade e porosidade, e consequentemente uma maior ou menor permeabilidade. Quanto maior a relação

água/aglomerante, maior a profundidade de carbonatação.

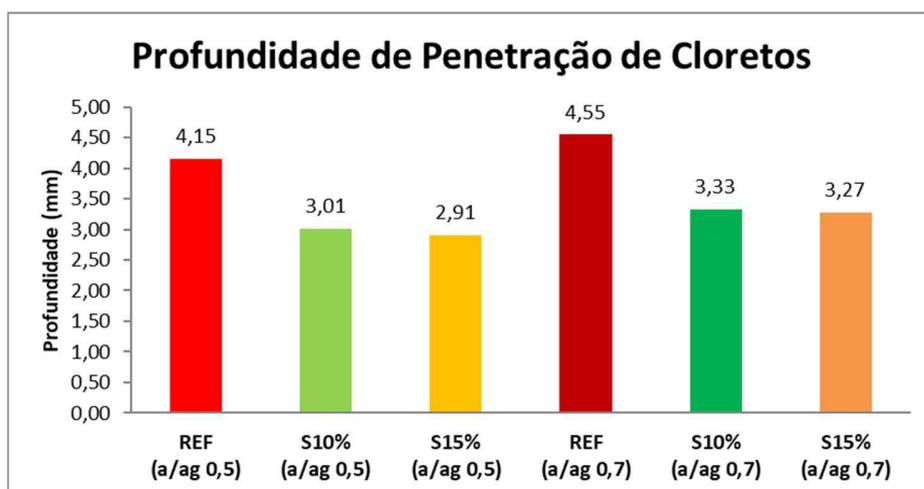
Isaía afirmou que teores elevados de adições minerais tendem a diminuir o pH, porém não o suficiente para despassivar a armadura [18], o que também foi evidenciado por Cadore [19]. Neville relata que ensaios feitos com pastas maduras de cimento Portland com alcalinidade elevada (pH igual a 13,9) com adição de 10% de fumo de sílica apresentaram uma redução do pH de apenas 0,5, e para 20% de adição a redução do pH foi de 1,0, mostrando que mesmo assim o pH permaneceu acima de 12,5, o que representa um valor adequadamente alto para proteção das armaduras contra a corrosão [20]. Nessas condições, vale verificar se os benefícios proporcionados pelas adições no que se refere à qualidade do concreto, dificultando a penetração de agentes agressivos como os cloretos, compensariam

esta redução do pH, uma vez que ela não é significativa para despassivar a armadura.

Segundo Isaía, o efeito das adições minerais depende da forma com que a mistura é realizada, se por substituição ou por adição. O autor constatou para a mesma relação a/agl, que há uma diminuição da penetração de CO<sub>2</sub> com a adição de cinza volante sem redução no teor de cimento, enquanto que, sob a forma de substituição de cimento há um acréscimo na profundidade de carbonatação [21].

#### 4.2. Ação de Cloretos

A Figura 4 apresenta os resultados da profundidade de penetração de cloretos, onde observa-se que para relação água/aglomerante 0,5, todas as amostras com as adições apresentaram um melhor desempenho quanto à proteção da pasta frente à penetração de cloretos.



**Figura 4:** Profundidade de penetração de íons cloretos.

Fonte: Autores (2016).

As amostras com 15% de substituição apresentaram uma menor profundidade de penetração de cloretos em comparação as amostras com 10% de substituição, no entanto esta diferença foi bem pequena, estando de acordo com as pesquisas existentes que há uma "quantidade ótima" da adição para se obter seus benefícios, e a partir desta quantidade, os benefícios acrescidos seriam irrisórios.

A utilização de 10% e 15% de sílica ativa em substituição parcial do cimento resultou em uma redução de 27,47% e 29,88% na profundidade de penetração dos íons cloretos respectivamente para relação a/agl 0,5.

O mesmo comportamento se repete quando aumenta-se a relação a/agl para 0,7, resultando em uma redução de 26,81% e 28,13% para 10% e 15% de substituição respectivamente.

Percebe-se ainda, que a utilização de adições com a finalidade de proteger a pasta contra a penetração de cloretos pode ser mais importante do que a própria relação água/aglomerante. As amostras com adições e relação a/agl 0,7 mostraram um melhor desempenho do que a amostra sem adições e relação a/agl 0,5. A profundidade de penetração das amostras de referência com relação a/agl 0,5 (sem adição) foi na ordem de 1,27 vezes maior do que a profundidade das

amostras com utilização de 15% de sílica ativa com maior relação a/agl.

