

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade, Patologia e
Recuperação da Construção

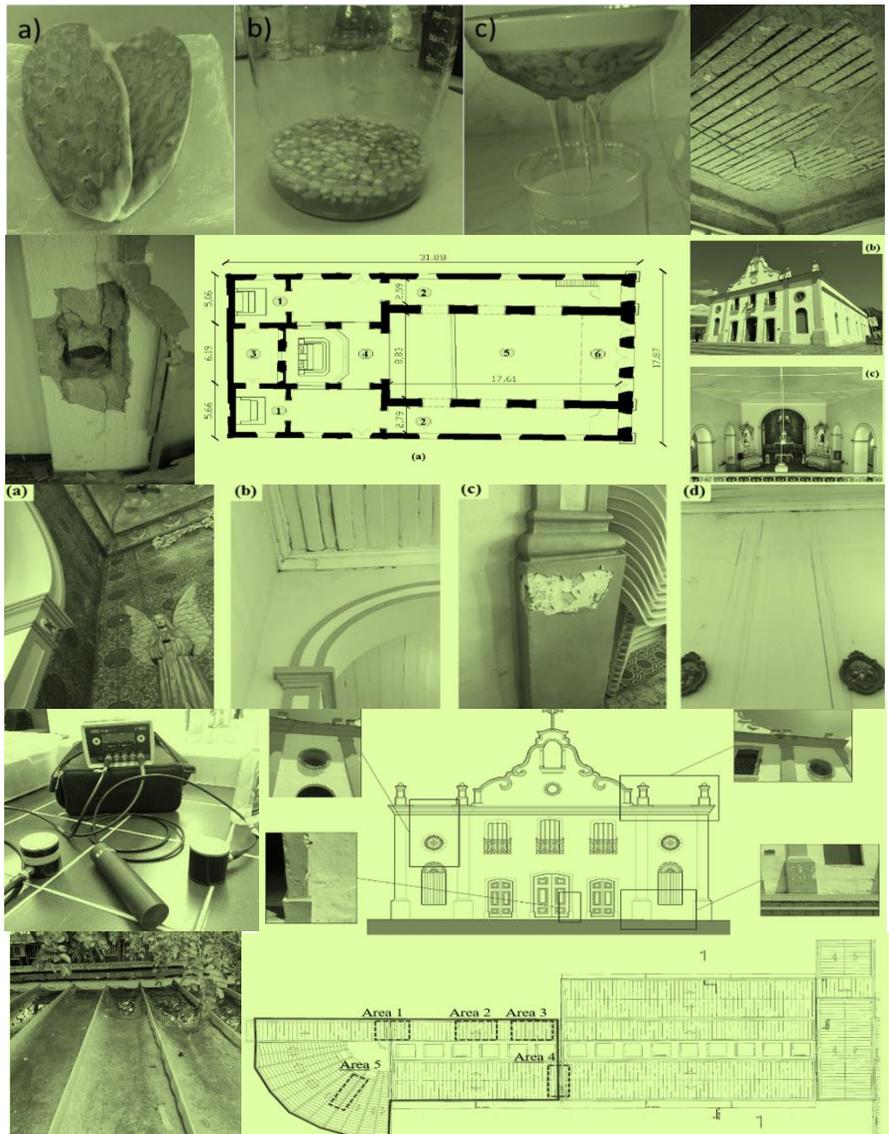
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3>
editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volume 9

Setembro – Dezembro 2019

Número 3



Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade,
Patologia e Recuperação da Construção

<http://www.revistaalconpat.org>



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdrrix, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto
Politécnico Nacional, Unidad Mérida (CINVESTAV IPN –
Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

Dr. Fernando Branco
IST - Universidad de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería
Civil
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas Universidad
Politécnica de Madrid. Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires. Buenos
Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.
São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo) Saltillo,
Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia
Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante
San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de
Querétaro
Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –
INTECIN
Buenos Aires, **Argentina**

**REVISTA LATINO-AMERICANA DE
CONTROLE DE QUALIDADE, PATOLOGIA E
RECUPERAÇÃO DA CONSTRUÇÃO**

<http://www.revistaalconpat.org>

É motivo de satisfação e alegria para a equipe da Revista ALCONPAT ver publicado a terceiro número de nosso nono ano.

O objetivo da Revista ALCONPAT (RA) é a publicação de estudos de casos citáveis e de produção (pesquisa básica ou aplicada, revisões) ou documentários, relacionados aos temas de nossa associação, ou seja, controle de qualidade, patologia e recuperação da construção.

Esta edição V9N3, começa com um trabalho do **México**, onde Jorge Uruchurtu Chavarín e seus colegas, fizeram uma avaliação do efeito da mucilagem Nopal sobre as propriedades eletroquímicas do concreto. Três concentrações deste aditivo foram projetadas com uma relação Nopal-água de 1: 1, 1: 2 e 1: 3. Os testes de compressão foram realizados após 28 dias de cura. As amostras foram avaliadas por 270 dias através de diversas técnicas eletroquímicas, tais como: potencial de circuito aberto (OCP), ruído eletroquímico (EN) e resistência à polarização linear (LPR). Seus resultados indicaram uma diminuição na resistência à compressão com um aumento na concentração de mucilagem. O início da corrosão do aço foi retardado e a taxa de corrosão foi menor nas amostras com mucilagem de Nopal. A preservação deste aditivo pode ser um desafio para analisar, mas seu uso tem um grande impacto no concreto e no meio ambiente.

No segundo trabalho, do **Brasil**, Mateus Henrique de Souza e Rafael Alves de Souza desenvolveram e analisaram argamassas de reparo polimérico compostas de copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinila) e SBR (estireno-butadieno). Eles realizaram testes para a determinação da resistência à tração e compressão por compressão diametral. Além disso, determinaram a resistência aderente entre o reparo e o concreto por meio de um ensaio de tração por compressão diametral. Entre os materiais testados, observou-se que o material modificado pela SBR teve o melhor desempenho, principalmente em relação à adesão ao concreto. De maneira geral, os resultados mostraram que as argamassas modificadas pelos polímeros estudados podem atender a função do material de reparo.

O terceiro trabalho desta edição é do **México**, onde R. Visairo-Méndez e seus colegas determinaram se o índice de durabilidade é afetado por três tamanhos de amostras avaliadas para argamassa de reparo. Eles fizeram cubos de 5 x 5 cm, cilindros de 5 x 10 cm e 10 x 20 cm para cada tipo de argamassa. Eles descobriram que certos índices (WER, TVC e CS) não dependem da geometria da amostra. No entanto, os resultados do UPV mostraram uma diferença entre

cubos e cilindros de 10 x 20 cm maiores que 17,5%. Os resultados de ϵ_{eff} apresentaram uma diferença muito interessante entre os cubos e os cilindros de 5 x 10 cm. Os autores recomendaram restringir a altura dos espécimes a um valor padrão.

No quarto artigo do **Brasil**, Fernando Júnior Resende Mascarenhas e Roberto Chust Carvalho analisam a vida útil de fadiga da armadura longitudinal em vigas de concreto armado considerando o número real de veículos pesados de 2 a 6 eixos em uma seção de Rodovia no estado de São Paulo, Brasil. Eles usaram modelos teóricos em um sistema estrutural de pontes com duas vigas duplamente apoiadas em seções de 10, 15 e 20 metros. Para a determinação dos esforços eles usaram o software Ftool e na estimativa da vida útil para fadiga do dano acumulado. Ao final verificou-se que o tempo de vida à fadiga da armadura longitudinal varia de acordo com o tamanho da seção, sendo que nas três pontes analisadas a vida útil para fadiga é inferior a 30 anos.

O quinto artigo, de Francisco Roger Carneiro Ribeiro e colaboradores, do **Brasil** apresenta uma aplicação da metodologia Matriz GUT (Gravidade, Urgência, Tendência) na análise de manifestações patológicas em edificações, tomando como exemplos três construções históricas do centro histórico, de Sobral, Ceará, Brasil. A investigação foi realizada com inspeções in loco, registro fotográfico, mapeamento de danos e aplicação do método. Os resultados geraram os gráficos de prioridade que representam a ordem para o tratamento de cada dano em cada prédio. Foi possível concluir que o método aplicado pode ser utilizado como importante ferramenta de gerenciamento de manutenção predial, priorizando a resolução dos problemas mais graves e contribuindo diretamente para a preservação e segurança do patrimônio histórico.

O sexto trabalho deste número é escrito por Alberto Hernández Oroza e Rafael González Hernández de **Cuba**, que fazem um diagnóstico da deterioração de um edifício de concreto armado localizado em Havana Velha, Cuba, construído em 1906. Devido aos anos de exploração e falta de manutenção, a propriedade apresenta destacamentos e rachaduras de concreto em quase todos os elementos estruturais. Para avaliar a vida útil, realizaram estudos de resistividade aparente do concreto, testes químicos para quantificar os teores de cloreto livre e sulfato, ensaios potenciais, perdas seccionais das barras, extrações de amostras de concreto e análise visual das lesões presentes. Os resultados obtidos mostraram que, embora a propriedade mostre uma deterioração avançada, ela pode ser reabilitada e é possível prolongar sua vida útil.

O artigo que encerra esta edição é do **Brasil**, onde Lara Monalisa Alves dos Santos e colegas, apresentam as características e avaliação de um sistema de cobertura de um dos prédios da Universidade de Brasília - DF. Eles analisaram as principais anomalias nos sistemas de telhado e sistematizaram a prioridade de intervenção, com o objetivo de correlacioná-la com as medidas corretivas. Os fatores limitantes para a inspeção das estruturas foram a acessibilidade, bem

como a falta de projetos de intervenção. Os resultados obtidos indicaram que as principais anomalias encontradas nos sistemas estão relacionadas à falta de manutenção. O estudo traz também, como contribuição, indicações e recomendações técnicas para a resolução de situações.

Estamos confiantes de que os artigos desta edição constituirão uma referência importante para os leitores envolvidos com questões de avaliações e caracterizações de materiais, elementos e estruturas. Agradecemos aos autores que participaram desta edição por sua disposição e esforço para apresentar artigos de qualidade e cumprir os prazos estabelecidos.

Pelo Conselho Editorial

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Pedro Castro Borges', written over a circular stamp or seal.

Pedro Castro Borges
Editor in chefe



CONTENIDO

Página

PESQUISA BÁSICA

Y. Díaz-Blanco, C. Menchaca-Campos, C. I. Rocabrundo-Valdés, J. Uruchurtu-Chavarín: Influência de um aditivo natural (mucilagem nopal) nas propriedades eletroquímicas do aço de reforço de concreto. 260 - 276

M. H. de Souza, R. A. de Souza: Análise de argamassas de reparo compostas por copolímero vinílico, PVA e SBR. 277 – 287

R. Visairo-Méndez, A. A. Torres-Acosta, R. Alvarado-Cárdenas: Efeito do tamanho da amostra na determinação dos índices de durabilidade de argamassas base cimento. 288 - 302

PESQUISA APLICADA

F. Jr. R. Mascarenhas, R. Chust Carvalho: Vida útil à fadiga da armadura longitudinal de vigas de pontes de concreto armado frente ao tráfego real de veículos pesados. 303 - 319

I. C. Braga, F. S. Brandão, F. R. C. Ribeiro, A. G. Diógenes: Aplicação da Matriz GUT na análise de manifestações patológicas em construções históricas. 320 - 335

ESTUDOS DE CASO

A. H. Oroza, R. G. Hernández: Diagnóstico de danos em um edifício do início do século XX em Havana. Caso de estudo. 336 - 349

L. M. A. Santos, L. F. Andrade, C. H. A. F. Pereira: Inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura: um estudo de caso. 350 - 363

Influência de um Aditivo Natural (Mucilagem de Nopal) nas Propriedades Eletroquímicas do aço da armadura do Concreto

Y. Díaz-Blanco¹ , C. Menchaca-Campos¹ , C. I. Rocabruno-Valdés² ,
J. Uruchurtu-Chavarín^{1*} 

* Autor de Contato: juch25@uaem.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.429>

Recepção: 29/07/2019 | Aceitação: 21/08/2019 | Publicação: 30/08/2019

RESUMO

Nesta investigação, avaliou-se o efeito da mucilagem de Nopal sobre as propriedades eletroquímicas do concreto. Três concentrações deste aditivo foram dosadas com uma proporção Nopal-água de 1: 1, 1: 2 e 1: 3. Os ensaios de compressão foram realizados após 28 dias de cura. As amostras foram avaliadas por 270 dias através de diversas técnicas eletroquímicas, tais como: Potencial de Circuito Aberto (OCP), Ruído Eletroquímico (EN) e Resistência à Polarização Linear (LPR). Os resultados indicam uma diminuição na resistência à compressão em amostras com mucilagem de Nopal aos 28 dias. O início da corrosão do aço foi retardado e a taxa de corrosão foi menor nas amostras com mucilagem de Nopal. A preservação e armazenamento deste aditivo antes de ser usado em concreto pode ser um desafio para analisar.

Palavras-chave: mucilagem de nopal; armadura do concreto; técnicas eletroquímicas; corrosão.

Citar como: Díaz-Blanco, Y., Menchaca-Campos, C., Rocabruno-Valdés, C. I., Uruchurtu-Chavarín J. (2019), “*Influência de um Aditivo Natural (Mucilagem de Nopal) nas Propriedades Eletroquímicas do aço da armadura do Concreto*”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 260 – 276, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.429>

¹ Centro de Investigación en Ingeniería y Ciencias Aplicadas (CIICAP), Instituto de Investigación en Ciencias Básicas y Aplicadas (IICBA), Universidad Autónoma del Estado de Morelos, Cuernavaca, México.

² Centro Nacional de Investigación y Desarrollo Tecnológico (CENIDET), Tecnológico Nacional de México (TecNM), Cuernavaca, México.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo: No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Natural Additive (Nopal Mucilage) on the Electrochemical Properties of Concrete Reinforcing Steel

ABSTRACT

In this investigation the effect of Nopal mucilage on the electrochemical properties of concrete was evaluated. Three concentrations of this additive were designed with a Nopal-water ratio of 1:1, 1:2 and 1:3. Compressive tests were performed after 28 days of curing. Specimens were evaluated for 270 days through various electrochemical techniques such as: Open Circuit Potential (OCP), Electrochemical Noise (EN) and Linear Polarization Resistance (LPR). Results indicate a decrease in compressive resistance in samples with Nopal mucilage at 28 days. The onset of steel corrosion was delayed and the corrosion rate was lower for samples with Nopal mucilage. The conservation and storage of this additive before being used in concrete can be a challenge to analyze.

Keywords: Nopal mucilage; reinforcing concrete; electrochemical techniques; corrosion.

Influencia de un aditivo natural (mucílago de nopal) en las propiedades electroquímicas del acero de refuerzo de hormigón

RESUMEN

En esta investigación se evaluó el efecto del mucílago de Nopal sobre las propiedades electroquímicas del concreto. Se diseñaron tres concentraciones de este aditivo con una relación Nopal-agua de 1:1, 1:2 y 1:3. Las pruebas de compresión se realizaron a los 28 días de curado. Las muestras se evaluaron durante 270 días a través de diversas técnicas electroquímicas como: Potencial a Circuito Abierto (OCP), Ruido Electroquímico (EN) y Resistencia a la Polarización Lineal (LPR). Los resultados indican una disminución en la resistencia a la compresión en muestras con mucílago de Nopal a los 28 días. El inicio de la corrosión del acero se retrasó y la velocidad de corrosión fue menor para las muestras con mucílago de Nopal. La conservación y el almacenamiento de este aditivo antes de usarse en el concreto puede ser un desafío para analizar.

Palabras clave: Mucílago de nopal; hormigón armado; técnicas electroquímicas; corrosión.

1. INTRODUÇÃO

A corrosão de armaduras em estruturas de concreto expostas a ambientes contaminados com cloretos é a causa mais comum de deterioração prematura (Hansson, 1984; Pech-Canul e Castro, 2002). Esse fenômeno leva a grandes perdas econômicas, bem como à redução da vida útil das estruturas (Valipour et al., 2014). Nas últimas décadas, numerosas investigações foram realizadas neste campo para analisar as causas e características desse fenômeno e fornecer soluções para essa importante manifestação patológica do concreto. Normalmente, um concreto de boa qualidade mantém o aço protegido devido a sua alta alcalinidade, além disso, o revestimento de concreto atua como uma barreira física que impede o acesso de agentes agressivos do meio ambiente (Hansson, 1984). Essas propriedades são perdidas em uma idade precoce, portanto, o uso de materiais naturais ou aditivos que melhoram as propriedades do concreto e prolongam sua vida útil é um aspecto muito importante a ser considerado.

Atualmente, os aditivos fazem parte integrante dos componentes em misturas à base de cimento (Ramírez-Arellanes et. Al., 2012). No entanto, apesar da eficácia dos aditivos sintéticos para melhorar as diferentes propriedades do concreto, estes são altamente poluentes. Nesse sentido, a

investigação de aditivos naturais de plantas e seu uso no concreto estão se tornando cada vez mais relevantes.

O gênero *Opuntia* pertence à família Cactaceae e também é conhecido como planta pera-cacto (Sáenz et al., 2004). Um dos principais usos da família Cactaceae está diretamente relacionado à produção de mucilagem. Os caules e folhas secretam um líquido viscoso, que é uma goma ou hidrocolóide, composto principalmente de polissacarídeos. Os polissacarídeos são compostos de longas cadeias de unidades monossacarídicas, resultando em moléculas de carboidratos poliméricos (Zhang et al., 2019). Este carboidrato complexo tem usos potenciais como aditivo para vários produtos industriais (Sáenz et al., 2004). Utilizou-se como purificador de água, como aditivo em argamassas de cal para melhorar sua adesão, além de um aditivo capaz de modificar as propriedades em argamassas tanto no estado fresco quanto endurecido (León-Martínez et al., 2010). Seu uso no concreto varia de acordo com as propriedades a serem modificadas, tais como: trabalhabilidade, aspectos como a homogeneidade da pasta, bem como o tempo de endurecimento da mistura (Zhang et al., 2019). Além disso, é considerada uma fonte potencial de hidrocolóides industriais com muitas aplicações na indústria de alimentos (Cárdenas et al., 1997; Sáenz et al., 2004; León-Martínez et al., 2010).

Opuntia ficus-indica, é uma planta nativa do México que cresce em áreas áridas e semi-áridas. Atualmente seu cultivo por razões comerciais se espalhou para países como Itália, Estados Unidos, Chile e Argentina (Torres-Acosta, 2007; Martínez-Molina et al., 2015). No México, esta planta é chamada Nopal e é uma grande fonte de alimento para a população em geral, bem como para o gado. Desde os tempos antigos, o gel produzido por este cacto foi usado para pintar e cobrir paredes de adobe, bem como para a manutenção e preservação de igrejas e edifícios históricos na América Latina (Chandra et al., 1998; Torres-Acosta e Martínez). -Madrid, 2005; Torres-Acosta, 2007).

Diferentes estudos concordam que os compostos presentes na mucilagem de Nopal são muito variados, sendo capazes de encontrar proteínas, bem como diferentes tipos e composições de polissacarídeos (Chandra et al., 1998). Em geral, a composição de carboidratos na mucilagem contém proporções variáveis de l-arabinose, d-galactose, l-ramnose e d-xilose como as principais unidades de açúcar (León-Martínez et al., 2011). Alguns polímeros naturais são capazes de modificar propriedades específicas de materiais cimentícios durante a construção (Peschard et al., 2004). Algumas propriedades das argamassas de cimento no estado fresco podem ser melhoradas com a adição de polímeros hidrossolúveis. As misturas de cimento modificadas com estes polímeros têm uma alta retenção de água do que as argamassas comuns. Este comportamento deve-se principalmente às partes hidrofílicas dos polímeros que fixam as moléculas de água na mistura fresca, evitando a secagem por evaporação e absorção no material poroso circundante (Knapen e Van Gemert, 2009).

Ramírez-Arellanes et al. (Ramírez-Arellanes et al., 2012) analisaram o efeito da mucilagem de Nopal na pasta de cimento; determinando que os tempos de ajuste aumentaram com a adição deste aditivo natural. Além disso, relataram que houve alterações na microscopia de misturas com mucilagem. Outros autores relatam que os tamanhos dos cristais de hidróxido de cálcio são reduzidos (Chandra et al., 1998) e na presença de polímeros solúveis em água a microestrutura do concreto é modificada (Peschard et al., 2004; Knapen e Van Gemert, 2009).

Outras descobertas preliminares sugerem que pequenas concentrações de gel de Nopal podem ser úteis como inibidor de corrosão para a armadura em argamassas contaminadas com cloreto. Houve uma melhora na durabilidade das amostras de gel de Nopal, devido a um aumento na resistência à polarização e uma diminuição na fissuração induzida por corrosão (Martínez-Molina et al., 2015). A presente pesquisa enfoca o estudo da mucilagem de Nopal como aditivo modificador das propriedades eletroquímicas do concreto armado. Nesse sentido, o objetivo desta investigação é fornecer uma solução que minimize os danos causados pela corrosão da armadura, sendo está a manifestação patológica que mais afeta as estruturas de concreto armado. Um parâmetro

importante da análise é determinar a taxa de corrosão da armadura com a adição de diferentes concentrações de mucilagem de Nopal e analisar seu efeito ao longo do tempo.

1. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1 Extração de mucilagem de nopal.

As folhas de cacto usadas foram frescas e não tinham espinhos. Para proceder à extração da mucilagem do Nopal, realizou-se o seguinte procedimento: i) a limpeza das folhas foi realizada para eliminar traços de poeira e outros resíduos; ii) as folhas foram cortadas em pedaços de 1cm x 1cm para extração do gel, tanto quanto possível e iii) as peças foram misturadas com água para obter três concentrações de mucilagem em uma proporção de peso Nopal-água de 1: 1, 1: 2 e 1: 3, como pode ser observado na Figura 1.

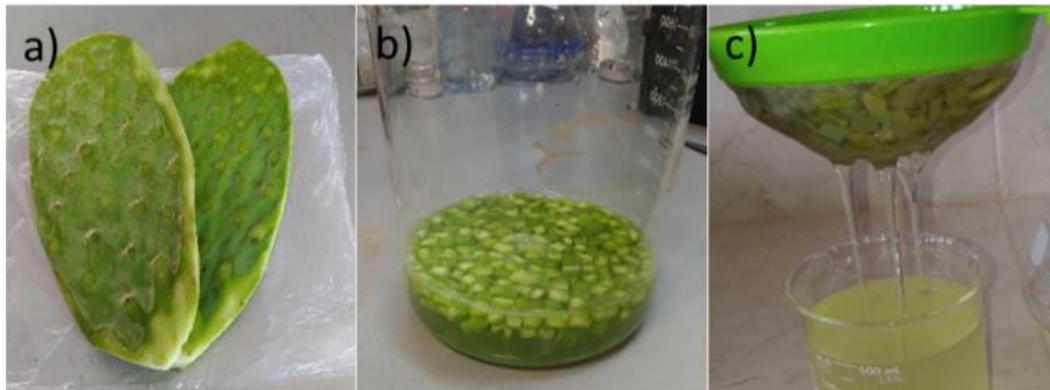


Figura 1. a) Folhas de cacto frescas, b) Cacto de pera espinhosa misturado com água e c) Processo de filtração da mucilagem de Nopal.

A extração da mucilagem de Nopal foi realizada por dois métodos, os quais são descritos abaixo. Maceração à temperatura ambiente, em que cada mistura de Nopal com água foi deixada a macerar por 48 horas para uso posterior no concreto. Após esse tempo, a solução começou a adquirir um tom mais escuro e um certo cheiro de decomposição, como afirmam outros autores (Chandra et al., 1998). O método de extração a seguir foi maceração aplicando temperatura, neste caso as misturas de Nopal e água foram colocadas em forno aplicando uma temperatura de 95 graus Celsius por 10 minutos. Em seguida, foi deixado em repouso por 24 horas, quando a solução foi incorporada ao concreto. Em ambos os métodos de extração, antes de incorporar a mucilagem de Nopal no concreto, a solução foi filtrada.

2.2 Dosagem do concreto.

Os traços de concreto foram dosados usando um cimento CPC30R (Tipo II ASTM-C-150) levando em conta uma resistência característica de 250 kg/cm². A relação água/cimento utilizada foi de 0,45 para cada uma das misturas feitas. A areia do rio foi usada como um agregado fino e o agregado grosso da pedra britada tinha um tamanho máximo de 20 mm. A armadura era composta pelo grau 42 de 3/8 polegadas e as barras corrugadas não tiveram nenhum tratamento de superfície. As proporções para as misturas de concreto são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1. Dosagem do concreto para cada amostra cilíndrica (CS) e amostra prismática (PS).

Materiais	Quantidade de materiais por amostra.													
	CO		CO+1-1N		CO+1-2N		CO+1-3N		CO+1-1NT		CO+1-2NT		CO+1-3NT	
	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS
Cimento (kg)	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231
Areia (kg)	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452
Brita (kg)	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711
Água (l)	0.019	0.105		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Nopal mucilagem (l)	-	-	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105

As amostras foram projetadas com 30 mm de cobrimento de concreto entre a borda das barras e as laterais do cubo. Portanto, as amostras tinham 7 cm de largura, 10 cm de comprimento e 10 cm de altura, e a área exposta das barras de aço em contato com o concreto era de 18 cm², como visto na Figura 2. Cada barra de aço era revestida com fita adesiva interface ar-argamassa como descrito por outros autores (González et al., 2004; Caré e Raharinaivo, 2007; Poursae, 2010).