Outra observação importante é a pequena diferença de profundidade de penetração entre as amostras com relação a/agl 0,5 e 0,7. A sílica ativa possui elevada finura, e seu emprego aumenta a demanda de água das argamassas na ordem de 129% sendo necessária a utilização de aditivos fluidificantes ou plastificantes para que não afete a trabalhabilidade da argamassa. No entanto, com o objetivo de dar continuidade a pesquisa de Barros, não se utilizou aditivos nas amostras desta pesquisa, o que torna a pasta "mais seca", dificultando o adensamento quando não se aumenta a quantidade de água [22]. Acredita-se que estas profundidades de penetração dos íons cloretos poderiam ser reduzidas mais ainda se houvesse o emprego adequado de aditivos.

## 5. Discussões

A sílica ativa propicia muitos benefícios às propriedades do concreto, tanto em relação a sua reologia no estado fresco, quanto ao comportamento mecânico e de durabilidade no estado endurecido. No entanto se torna evidente que as misturas com maiores teores de adição mineral, são fatores preponderantes para as reduções na alcalinidade do sistema, e conseqüentemente, maiores profundidades de carbonatação.

Na presente pesquisa perceberam-se os seguintes resultados:

Quanto à ação do CO<sub>2</sub>:

- Substituições de 10% de sílica ativa para relação a/agl 0,5 se apresentou benéfico quanto a proteção contra a frente de carbonatação, reduzindo a profundidade carbonatada em 13,08%,

- Substituições de 15% de sílica ativa para relação a/agl 0,5 não apresentaram um bom desempenho, portanto verificou-se que quanto maior o percentual da substituição, maior a profundidade de carbonatação.

- Os piores desempenhos para relação a/agl 0,5 não ultrapassaram 5,48% da profundidade carbonatada em comparação as amostras de referência.

- Para relação a/agl 0,7 não houve benefícios de proteção contra a frente de carbonatação, e também quanto maior o percentual de substituição,

maior a profundidade alcançada devido a elevada porosidade.

- Os piores desempenhos para relação a/agl 0,7 chegaram a um aumento de 20,39% da profundidade carbonatada para 15% de substituição por sílica ativa.

- A profundidade de carbonatação aumentou de 96% a 112,62% nas amostras com relação a/agl 0,7 em comparação as amostras com relação a/agl 0,5.

Quanto à ação de íons cloretos

- A sílica ativa se mostrou benéfica quanto à proteção da pasta frente à penetração de cloretos.

- Para relação a/agl 0,5 a utilização de 10% e 15% de sílica ativa em substituição parcial do cimento resultou em uma redução de 27,47% e 29,88% na profundidade de penetração dos íons cloretos respectivamente.

- Para relação a/agl 0,7 a utilização de 10% e 15% de sílica ativa em substituição parcial do cimento resultou em uma redução de 26,81% e 28,13% na profundidade de penetração dos íons cloretos respectivamente.

Destaca-se também a importância do uso de aditivos fluidificantes ou plastificantes em argamassas e concretos com utilização da sílica ativa que possuam baixa relação água/aglomerante para que se mantenham as mesmas condições de trabalhabilidade, e não se obtenha um efeito adverso pela dificuldade do adensamento e conseqüentemente maior porosidade na pasta.

## 6. Conclusões

Conclui-se, que a substituição parcial do cimento por sílica ativa, proporciona maior capacidade de proteção à penetração de íons cloreto e, conseqüentemente, maior durabilidade das estruturas de concreto. No entanto para compreender-se a capacidade de proteção frente à carbonatação é preciso novos estudos para encontrar a quantidade adequada que não cause efeitos contrários devido à redução da reserva alcalina. Contudo, para baixos valores de relação água/aglomerante, os benefícios que as adições podem trazer às características do concreto sobrepõem-se a possível redução da reserva alcalina, pois os acréscimos da profundidade carbonatada encontrados foram pequenos em comparação as amostras sem adições, e provavelmente não serão suficientes para a

despassivação das armaduras, considerando concretos com alcalinidade inicial elevada e um revestimento adequado. Este comportamento não se aplica para elevadas relações água/aglomerante.