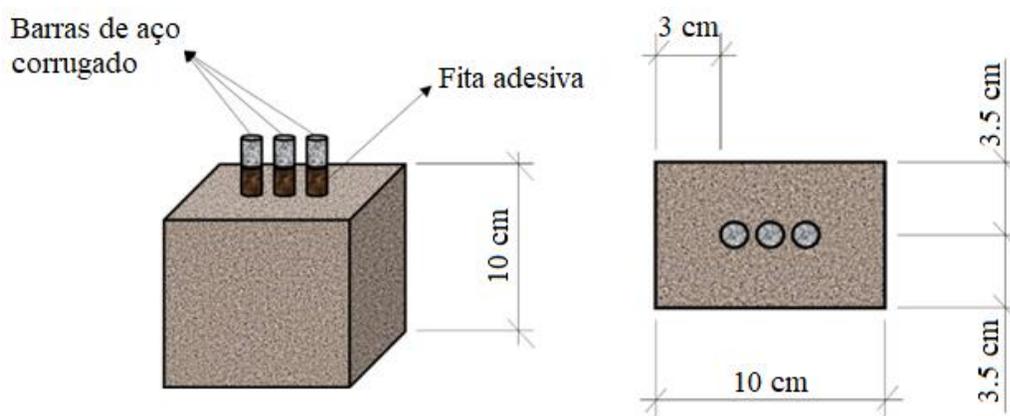


Figura 2. Dimensões das amostras de concreto.

A preparação dos traços foi realizada à temperatura ambiente no interior do laboratório. Uma vez que todos os elementos sólidos foram misturados, a mucilagem de Nopal foi adicionada de acordo com a concentração obtida. Somente água foi adicionada à amostra de controle, no resto das amostras a água foi substituída pela mucilagem de Nopal. Após 24 horas de fabricação, as amostras foram colocadas em água por 28 dias, período em que foi realizada a cura do concreto. Depois disso, eles permaneceram parcialmente submersos pelo resto do período de ensaio em uma solução de cloreto de sódio a 3%, simulando um ambiente marinho. A distância entre a borda superior das amostras e a solução foi mantida em torno de 2 cm.

Os primeiros ensaios eletroquímicos foram iniciados após 24 horas de mistura dos materiais e para os próximos 270 dias. Todos os ensaios foram realizados mantendo as amostras na solução de cura no início e depois na solução de cloreto de sódio. As técnicas utilizadas para analisar o comportamento eletroquímico da armadura foram as seguintes: Potencial de Circuito Aberto, Ruído Eletroquímico e Resistência à Polarização Linear.

A Tabela 2 mostra a nomenclatura utilizada para identificar cada amostra com as diferentes concentrações de mucilagem de Nopal, bem como a amostra controle.

Tabela 2. Identificação das amostras

Amostras	Relação peso Nopal-água	Método de extração	Nomenclatura
1	----	Nenhuma mucilage Nopal (CO)	CO
2	1:1	Maceração à temperature ambiente (N)	CO+1-1N
3	1:2	Maceração à temperature ambiente (N)	CO+1-2N
4	1:3	Maceração à temperature ambiente (N)	CO+1-3N
5	1:1	Maceração aplicando temperatura (NT)	CO+1-1NT
6	1:2	Maceração aplicando temperatura (NT)	CO+1-2NT
7	1:3	Maceração aplicando temperatura (NT)	CO+1-3NT

2.3 Técnica de resistência à compressão.

A técnica de Resistência à Compressão é uma das ferramentas mais utilizadas na análise das propriedades mecânicas do concreto. Três amostras de concreto foram projetadas para cada concentração de mucilage de Nopal, incluindo amostras sem mucilage. O ensaio de resistência à compressão foi realizado 28 dias após o processo de cura de todas as amostras, permanecendo úmido. As amostras cilíndricas foram projetadas a partir de tubos de PVC com uma relação altura / diâmetro igual a 2, com as seguintes dimensões: 4,3 cm de diâmetro e 8,6 cm de altura. Os exemplares foram dimensionados, considerando que em cada etapa deste projeto foi garantido o menor consumo de energia e materiais. Os parâmetros foram definidos de acordo com a norma ASTM C39 (Dúran-Herrera et al., 2012; Rahmani et al., 2013).

2.4 Parâmetros de técnicas eletroquímicas

2.4.1 Técnica de potencial de circuito aberto

A técnica de Potencial de Circuito Aberto é uma das ferramentas mais amplamente utilizadas para a análise de estruturas de concreto armado (Morozov et al., 2013). A medição do potencial de circuito aberto foi realizada contra um eletrodo de calomelano saturado (SCE). Neste caso, foi feita uma medição dos eletrodos de aço de cada amostra. O valor final obtido foi a média das três medidas. A primeira leitura foi feita 24 horas após a coleta das amostras e as medições semanais foram realizadas por um período de 270 dias. Para isso, foi utilizado um multímetro ligando um terminal ao eletrodo de trabalho e o outro ao eletrodo de referência do Calomel. Para medir o Potencial do Circuito Aberto, o eletrodo de referência foi colocado dentro da solução de cura e da solução salina, o mais próximo possível dos eletrodos de trabalho. Foi levado em conta que a ponta do eletrodo de referência do calomel foi separada do fundo do recipiente da solução. A Tabela 3 mostra as faixas de valores de potencial de corrosão para estruturas de concreto armado e os critérios de probabilidade de corrosão de acordo com ASTM C876 (Morris et. Al., 2002; Pérez-Quiroz et al., 2008).

Tabela 3. Critérios de probabilidade de corrosão para armadura relacionados à medição do Potencial de Circuito Aberto (OCP).

Valores de potencial de circuito aberto (OCP) (mV vs. SCE)	Critérios de probabilidade de corrosão
> -125	10% de risco de corrosão
-126 to -275	Risco de corrosão intermediário
< -276	90% de risco de corrosão

2.4.2 Técnicas de ruído eletroquímico.

Processos de corrosão, tais como: corrosão generalizada e localizada, corrosão sob tensão, bem como fenômenos de passivação, geram flutuações espontâneas no potencial de corrosão livre do eletrodo (Gusmano et al., 1997). Um potenciostato ACM Instruments Auto ZRA foi usado para analisar o ruído eletroquímico de todas as amostras. As leituras para cada ensaio foram 1024 dados com uma taxa de amostragem de um dado por segundo. Além disso, o método padrão de análise de três eletrodos nominalmente idênticos foi utilizado (Cottis, 2001).

Uma das vantagens mais importantes oferecidas por essa técnica eletroquímica é que sua aplicação não implica qualquer alteração artificial do sistema durante o tempo de ensaio (Legat et al., 2004). Um parâmetro amplamente utilizado na análise do sinal de ruído eletroquímico é a resistência ao ruído (R_n), definida como a razão entre os desvios-padrão do potencial e o ruído atual, segundo a equação (Bing et al., 2007):

$$R_n = \frac{\sigma_v}{\sigma_i} \quad (1)$$

onde, σ_v é o desvio padrão do ruído potencial e σ_i é o desvio padrão do ruído atual. Uma remoção de tendência linear das séries temporais de potencial e corrente foi realizada.

Alguns autores analisaram a relação entre resistência ao ruído (R_n) e resistência à polarização (R_p), concluindo que eles podem ser considerados equivalentes para muitos sistemas (Aballe et al., 2001; Girija et al., 2007).

2.4.3 Técnica de resistência polarização linear.

A técnica de Resistência à Polarização Linear é uma ferramenta muito versátil frequentemente utilizada para os estudos eletroquímicos da armadura embutida em concreto (Andrade et al., 2001). Uma de suas principais vantagens é que permite determinar a cinética do processo corrosivo. De acordo com outros estudos, um sinal de tensão foi aplicado na faixa de ± 20 mV sobre o potencial de corrosão (E_{corr}), sendo um sinal de corrente registrado como resposta (Poursae, 2010). Para a medição da Resistência à Polarização Linear, foi aplicada uma taxa de varredura de 10 mV / min. Além disso, o eletrodo de referência e eletrodo contador de grafite foram colocados dentro da solução de cura e solução salina. Ambos os eletrodos foram colocados próximos um do outro e o mais próximo possível dos eletrodos de trabalho. A resistência de polarização pode ser determinada através da expressão (2), estabelecida como a inclinação da curva de polarização em torno do potencial de corrosão, E_{corr} (Andrade e Alonso, 1996; Morris et al., 2002):

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad (2)$$

onde R_p é a resistência de polarização (Ω), ΔI é mudança na corrente (A) e ΔE é mudança no potencial (V) (Poursae, 2010). De acordo com a equação (3) proposta por Stern-Geary, é possível determinar a taxa de corrosão da armadura através de uma constante de proporcionalidade B. Esta equação afirma que a densidade de corrente i_{corr} é inversamente proporcional ao R_p (Hansson, 1984 Morris et al., 2002):

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad (3)$$

As faixas de valores de taxa de corrosão em termos da vida útil da armadura são mostradas na Tabela 4 (Andrade e Alonso, 1996).

Tabela 4. Intervalos da taxa de corrosão relacionada ao grau de corrosão do aço no concreto em termos de vida útil.

Corrente de corrosão I_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	CR (mm/y)	Condição da armadura
$I_{corr} < 0.1$	< 0.001	Desprezível.
$I_{corr} 0.1 - 0.5$	$0.001-0.005$	Baixa a moderada corrosão.
$I_{corr} 0.5 - 1.0$	$0.005-0.010$	Moderada a alta corrosão.
$I_{corr} > 1.0$	> 0.010	Alta taxa de corrosão.

A partir dos valores de I_{corr} , foi determinada a eficiência da mucilagem de Nopal como inibidor de corrosão da armadura, conforme a seguinte equação (Díaz-Cardenas et al., 2017):

$$I. E. (\%) = \left[\frac{I_{corr} - I'_{corr}}{I_{corr}} \right] * 100 \quad (4)$$

onde: I.E. é a eficiência do inibidor, I_{corr} é a densidade de corrente de corrosão ($\mu\text{A} / \text{cm}^2$) sem inibidor e I'_{corr} é a densidade de corrente de corrosão ($\mu\text{A} / \text{cm}^2$) com inibidor.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

2.1 Resistência à compressão.

A tabela 5 mostra os valores médios de resistência à compressão após 28 dias de cura de concreto.

Tabela 5. Valores médios de resistência à compressão após 28 dias.

Amostras	Resistência à compressão (kg/cm^2)
CO	248.9
CO+1-1N	223.5
CO+1-2N	234.9
CO+1-3N	246.5
CO+1-1NT	225.8
CO+1-2NT	234.6
CO+1-3NT	244.1

Como pode ser visto, não há diferenças significativas nos valores de resistência à compressão, independentemente do método de extração da mucilagem Nopal. Por outro lado, como pode ser visto após 28 dias, todas as amostras com mucilagem de Nopal mantêm os valores de resistência à compressão menores que a amostra controle. Isso se deve ao fato de que a mucilagem do Nopal retém a água e diminui a taxa de hidratação do cimento nas primeiras idades, devido à parte hidrofílica dos polímeros presentes na mucilagem fixar as moléculas de água na mistura fresca (Knapen e Van Gemert, 2009). Para amostras com concentração 1-3 de mucilagem de Nopal, houve diminuição na resistência entre 2,4 e 4,8 kg / cm^2 , porém, na relação concentração 1-1 de mucilagem, a diminuição na resistência à compressão manteve-se entre 23,3 e 25,4 kg / cm^2 em relação às amostras de controle. Alguns autores descrevem uma tendência semelhante e mostram que a presença de polissacarídeos na solução de mucilagem são as principais causas desse comportamento (Chandra et al., 1998). Sabe-se também que a mucilagem de Nopal como aditivo natural no concreto é capaz de retardar a fixação do cimento (Peschard et al., 2004). No entanto,

de acordo com Chandra et. al. (Chandra et al., 1998) a longo prazo, a mucilagem do cacto favorece o aumento da resistência à compressão, excedendo os valores da amostra controle.

2.2 Potencial de circuito aberto.

Os valores do potencial de corrosão para todas as amostras com mucilagem de Nopal estão detalhados na Figura 3.