Por este motivo, deve-se ter cautela nas escolhas dos materiais para cada finalidade aplicada, e atentar-se ao uso de adições principalmente para utilização em ambientes com alta concentração de CO<sub>2</sub>.

Por fim, recomenda-se então o uso de sílica ativa com o objetivo de aumentar a proteção da pasta contra a ação de íons cloretos e conseqüentemente aumentar a vida útil das estruturas, contanto que sua aplicação não seja em ambientes com elevada concentração de CO<sub>2</sub>. Para estes casos, deve-se ter cautela na escolha do tipo e quantidade da adição mineral.

## Referências

- [1] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Estrutura, propriedades e materiais. 2ª ed. São Paulo: Ed. Ibracon, 2014.
- [2] PEDROSO, F.L. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. Concreto e construções – IBRACON, edição 53, São Paulo, 2009.. Disponível em: <[http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_construcao/pdf/Revista\\_Concreto\\_53.pdf](http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf)> . Acesso em: 30 mar. 2017.
- [3] BARBOSA, F.R.; CARVALHO, J.R; COSTA e SILVA, A.J.; FRANCO, A.P.G; MOTA, J.M.F. Corrosão de armadura em estrutura de concreto armado devido ao ataque de íons cloreto. 54º Congresso Brasileiro de Concreto. Maceió, 2012.
- [4] GEMELLI, E. Corrosão de Materiais Metálicos e sua Caracterização. Rio de Janeiro: LTC, 2001.
- [5] FIGUEIREDO, E.J.P.; MEIRA, G.R. Corrosão das armaduras de concreto. Boletín Técnico ALCONPAT Internacional. México, 2013.
- [6] HELENE, P.R.L. RIBEIRO, D. V. (Org.). Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, controle e métodos de análise. 1ª Edição, Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.
- [7] BARATA, M.S. Concreto de alto desempenho no estado do Pará: Estudo de viabilidade técnica e econômica de produção de concreto de alto desempenho com os materiais disponíveis em Belém através do emprego de adições de sílica ativa e metacaulim. Porto Alegre, 188 p., 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- [8] HELENE, P.R.L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. São Paulo, 1993. Tese de Livre Docência - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [9] NEVILLE, A.M. Propriedades do Concreto. 912 f. 5ª Edição. Porto Alegre: Ed. Bookman, 2015.
- [10] Monteiro, E.C.B.; Pereira, V.C.O. Study of the Protective Capacity of Cements Regarding Corrosion of Reinforcements under Joint Action of CO<sub>2</sub> and Chloride Ions. Journal of Civil Engineering and Architecture, v. 9, p 1017-1024, 2015.
- [11] KIHARA, Y.; VISEDO, G.A indústria do cimento e o desenvolvimento do Brasil. Associação Brasileira de Cimento Portland, 2014. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/conteudo/imprensa/a-industria-do-cimento-e-o-desenvolvimento-do-brasil>>. Acesso em: 02 Abr 2017.
- [12] UNI 7928. Determination of chloride ion penetration. Italian Standard 7928. Roma. 1978.
- [13] RILEM RECOMMENDATIONS. CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth. 1988. p. 453-455.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7215 - Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Versão corrigida 1997. Rio de Janeiro, 1996.
- [15] MONTEIRO, E.C.B. Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação conjunta de CO<sub>2</sub> e íons cloretos. Brasília, 165 p., 1996. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

[16] NT BUILD 492. Concrete, mortar and cement-based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments. Nordtest. Finlândia, 1990-11

[17] ALVES, A.S. Efeitos Físicos e Químicos de Misturas Pozolânicas na Carbonatação e Penetrabilidade à Água no Concreto de Alto Desempenho. 2000. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. 2000.

[18] ISAIA, G.C. Efeitos de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão da armadura. São Paulo, 1995. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

[19] CADORE, W.W. Estudo da carbonatação da camada de revestimento de protótipos de concreto com altos teores de adições minerais e cal hidratada. Santa Maria, 150 p., 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria.

[20] NEVILLE, A.M. Propriedades do Concreto. 2ª Edição. Porto Alegre: Ed. Pini, 1997. 828 p.

[21] ISAIA, G.C. Carbonatação de concreto: uma revisão. Santa Maria, 1999. Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria.

[22] BARROS, T.C.M.F. Análise da resistência mecânica de concretos produzidos com adição de metacaulim e sílica ativa em comparação ao concreto convencional. Recife, 69 p., 2015. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Católica de Pernambuco.