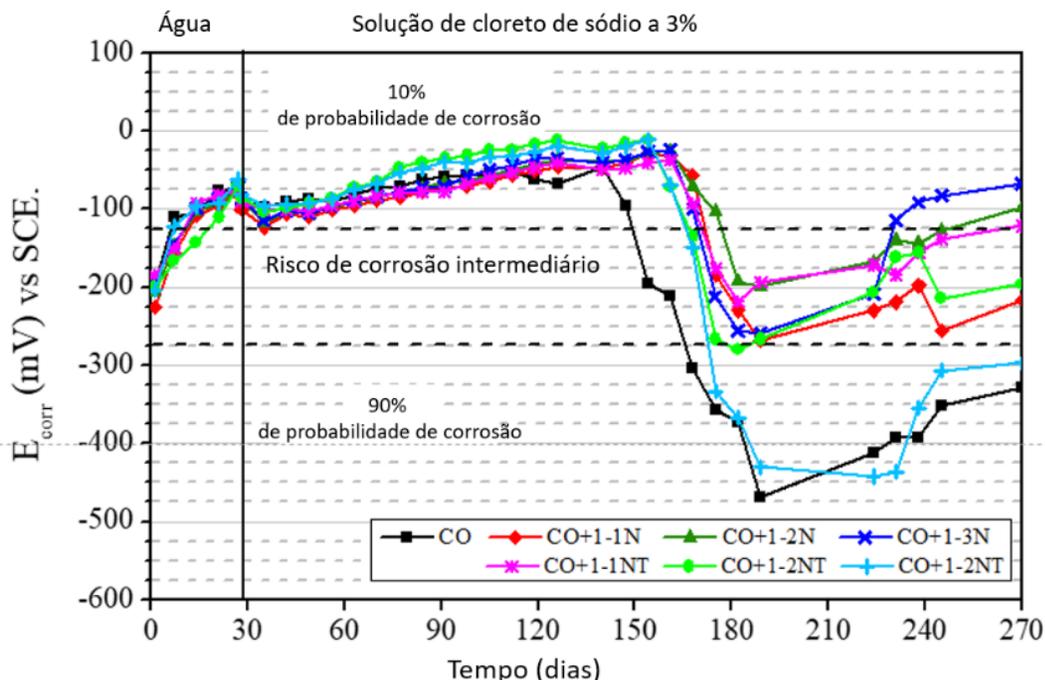


Figura 3. Comportamento dos valores do potencial de corrosão (E_{corr}) com o tempo.

Durante o processo de cura do concreto, fica claro que o potencial de todas as amostras adquire valores muito nobres, entre -90 e -50 mV. Estes valores permanecem na faixa de 10% de probabilidade de corrosão (Pérez-Quiroz et. Al., 2008). A alta alcalinidade, assim como a presença de umidade e oxigênio na rede de poros de concreto, são fatores que influenciam esses valores potenciais. Sob essas condições, o aço desenvolve uma camada passiva de óxidos, compacta e à prova de água (Hansson, 1984).

Todas as amostras com mucilagem Nopal, têm uma queda em seus valores e atingem a faixa de risco intermediário de corrosão. Possivelmente, devido à presença de íons cloreto na superfície do aço, ocorre corrosão localizada e consequentemente a quebra da camada passiva (Caré e Raharinaivo, 2007). Embora com o avanço do período de exposição, as condições ideais do concreto pareçam ser mantidas e os valores potenciais sejam gradualmente recuperados, aproximando-se de valores de potencial mais nobres, entre -210 e -60 mV. Diferentemente da amostra de controle que atinge valores próximos a -500 mV com uma probabilidade de corrosão de 90%. A amostra de CO + 1-3N apresentou o melhor comportamento com valores de potencial muito nobre, em torno de 60 mV aos 270 dias de ensaio.

Vários fatores influenciam o comportamento das amostras de mucilagem de Nopal. O gel de cacto atua como um aditivo retardante da cimentação (Zhang et al., 2019). Além disso, é capaz de reter umidade por um longo período de tempo, porque os polissacarídeos têm um caráter de retenção de água e diminuem a velocidade de secagem do concreto (Chandra et al., 1998). Portanto, o processo de microfissuração do concreto é reduzido, um fenômeno que ocorre especialmente em climas quentes (Zhang et al., 2019).

3.3 Ruído eletroquímico.

Como exemplo, as séries temporais seguintes mostram as flutuações atuais das amostras com mucilagem de Nopal obtida por maceração à temperatura ambiente, ver Figura 4 e Figura 5.

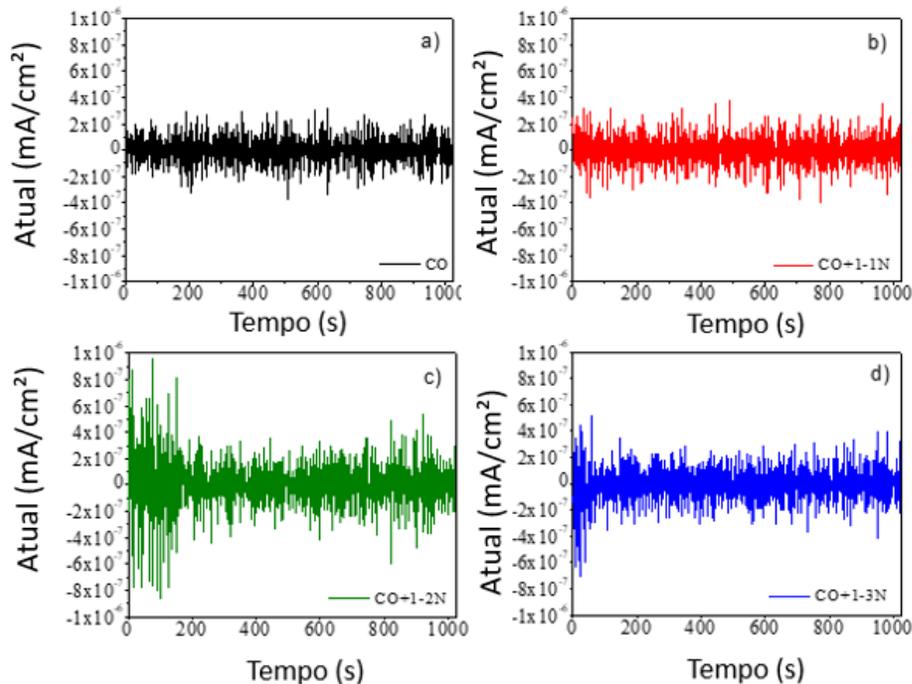


Figura 4. Séries temporais de corrente aos 28 dias de cura do concreto para as seguintes amostras: a) CO, b) CO + 1-1N, c) CO + 1-2N e d) CO + 1-3N.

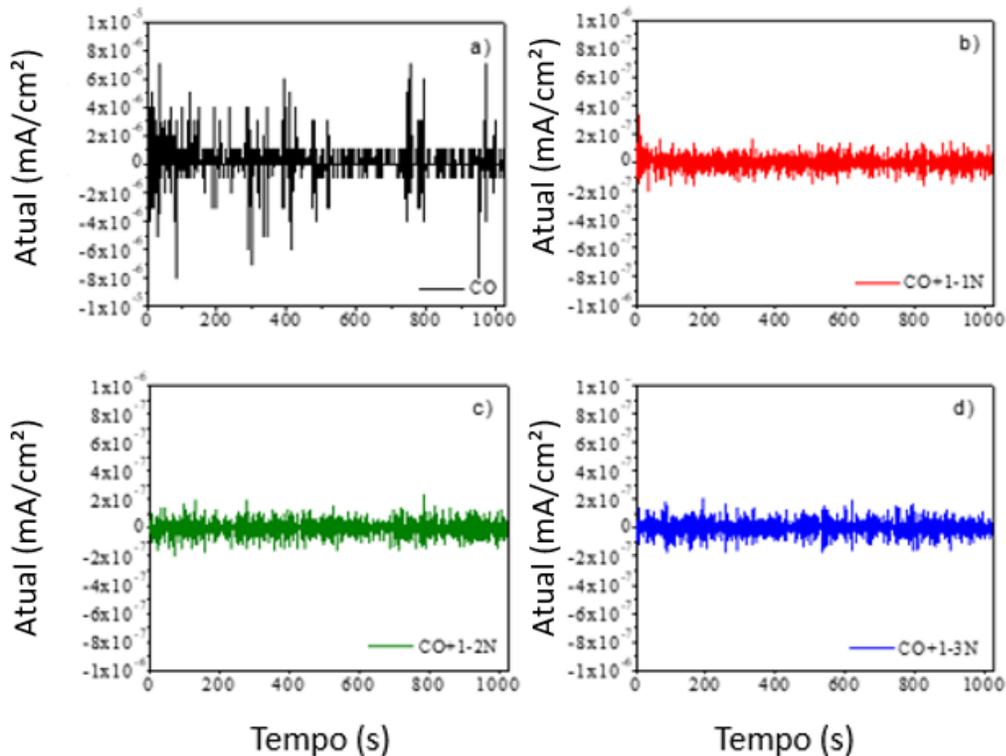


Figura 5. Séries temporais de corrente aos 161 dias de cura do concreto para as seguintes amostras: a) CO, b) CO + 1-1N, c) CO + 1-2N e d) CO + 1-3N.

Após 28 dias de cura do concreto, todas as séries temporais atuais mostram um comportamento similar com flutuações que atingem valores de até 2×10^{-7} mA/cm². Estes baixos valores de corrente são indicativos de um estado de passivação na armadura. A camada passiva de aço evolui com o tempo (Hansson, 1984) e, por meio dessa técnica, essas pequenas alterações nos valores atuais podem ser detectadas (Gusmano et al., 1997; Cottis, 2001). Somente a amostra de CO + 1-3N possui alguns transientes com valores de até 8×10^{-7} mA/cm².

Com o avanço do tempo de exposição ao ambiente agressivo, pode-se observar uma mudança significativa no comportamento das séries temporais para a amostra de CO. Em geral, observa-se uma mudança nos valores das séries temporais atuais até uma ordem de grandeza, com alguns transientes atingindo valores de até 8×10^{-6} mA/cm². Esse comportamento pode estar associado à presença de íons cloreto na superfície do aço, que causam a ruptura da camada de óxido (Hansson, 1984). Por outro lado, as amostras com mucilagem de Nopal para o dia 161 mostram uma diminuição nos valores atuais, e nenhuma mudança abrupta é observada. Isso é uma indicação de que o aço de passivação de aço é mantido, assim como as condições para que ele permaneça nesse estado.

A figura 6 mostra os valores de resistência a ruído determinados a partir dos valores do desvio padrão de tensão e corrente das séries temporais analisadas.

No início dos ensaios, observa-se um aumento progressivo de R_n . Esses resultados mostram que a mucilagem do cacto não afeta negativamente o processo de cura do concreto e garante as condições para a armadura desenvolver um filme passivo. Após 150 dias de ensaio, a amostra de controle mostra uma queda nos valores de R_n próximos a $2 \times 10^4 \Omega \cdot \text{cm}^2$, com flutuações significativas em seus valores. Esse comportamento indica que o início da corrosão consiste em uma série de eventos localizados severos (Legat et al., 2004).

No final do período de ensaio, todas as amostras com Nopal mantiveram valores superiores a $1 \times 10^5 \Omega \cdot \text{cm}^2$, com exceção da amostra de CO + 1-3NT, que manteve um desempenho ligeiramente superior em relação à amostra de controle. Em contraste, a amostra de CO + 1-3N alcançou valores superiores a $4 \times 10^5 \Omega \cdot \text{cm}^2$, melhorando significativamente as propriedades eletroquímicas do concreto armado. Esta resposta evidencia parte das vantagens oferecidas por este gel Nopal, pois atua não apenas como retardador do assentamento do concreto, mas também como aditivo que pode melhorar a resposta eletroquímica da armadura, retardar o início e a propagação ativa da corrosão do aço (Martinez-Molina et al., 2015).

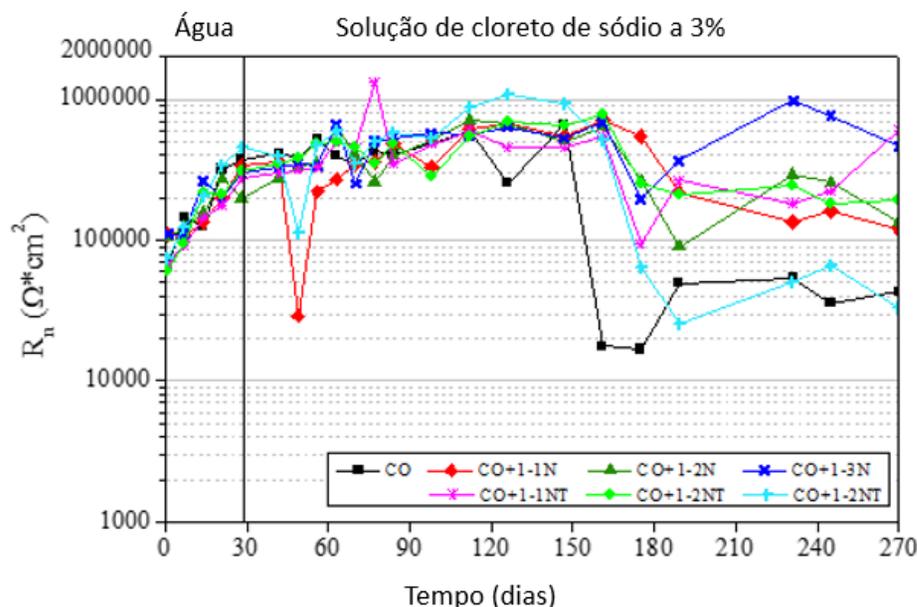


Figura 6. Comportamento dos valores de resistência ao ruído (R_n) com o tempo.

3.4 Resistência de Polarização Linear.

Na Figura 7 podem ser observados os valores de R_p obtidos da técnica de resistência à polarização linear.

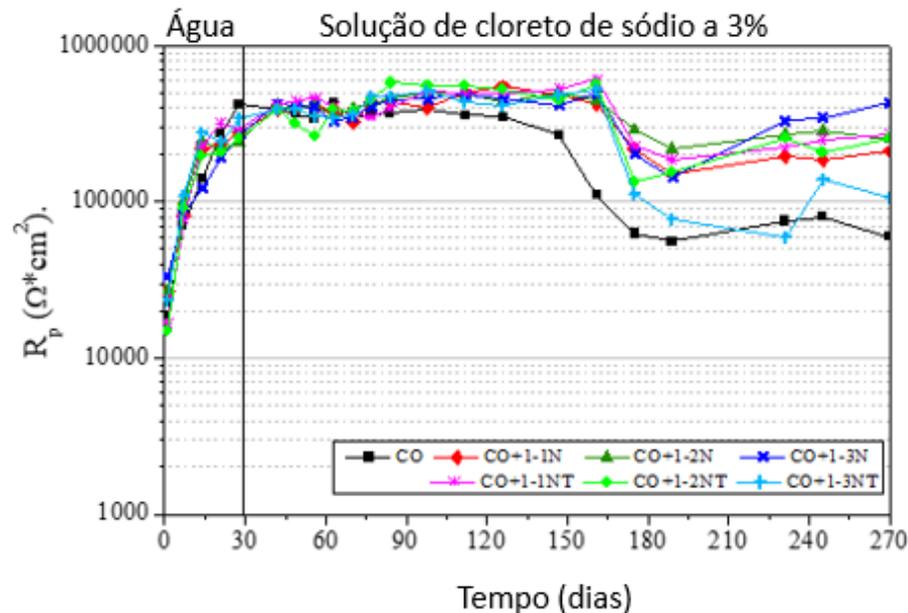


Figura 7. Comportamento dos valores de resistência à polarização (R_p) com o tempo.

Em geral, pode-se observar que esses resultados mostram uma tendência semelhante aos valores de resistência a ruído. O bom desempenho da mucilagem de Nopal dentro da matriz de concreto é evidente, pois apesar de apresentar uma queda nos valores de R_p após 150 dias de exposição ao ambiente agressivo, progressivamente a resistência de todas as amostras aumenta no final do período experimental.

Uma propriedade muito importante que influencia o comportamento descrito pelas amostras com a mucilagem de Nopal é a sua alta viscosidade, um parâmetro que melhora a trabalhabilidade da mistura assim como a homogeneidade do concreto (Knapen e Van Gemert, 2009; León-Martínez et al. al., 2014). Alguns estudos afirmam que certos polímeros naturais (polissacarídeos) presentes na mucilagem de Nopal, reagem com os compostos de cimento formando complexos que reduzem a porosidade no concreto, principalmente por serem compostos menores (Chandra et al., 1998; Ramírez-Arellanes et al. al., 2012).

Uma correlação linear foi feita a partir dos resultados de R_n e R_p de todas as amostras, como mostrado na Figura 8.

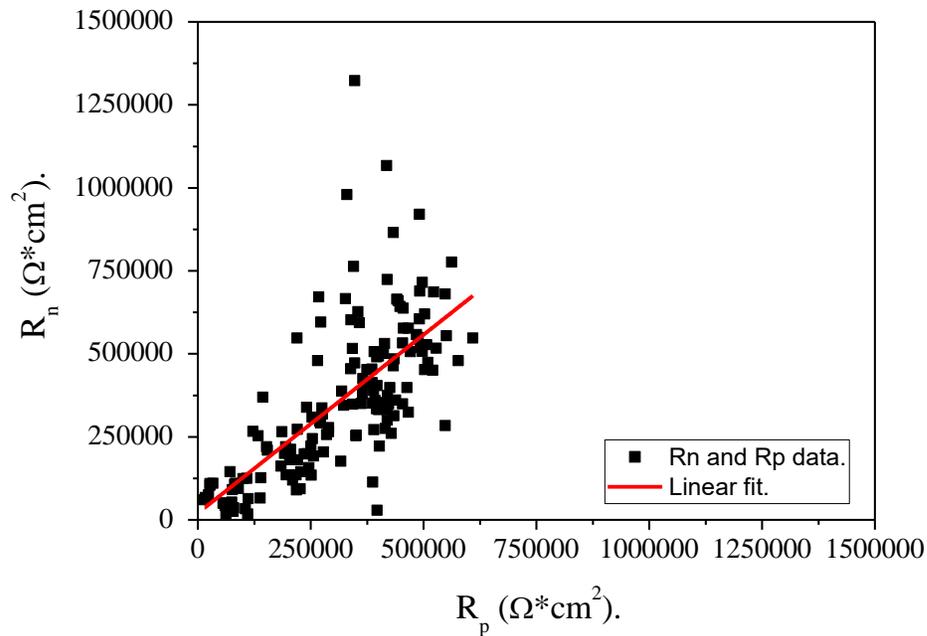


Figura 8. Correlação entre os valores de R_n e R_p de todas as amostras.

A partir desta análise, obteve-se um coeficiente de correlação com um valor de 0,695. Este valor indica uma correlação razoável entre os resultados de ambas as técnicas eletroquímicas (Kearns et al., 1996), tendo em conta que um valor de zero indica que não há correlação e um valor de um indica uma correlação muito boa. Estes resultados confirmam que ambas as técnicas são equivalentes e adequadas para o estudo eletroquímico da armadura. De fato, muitos estudos do comportamento eletroquímico da armadura, em particular com o uso dessas técnicas, têm sido relatados na literatura (Andrade et al., 2004; Legat et al., 2004; Bing et al., 2007; Poursae, 2010).

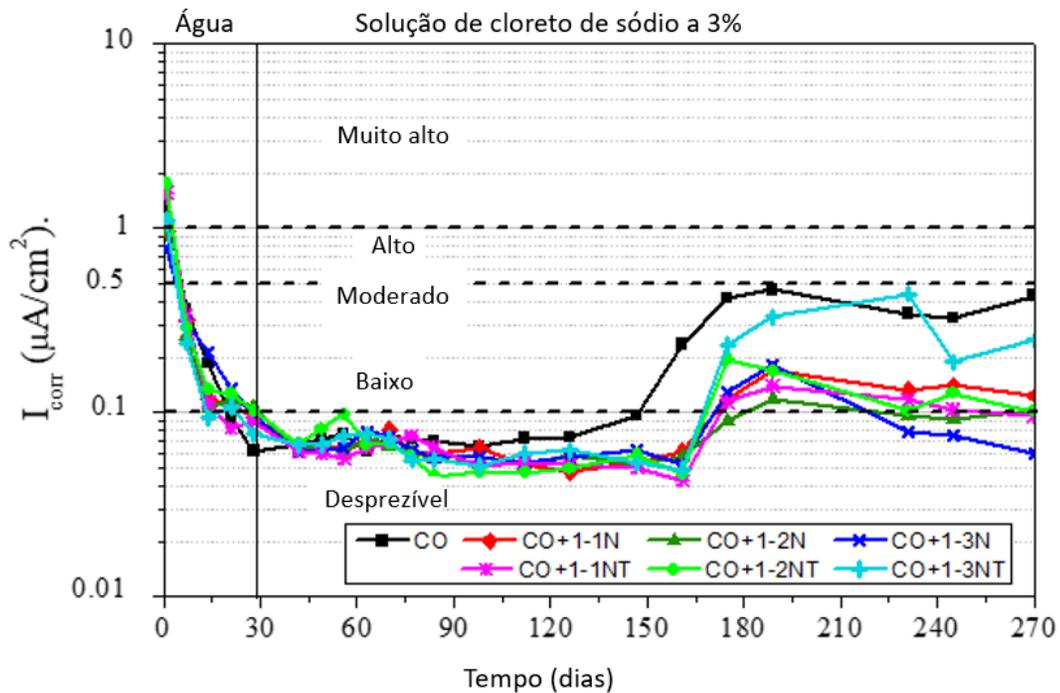


Figura 8. Comportamento dos valores da taxa de corrosão (i_{corr}) com o tempo.

A taxa de corrosão é inversamente proporcional aos valores de resistência à polarização linear a partir dos quais o I_{corr} foi determinado para todas as amostras (Andrade e Buják, 2013). Segundo algumas pesquisas o fator de proporcionalidade (constante B) varia de 13 a 52 mV. Neste estudo sobre a análise da taxa de corrosão da armadura, aplicou-se um valor de $B = 26$ mV (Andrade et al., 2004). Todos os valores da taxa de corrosão em termos de densidade de corrente são mostrados na Figura 8.

Durante o processo de cura do concreto, uma rápida diminuição nos valores de I_{corr} pode ser observada até que valores abaixo de $0,1 \mu\text{A} / \text{cm}^2$ sejam alcançados na faixa de velocidade de corrosão desprezível (Andrade e Alonso, 1996). Nesses valores, o aço possivelmente já desenvolveu um estado de passividade devido à presença de oxigênio, umidade e um meio altamente alcalino (Hansson, 1984). Com o avanço do tempo de exposição ao meio agressivo, todas as amostras com mucilagem mantêm valores de I_{corr} muito baixos. Esse comportamento, como afirmam outros estudos, possivelmente se deve ao fato de que este aditivo natural é capaz de reduzir o coeficiente de difusão dos cloretos, causado pelo aumento da viscosidade da solução dos poros do concreto (Ramírez-Arellanes et al., 2012).

No final do período de ensaio, as amostras com mucilagem Nopal mantiveram os valores da taxa de corrosão entre $0,1$ e $0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, exceto para a amostra CO + 1-3N, que manteve valores inferiores a $0,08 \mu\text{A} / \text{cm}^2$ na faixa de taxa de corrosão insignificante (Andrade e Alonso, 1996). Estes indicaram que a mucilagem Nopal não só melhora as propriedades eletroquímicas do aço, mas também que na presença de cloretos pode manter a armadura protegida por um longo tempo (Martinez-Molina et al., 2015). Pelo contrário, a amostra de controle é mantida na faixa de taxa de corrosão moderada.

A Tabela 6 mostra os valores da densidade de corrente de corrosão e das eficiências de mucilagem de Nopal alcançadas no final do período de ensaio. Como pode ser visto, a maior eficiência do inibidor de mucilagem de Nopal foi de 86% para a amostra de CO + 1-3N, com uma concentração 1-3 de mucilagem de Nopal extraída por maceração à temperatura ambiente por 48 horas.

Tabela 6. Parâmetros eletroquímicos obtidos após 270 dias de ensaio.

Amostras	I_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	I.E. (%)
CO	0,432	-
CO+1-1N	0,124	71
CO+1-2N	0,103	76
CO+1-3N	0,060	86
CO+1-1NT	0,095	78
CO+1-2NT	0,102	77
CO+1-3NT	0,247	43

4 CONCLUSÕES

Este trabalho de pesquisa teve como objetivo o estudo das propriedades eletroquímicas da armadura com a adição de mucilagem de Nopal. Uma análise foi feita a partir de três concentrações de mucilagem de Nopal tomadas por dois métodos de extração. O efeito favorável deste aditivo natural foi apreciado restringindo o início da corrosão e protegendo a armadura.

As conclusões são as seguintes:

Para as amostras com concentração de mucilagem Nopal 1-3, os maiores valores de resistência à compressão foram obtidos, levando-se em conta que este aditivo natural atua como retardante do assentamento do concreto.

A partir do potencial de circuito aberto, o efeito favorável da mucilagem de Nopal foi apreciado como um aditivo que pode retardar a corrosão da armadura. A amostra de CO + 1-3N alcançou valores de potencial muito nobres no final do período experimental, sendo a dosagem mais favorável.

Durante o processo de cura do concreto, todas as amostras exibiram um comportamento similar e um rápido aumento na resistência ao ruído (R_n) e os valores de resistência à polarização (R_p) foram observados. Pode-se afirmar que a mucilagem Nopal dentro da matriz de concreto mantém as condições ideais para que o aço adquira um estado de passivação.

Todas as amostras com mucilagem de Nopal apresentaram os maiores valores de R_n e R_p em relação à amostra controle por um período maior de tempo. Um coeficiente de correlação razoável foi obtido entre os resultados eletroquímicos de R_n e R_p , com um valor de 0,695.

A mucilagem de Nopal foi capaz de retardar o início da corrosão no concreto e manter uma taxa de corrosão entre insignificante e baixa até o final do período de ensaio.

A mistura que apresentou melhor comportamento eletroquímico foi CO + 1-3N, com eficiência de 86% para a concentração de mucilagem de Nopal de 1: 3, obtida por maceração às 48 horas sem cozimento a 95° Celsius.

5. AGRADECIMENTOS

CONACyT (Conselho Nacional de Ciência e Tecnologia do México).

6. REFERÊNCIAS.

- Aballe, A., Bautista, A., Bertocci, U. and Huet, F. (2001), ‘*Measurement of the noise resistance for corrosion applications*’, Corrosion. 57(1):35–42. doi: <https://doi.org/10.5006/1.3290327>
- Andrade, C., Keddani, M., Nóvoa, X. R., Pérez, M. C., Rangel, C. M. and Takenouti, H. (2001), ‘*Electrochemical behaviour of steel rebars in concrete: influence of environmental factors and cement chemistry*’, Electrochimica Acta. 46: 3905–3912. doi: [https://doi.org/10.1016/S0013-4686\(01\)00678-8](https://doi.org/10.1016/S0013-4686(01)00678-8)
- Andrade, C., Alonso, C., Gulikers, J., Polder, R., Cigna, R., Vennesland Ø., Salta, M., Raharinaivo, A. and Elsener, B. (2004), ‘*Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*’, Materials and Structures/Materiaux et Constructions. 37(273):623–643. doi: <https://doi.org/10.1617/13952>
- Andrade, C. and Alonso, C. (1996), ‘*Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*’, Construction and Building Materials. 10(5):315–328. doi: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00044-5](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00044-5)
- Andrade, C. and Buják, R. (2013), ‘*Effects of some mineral additions to Portland cement on reinforcement corrosion*’, Cement and Concrete Research. 53:59–67. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.06.004>
- Bing, Z., Jian-Hua L., Rong-Gang H., Rong-Gui D. and Chang-Jian L. (2007), ‘*Study on the corrosion behavior of reinforcing steel in cement mortar by electrochemical noise measurements*’, Electrochimica Acta. 52(12):3976–3984. doi: <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2006.11.015>
- Cárdenas, A., Higuera-Ciapara, I. and Goycoolea, F. M. (1997), ‘*Rheology and Aggregation of Cactus (Opuntia ficus-indica) Mucilage in Solution*’, Journal of the Professional Association for Cactus Development. 2:152–159.
- Caré, S. and Raharinaivo, A. (2007), ‘*Influence of impressed current on the initiation of damage in reinforced mortar due to corrosion of embedded steel*’, Cement and Concrete Research. 37(12):1598–1612. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.022>

- Chandra, S., Eklund, L. and Villarreal, R. R. (1998), '*USE OF CACTUS IN MORTARS AND CONCRETE.*', Cement and Concrete Research. 28(1):41-51.
- Cottis, R. A. (2001), '*Interpretation of Electrochemical Noise Data*', Corrosion. 57(3):265–285.
- Díaz-Cardenas, M. Y. Valladares-Cisneros, M. G., Lagunas-Rivera, S., Salinas-Bravo, V. M., Lopez-Sesenes, R. and Gonzalez-Rodríguez, J. G. (2017) '*Peumus boldus extract as corrosion inhibitor for carbon steel in 0.5 M sulfuric acid*', Green Chemistry Letters and Reviews, 10(4): 257–268. doi: <https://doi.org/10.1080/17518253.2017.1369167>
- Dúran-Herrera, A., De-León, R., Juárez, C. A. and Valdez, P. (2012), '*Mucilago de nopal como reductor de retracción en concreto auto-consolidable*', ANAIS DO 54o CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2012 – 54CBC, (Brazil), pp. 1-18.
- Girija, S., Kamachi Mudali, U., Khatak, H. S. and B. Raj, (2007), '*The application of electrochemical noise resistance to evaluate the corrosion resistance of AISI type 304 SS in nitric acid*', Corrosion Science. 49:4051–4068. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.04.007>
- González, J. A., Miranda, J. M. and Feliu, S. (2004), '*Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete*', Corrosion Science. 46:2467–2485. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2004.02.003>
- Gusmano, G., Montesperelli, G., Pacetti, S., Petitti, A. and D'Amico, A. (1997), '*Electrochemical Noise Resistance as a Tool for Corrosion Rate Prediction*', Corrosion. 53(11):860–868. doi: <https://doi.org/10.5006/1.3290271>
- Hansson, C. M. (1984), '*Comments on electrochemical measurements of the rate of corrosion of steel in concrete*', Cement and Concrete Research. 14(4):574–584. doi: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(84\)90135-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(84)90135-2)
- Kearns, J. R., Scully, J. R., Roberge, P. R., Reichert, D. L. and Dawson, J. L. (1996), *STP 1277. Electrochemical Noise Measurement for Corrosion Applications*, ASTM International. Edited by J. Kearns et al. 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959. doi: <https://doi.org/10.1520/STP1277-EB>
- Knapen, E. and Van Gemert, D. (2009), '*Cement hydration and microstructure formation in the presence of water-soluble polymers*', Cement and Concrete Research. 39:6–13. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.10.003>
- Legat, A., Leban, M. and Bajt, Ž. (2004), '*Corrosion processes of steel in concrete characterized by means of electrochemical noise*', Electrochimica Acta. 49:2741–2751. doi: <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2004.01.036>
- León-Martínez, F. M., Rodríguez-Ramírez, J., Medina-Torres, L. L., Méndez Lagunas, L. L. and Bernad-Bernad, M. J. (2011), '*Effects of drying conditions on the rheological properties of reconstituted mucilage solutions (Opuntia ficus-indica)*', Carbohydrate Polymers. 84:439–445. doi: <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2010.12.004>
- León-Martínez, F. M., Cano-Barrita, P. F. de J., Lagunez-Rivera, L. and Medina-Torres, L. (2014), '*Study of nopal mucilage and marine brown algae extract as viscosity-enhancing admixtures for cement based materials*', Construction and Building Materials. 53:190–202. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.068>
- León-Martínez, F. M., Méndez-Lagunas, L. L. and Rodríguez-Ramírez, J. (2010), '*Spray drying of nopal mucilage (Opuntia ficus-indica): Effects on powder properties and characterization*', Carbohydrate Polymers. 81(4):864–870. doi: <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2010.03.061>
- Martinez-Molina, W., Torres-Acosta, A., Hernández-Leos, R., Alonso-Guzman, E., Mendoza-Pérez, I. and Martínez-Peña, I. (2015), '*The inhibitive properties of Nopal slime on the corrosion of steel in chloride-contaminated mortar*', Anti-Corrosion Methods and Materials. 63(1):65–71. doi: <https://doi.org/10.1108/acmm-05-2014-1381>

- Morozov, Y., Castela, A. S., Dias, A. P. S. and Montemor, M. F. (2013), '*Chloride-induced corrosion behavior of reinforcing steel in spent fluid cracking catalyst modified mortars*', Cement and Concrete Research. 47:1–7. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.01.011>
- Morris, W., Vico, A., Vazquez, M. and De Sanchez, S. R. (2002), '*Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements*', Corrosion Science. 44(1):81–99. doi: [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(01\)00033-6](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(01)00033-6)
- Pech-Canul, M. A. and Castro, P. (2002), '*Corrosion measurements of steel reinforcement in concrete exposed to a tropical marine atmosphere*', Cement and Concrete Research. 32(3):491–498. doi: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00713-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00713-X)
- Pérez-Quiroz, J.T., Terán, J., Herrera, M.J., Martínez, M. and Genescá, J. (2008), '*Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation*', Journal of Constructional Steel Research. 64:1317–1324. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.07.024>
- Peschard, A., Govin, A., Grosseau, P., Guilhot, B. and Guyonnet, R. (2004), '*Effect of polysaccharides on the hydration of cement paste at early ages*', Cement and Concrete Research. 34:2153–2158. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.04.001>
- Poursae, A. (2010), '*Potentiostatic transient technique, a simple approach to estimate the corrosion current density and Stern-Geary constant of reinforcing steel in concrete*', Cement and Concrete Research. 40(9):1451–1458. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.04.006>
- Rahmani, E., Dehestani, M., Beygi, M. H A, Allahyari, H. and Nikbin, I. M. (2013), '*On the mechanical properties of concrete containing waste PET particles*', Construction and Building Materials. 47:1302–1308. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.041>
- Ramírez-Arellanes, S., Cano-Barrita, P. F. de J., Julián-Caballero, F. and Gómez-Yañez, C. (2012), '*Propiedades de durabilidad en concreto y análisis microestructural en pastas de cemento con adición de mucílago de nopal como aditivo natural*', Materiales de Construcción. 62(307):327–341. doi: <https://doi.org/10.3989/mc.2012.00211>
- Sáenz, C., Sepúlveda, E. and Matsuhira, B. (2004), '*Opuntia spp mucilage's: A functional component with industrial perspectives*', Journal of Arid Environments. 57:275–290. doi: [https://doi.org/10.1016/S0140-1963\(03\)00106-X](https://doi.org/10.1016/S0140-1963(03)00106-X)
- Torres-Acosta, A. A. (2007), '*Opuntia-Ficus-Indica (Nopal) mucilage as a steel corrosion inhibitor in alkaline media*', Journal of Applied Electrochemistry. 37(7):835–841. doi: <https://doi.org/10.1007/s10800-007-9319-z>
- Torres-Acosta, A. A. and Martínez-Madrid, M. (2005), '*Mortar improvements from Opuntia Ficus Indica (Nopal) and Aloe Vera Additions*', Inter American Conference on Non-Conventional Materials and Technologies in Ecological and Sustainable Construction. IAC-NOCMAT, Rio de Janeiro (Brazil), pp. 655-664.
- Valipour, M., Shekarchi, M. and Ghods, P. (2014), '*Comparative studies of experimental and numerical techniques in measurement of corrosion rate and time-to-corrosion-initiation of rebar in concrete in marine environments*', Cement and Concrete Composites. 48:98–107. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.001>
- Zhang, H., Feng, P., Li, L. and Wang, W. (2019), '*Effects of starch-type polysaccharide on cement hydration and its mechanism*', Thermochemica Acta. 678:1-9. doi: <https://doi.org/10.1016/j.tca.2019.178307>

Análise de argamassas de reparo compostas por copolímero vinílico, PVA e SBR

M. H. de Souza^{1*} , R. A. de Souza¹ 

* Autor de Contato: mateushsouza@outlook.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.330>

Recepção: 09/07/2018 | Aceitação: 27/05/2019 | Publicação: 30/07/2019

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo desenvolver e analisar argamassas poliméricas de reparo compostas por copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinila) e SBR (estireno-butadieno). Foram realizados ensaios para a determinação das resistências à compressão e tração por compressão diametral. Além disso, determinou-se a resistência aderente entre o reparo e o concreto por meio de um ensaio de tração por compressão diametral. Entre os materiais testados, notou-se que o material modificado por SBR teve o melhor desempenho, sobretudo com relação à aderência ao concreto. De modo geral, os resultados mostraram que as argamassas modificadas pelos polímeros estudados podem atender à função de material de reparo.

Palavras-chave: reparo; argamassa polimérica; manifestações patológicas; argamassa de reparo; resistência à aderência.

Citar como: de Souza, M. H., de Souza, R. A. (2019), “Análise de argamassas de reparo compostas por copolímero vinílico, PVA e SBR”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 277 – 287, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.330>

¹ Universidade Estadual de Maringá, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Analysis of compost repair mortars by vinyl copolymer, PVA and SBR

ABSTRACT

This work has as its objective the development and analysis of compostable polymeric mortars using vinyl copolymer, PVA (polyvinyl acetate) and SBR (styrene-butadiene). Tests were carried out to determine the compressive and diametral compression tensile strengths. In addition, the adhesive strength between the repair and the concrete was determined by means of a diametral compression traction test. Among the materials tested, it was noticed that the material modified by SBR had the best performance, especially with respect to the adhesion to the concrete. In general, the results show that modified polystyrene hair hairs can be used to repair material.

Keywords: repair, polymer mortar, pathological manifestations, repair mortar, adhesion strength.

Análisis de morteros de reparación compuestos por copolímero vinílico, PVA y SBR

RESUMEN

Este trabajo tuvo por objetivo desarrollar y analizar morteros poliméricos de reparación compuestas por copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinilo) y SBR (estireno-butadieno). Se realizaron ensayos para la determinación de las resistencias a la compresión y tracción por compresión diametral. Además, se determinó la resistencia adherente entre la reparación y el hormigón por medio de un ensayo de tracción por compresión diametral. Entre los materiales probados, se notó que el material modificado por SBR tuvo el mejor desempeño, sobre todo con relación a la adherencia al concreto. En general, los resultados mostraron que los morteros modificados por los polímeros estudiados pueden atender a la función de material de reparación.

Palabras clave: reparación; mortero de polímeros; manifestaciones patológicas; mortero de reparación; resistencia a la adherencia.

1. INTRODUÇÃO

Apesar do avanço em tecnologias na indústria da construção civil, observa-se em muitos casos, a falta de qualidade das estruturas de concreto. Esse fato pode afetar o desempenho e a vida útil dessas construções (Geiker, 2012). Desta forma, verifica-se a necessidade de se entender as falhas construtivas e os mecanismos que levam à deterioração das estruturas de concreto. Com o conhecimento das falhas nas estruturas de concreto, deve-se proceder com intervenções técnicas, objetivando melhorar o desempenho e a vida útil das estruturas.

Atualmente no mercado, existem produtos que ajudam a solucionar as manifestações patológicas da construção civil. Entretanto, um mesmo material pode ser comercializado com o objetivo de sanar problemas estruturais de propriedades bastante diferentes. Em se tratando de estruturas de concreto, se as propriedades dos materiais do substrato e de reparo possuírem valores diferentes, pode ocorrer incompatibilidade. Deste modo, o reparo efetuado pode ficar comprometido (Helene, 1992). Em suma, a incompatibilidade entre os materiais de reparo e do substrato, pode gerar futuros problemas com o serviço de reparo (Luković et. al, 2012). Dessa maneira, deve-se entender as diferenças entre as argamassas poliméricas a fim de utilizá-las de maneira eficiente.

As contribuições dadas às argamassas pela adição de adesivos poliméricos permitem com que os reparos nas estruturas de concreto sejam mais eficazes na sua aplicação. Ao se adicionar aditivos poliméricos, as propriedades de aderência, plasticidade, coesão, flexibilidade, impermeabilidade e

durabilidade são melhoradas, e, desta forma, torna-se possível a realização de diversos tipos de reparo (Soufi et. al, 2016).

Entre as propriedades necessárias a uma argamassa de reparo de estruturas de concreto, a aderência é uma das mais importantes. Em casos de ruptura nos reparos, a maioria dos casos, a fratura é localizada na zona de transição entre materiais novos e antigos (Ueda et. al, 2011). Deste modo, pode-se considerar que a aderência entre os diferentes materiais cimentícios dependem, principalmente, da rigidez, limpeza e rugosidade do substrato (Espeche e León, 2011).

A verificação da capacidade aderente entre os materiais pode ser realizada por técnicas de tração indireta. Nessas situações não são aplicadas cargas diretas de tração. Contudo, os valores de aderência são obtidos por equações que relacionam itens como o carregamento aplicado, geometria do corpo de prova, entre outros fatores. Ensaios de tração na flexão e tração por compressão diametral são exemplos de ensaios que remetem à tração indireta (Espeche e León, 2011).

O ensaio de tração por compressão diametral é comumente utilizado para determinar a resistência à tração de materiais compostos de cimento. Esse ensaio, também conhecido por “*Brazilian test*”, possui orientações descritas pela norma nacional NBR 7222 de 2011. Desta forma, diante das condições do ensaio, observou-se a aplicabilidade desse teste para a verificação da aderência entre dois materiais diferentes.

Esse mesmo método foi utilizado para a análise de ligação entre materiais novo e materiais e antigos, e um estudo para recuperação de estruturas (Espeche e León, 2011). A Figura 1 ilustra o ensaio realizado. P_u representa o carregamento aplicado linearmente sobre o corpo de prova, σ_x e σ_y representam as tensões no eixo horizontal (x) e vertical (y).

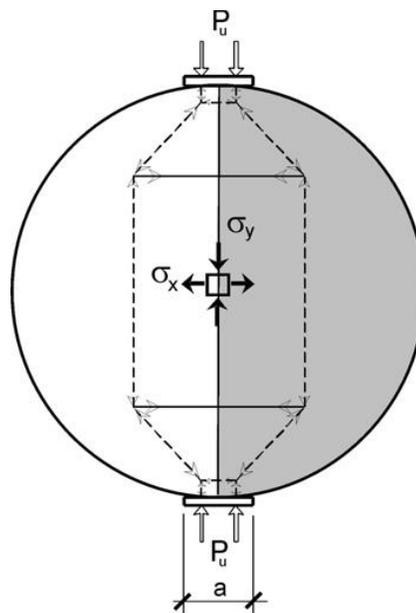


Figura 1. Representação de carregamento e distribuição de tensões na determinação da tração por compressão diametral.

De maneira análoga, outros estudos foram realizados utilizando-se do mesmo método de ensaio para determinar a aderência de materiais de reparo para pavimentos (Alanaziet. al, 2016). O mesmo procedimento foi utilizado por autores diferentes para analisar a aderência de um material composto por borracha (estireno-butadieno) (Sprinkel e Ozyildirim, 2000).

O funcionamento do ensaio consiste na aplicação de carregamentos diametralmente opostos e a verificação da tração no mesmo plano conforme apresenta a Figura 1. Deste modo, ocorrerão tensões de tração no plano de ligação entre os materiais. Com isso, é possível determinar a resistência aderente entre as partes.

Como o reparo normalmente trata de elementos de idades diferentes, faz-se necessária a avaliação da tensão de ligação entre os materiais (Espeche e León, 2011), podendo a qualidade de ligação ser classificada conforme cinco classes: excelente, muito boa, boa, regular e ruim (Sprinkel e Ozyildirim, 2000). Esses níveis de qualidade de ligação estão relacionados com a tensão aderente entre os materiais, como apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Qualidade da resistência de aderência entre o reparo e o substrato

Qualidade da ligação	Tensão de ligação (MPa)
Excelente	$\geq 2,1$
Muito boa	1,7 - 2,1
Boa	1,4 - 1,7
Regular	0,7 - 1,4
Ruim	0 - 0,7

Desta maneira, este trabalho se baseia na análise das propriedades de argamassas poliméricas de base acrílica, SBR (estireno-butadieno), copolímero vinílico e PVA (acetato de polivinila). Os polímeros serão adicionados à argamassa referência, composta por uma parte de cimento para três de areia. A análise será baseada em sua resistência mecânica e na sua capacidade aderente, testada por meio de ensaios de tração por compressão diametral, seguindo a mesma proposta de Espeche e León (2011), em um plano de transição entre os materiais (concreto e argamassa polimérica).

A importância desse trabalho está associada à análise de cada material polimérico e a sua eficiência. Por meio deste trabalho, será possível realizar o reparo de estruturas de concreto utilizando-se apenas de cimento, areia e um adesivo polimérico. Além disso, será analisada a sua capacidade de realizar reparos diante de propriedades de substrato diferentes, conforme a base teórica para materiais de reparo orienta, como os estudos de Helene (1992).

2. MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

A fim de verificar os resultados e analisar a interferência dos polímeros sobre as argamassas, elaborou-se uma argamassa referência. Esse material foi composto da mesma proporção de cimento e areia (1 de cimento para 3 de areia, em massa) utilizado nas argamassas poliméricas. Contudo, a argamassa referência não possui quaisquer adições poliméricas. Foram utilizados areia industrializada de granulometria fina ($<600 \mu\text{m}$), cimento Portland do tipo CP II Z 32 e água para a elaboração da argamassa.

Utilizou-se três tipos de adesivos poliméricos para a elaboração das argamassas de reparo: copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinila) e SBR (estireno-butadieno). A tabela 2 apresenta algumas propriedades do material adesivo utilizado neste trabalho.

Tabela 2. Propriedades dos adesivos poliméricos a ser utilizados nas argamassas de reparo

Composição básica	pH	Densidade (kg/l)
Copolímero vinílico	4-5	1,02
Acetato de polivinila - PVA	4-6	1,05
Estireno-butadieno - SBR	6-8	1,0

Fonte: Vedacit Impermeabilizantes® (2017); Sika ® (2015); TekBond® (2015).

Os polímeros estudados foram incluídos na mistura em conjunto com a água de amassamento, conforme a indicação dos fabricantes. A proporção em volume entre polímero e água (polímero:água) utilizada foi de (1:2) para copolímero vinílico, (1:3) para PVA e (1:4) para SBR. A fim de obter-se uma argamassa com propriedades tixotrópicas, utilizou-se água de amassamento suficiente, apenas, para possibilitar a moldagem de esferas com a mão, sem que haja brilho na superfície, uma vez que o brilho na superfície indicaria a princípio o excesso de água (Souza e Ripper, 1998).

Com o intuito de manter a mesma propriedade tixotrópica, avaliada qualitativamente, manteve-se a proporção de cimento e areia e variou-se a quantidade de água de amassamento das argamassas. Com isso, o fator água/cimento, em massa, (sendo a água de amassamento total igual a quantidade de água mais a quantidade de polímero) utilizado foi de 0,52 para copolímero vinílico, 0,42 para PVA e 0,38 para SBR.

A caracterização das argamassas foi realizada por meio da moldagem de corpos de prova cilíndricos com dimensões 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura. Esses corpos de prova foram testados à compressão e tração por compressão diametral. Além dessas propriedades mecânicas, realizou-se a verificação da capacidade aderente desses materiais ao concreto, por meio de corpos de prova compostos por concreto e argamassa de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. Deste modo, realizou-se ensaios de tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos compostos de concreto e argamassa, conforme ilustra a

Figura 2. Para isso, observou-se as orientações da ABNT NBR 7222 de 2011 e outros trabalhos realizados com o intuito de avaliar a aderência entre materiais diferentes, como os realizados por Espeche e León (2011), Alanazi et al. (2016) e Radhakrishna et al. (2012).

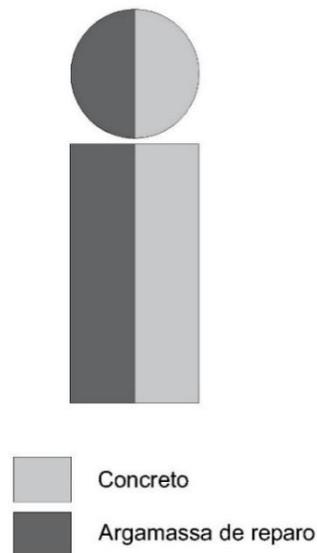


Figura 2. Corpo de prova para avaliação da aderência entre o concreto e a argamassa de reparo

Inicialmente foram moldadas as metades de corpos de prova de concreto. Para a obtenção do substrato foi utilizado um traço de concreto comum nos canteiros de obra, com resistência média aproximada de 25 MPa.

Após a cura mínima do concreto de 28 dias, realizou-se a saturação em água da superfície e o preenchimento do corpo de prova cilíndrico (10 x 20 cm) com o material de reparo. O preenchimento foi realizado com adensamento manual das camadas.

A aderência entre as partes do corpo de prova (Figura 2) foi avaliada de duas maneiras. O primeiro método teve por objetivo avaliar a aderência do material novo ao velho apenas com a saturação da superfície de ligação entre os materiais. O outro método buscou avaliar a ligação entre os materiais

na presença de uma ponte de aderência de base epóxi. Essa aplicação tem por função melhorar a aderência entre o material concretado, além da saturação da superfície em água.

A verificação da resistência aderente foi realizada por meio de compressão diametral (Figura 3 – B), realizado em linhas diametralmente opostas, no corpo de prova (Figura 3 - A). Com a obtenção da carga de ruptura, é possível calcular a resistência aderente entre o concreto e as argamassas por meio da norma ABNT NBR 7222 de 2011.



Figura 3. (A) Corpo de prova para determinação da aderência entre o reparo e o concreto; (B) Ensaio para determinação da aderência entre o reparo e o concreto por compressão diametral

Para cada argamassa, foram ensaiados 4 corpos de prova (5 x 10 cm) para a determinação da resistência à compressão, 4 (5 x 10 cm) para a resistência à tração, 4 (10 x 20 cm) para resistência aderente sem ponte de aderência e 4 (10 x 20 cm) para a resistência aderente com ponte de aderência.

A falha do material foi considerada pela ruptura no plano de ligação entre os materiais, submetido a um carregamento diametralmente oposto, conforme orientações da Norma NBR 7222 de 2011, definidas para a tração por compressão diametral. A falha, inicialmente com estabilização da carga aplicada e, na sequência, a separação dos materiais de reparo e substrato. A aplicação do carregamento é automatizada e é interrompida quando o material rompe. Neste ponto da aplicação, considera-se a falha do material de reparo.

3. RESULTADOS

Os resultados obtidos para resistências mecânicas para a argamassa de reparo e a argamassa referência estão apresentadas na Tabela 13. Os resultados são referentes às resistências à compressão e tração das argamassas e às resistências aderentes entre a argamassa e o concreto.

Tabela 3. Resistências mecânicas das argamassas de reparo e referência

Propriedades mecânicas	Referência	Copolímero Vinílico	PVA	SBR
------------------------	------------	---------------------	-----	-----

Resistência à compressão	Resistência mínima (MPa)	17,55	16,99	12,22	15,08
	Resistência máxima (MPa)	21,31	20,93	15,89	17,93
	Resistência média (MPa)	19,34	19,72	14,5	16,74
	Desvio padrão (MPa)	1,55	1,86	1,98	1,48
Resistência à tração	Resistência mínima (MPa)	1,9	1,66	1,5	2,27
	Resistência máxima (MPa)	1,09	1,91	1,68	3,31
	Resistência média (MPa)	2	1,75	1,57	2,83
	Desvio padrão (Mpa)	0,09	0,11	0,09	0,43
Resistência aderente - Sem ponte de aderência	Resistência mínima (MPa)	0,28	0,56	0,41	0,71
	Resistência máxima (MPa)	0,77	0,68	0,78	0,9
	Resistência média (MPa)	0,5	0,61	0,65	0,8
	Desvio padrão (MPa)	0,25	0,05	0,21	0,8
Resistência aderente - Com ponte de aderência	Resistência mínima (MPa)	0,73	1,11	1,33	1,64
	Resistência máxima (MPa)	1,22	1,6	1,59	2,09
	Resistência média (MPa)	1,04	1,38	1,44	1,91
	Desvio padrão (MPa)	0,22	0,23	0,11	0,19
Observação: Para todos os ensaios, foram utilizados quatro (04) corpos de prova.					

Ao analisar os resultados presentes na Tabela 3, observa-se que as argamassas poliméricas testadas neste trabalho apresentam melhorias em algumas propriedades e, para algumas propriedades, apresentam valores inferiores aos da argamassa referência. Os resultados estão apresentados de forma gráfica na Figura 4.

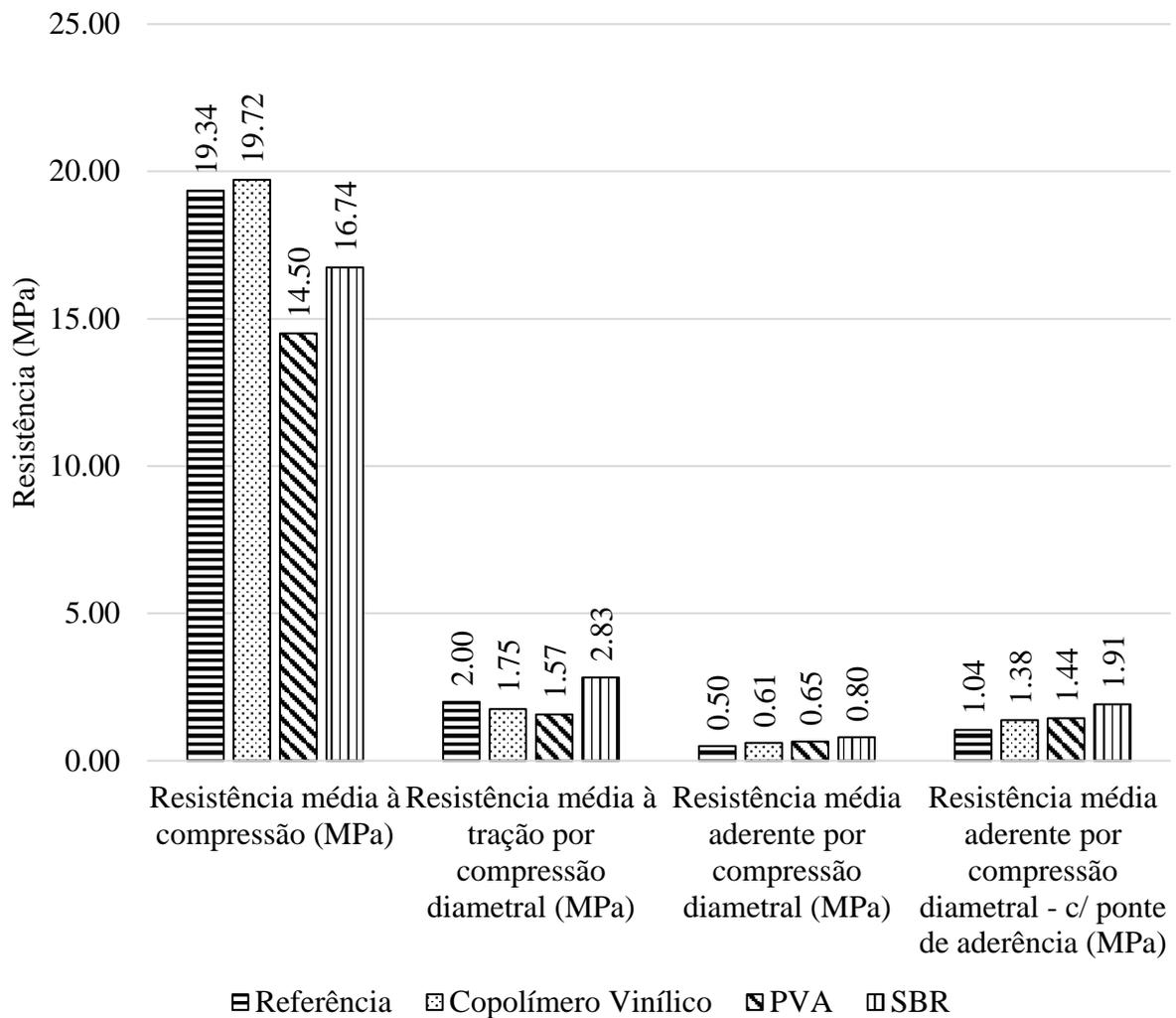


Figura 4. Resistências mecânicas das argamassas de reparo e referência

Os resultados obtidos para compressão mostram que a argamassa modificada com copolímero vinílico apresenta pequeno aumento na resistência, se comparado à referência, conforme apresentado na Figura 4. Dentre os demais materiais poliméricos, observa-se uma redução da média de resistência para o SBR, conforme previsto na literatura (Ukrainczyk e Rogina, 2013). Os menores resultados para resistência à compressão foram registrados para argamassa composta por PVA.

Para a resistência à tração por compressão diametral, os resultados mostraram que a argamassa modificada com estireno-butadieno possui maior resistência à tração do que os demais materiais testados. Já os outros materiais testados (argamassa composta por copolímero vinílico e PVA) obtiveram resultados inferiores aos da referência. Desta forma, observamos uma melhoria do material de reparo ao se utilizar o adesivo polimérico de base SBR.

Os resultados da verificação da resistência aderente entre a argamassa e o concreto, em ambos os casos, com ou sem a presença de ponte de aderência, está presente no gráfico mostrado na Figura 4. A partir dos resultados obtidos (Figura 4), observa-se que a presença de componentes poliméricos pode contribuir para a aderência entre os diferentes materiais.

No primeiro caso, sem a ponte de aderência, o material que apresentou maior valor para a resistência aderente foi o composto de SBR. Isso mostra que a presença de adesivos de base SBR em argamassas contribuem para a aderência do reparo ao substrato (Ukrainczyk e Rogina, 2013).

Os outros materiais também apresentaram melhorias na aderência, se comparados à referência, contudo, os resultados foram inferiores aos do SBR. Nesta primeira análise (sem ponte de aderência), a aderência obtida para o material composto por SBR se configura como regular, por apresentar valor superior a 0,7 MPa (Sprinkel e Ozyildirim, 2000).

Ao se analisar os resultados para a resistência aderente entre o reparo e substrato na presença de ponte de aderência, observou-se que há uma contribuição expressiva da ponte. De modo geral, ao se comparar os resultados para aderência sem ponte e com ponte, pode-se observar um aumento de mais de 100% na resistência na presença do material adesivo. Esses valores mostram a interferência da ponte de aderência em situações de reparo.

O material que obteve maiores valores foi o composto por SBR. Nesta avaliação, o menor resultado foi relacionado a material referência. Com isso, nota-se que a presença de polímeros nas argamassas contribui diretamente para a aderência, com ou sem ponte de aderência. Observa-se um comportamento “muito bom” para o material composto por SBR por apresentar valor de resistência aderente entre 1,7 e 2,1 MPa (Sprinkel e Ozyildirim, 2000). A argamassa composta por PVA apresenta um comportamento “bom”, uma vez que seu resultado está entre 1,4 e 1,7 MPa. Já a argamassas referência apresenta comportamento regular, pois sua resistência aderente está entre 0,7 e 1,4 MPa.

Após a verificação dos planos de ruptura entre o concreto e o material de reparo, conforme ilustra a Figura 5, pode-se observar que o carregamento pode ter obedecido o plano de união entre ambos os materiais.

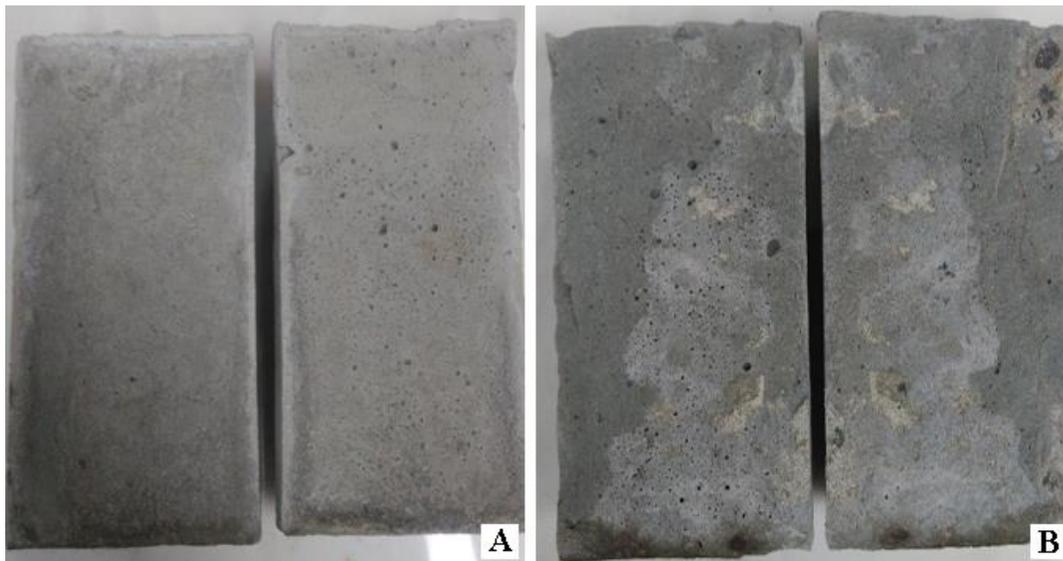


Figura 5. (A) Plano de ruptura de um corpo de prova testado na aderência sem ponte de aderência; (B) Plano de ruptura de um corpo de prova testado na aderência com ponte de aderência

Na primeira situação, sem a ponte de aderência (Figura 5 – A), observa-se que as duas metades se separaram perfeitamente. Em outras palavras, não se verificou a presença de argamassa na metade de concreto ou a presença de concreto na metade da argamassa. Isso é um indício de que o plano de ruptura é mais frágil do que as resistências dos dois materiais. Essa afirmação é corroborada pelos valores dos resultados, presentes na Tabela 3. Em outras palavras, apenas as propriedades dos materiais poliméricos não conferem grande resistência aderente entre materiais cimentícios.

Nos casos em que foi utilizada ponte de aderência de base epóxi, (Figura 5 – B), observou-se que havia a presença de partes de concreto junto a metade da argamassa e partes da argamassa junto a metade de concreto. Isso pode indicar que a resistência aderente é melhorada na presença de pontes

de aderência. É possível verificar numericamente pelos dados da Tabela 3. Observa-se que a falha se dá, em parte, no material de ligação, havendo uma separação perfeita entre os dois materiais e, em outra parte, observa-se que um dos dois materiais ligados rompe. Considera-se que a mesma situação não ocorreu na ausência de ponte de aderência. Ao observar os resultados, considera-se que a presença da ponte pode contribuir com as propriedades aderentes entre os materiais.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos em laboratório e de suas respectivas análises, conclui-se que as propriedades físicas e mecânicas das argamassas utilizadas em reparos estruturais podem ser melhoradas na presença de componentes poliméricos. Os seguintes destaques são apresentados a partir da investigação realizada:

- a) Copolímero vinílico: A argamassa modificada com copolímero vinílico apresentou aumento na resistência à compressão, tração e aderência entre o concreto e o reparo, em relação à referência;
- b) PVA: O material de reparo de base PVA apresentou aumento na sua capacidade aderente em relação à referência. Contudo, os valores de compressão e tração foram inferiores aos do material referência. Na análise de resultados, é possível observar uma relação entre a argamassa composta por copolímero vinílico e PVA. Ambas são de base vinila, contudo, os melhores resultados foram registrados para o copolímero vinílico, havendo uma pequena diferença desfavorável na capacidade aderente;
- c) SBR: Entre os materiais testados, a argamassa modificada com estireno-butadieno foi a que apresentou melhores resultados, principalmente com relação à aderência ao substrato. A resistência à compressão se mostrou inferior ao de referência. Contudo, para as demais propriedades analisadas, o material apresentou bom comportamento;

A respeito da capacidade aderente dos materiais testados, pode-se fazer duas análises. Na primeira, relacionada à aplicação do material de reparo em superfície saturada, observou-se que houve uma melhora média nos resultados de aproximadamente 30% em relação à argamassa referência.

Na presença da ponte de aderência de base epóxi, notou-se uma melhora nos valores de resistência aderente de, pelo menos, 120% em relação à superfície saturada. A partir dos resultados, observa-se que a utilização da ponte de aderência permite que a capacidade de ligação entre os materiais seja considerada de “boa” a “muito boa”. Isso mostra que a presença de um material de ligação entre o reparo e o substrato é recomendável, de maneira garantir uma interface de aderência eficiente.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de registrar seus agradecimentos à CAPES pelo apoio financeiro, bem como ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá pela disponibilidade de espaço físico e de equipamentos para realização dos ensaios.

6. REFERÊNCIAS

- Alanazi, H., Yang, M., Zhang, D., Gao, Z. (2016), *Bond strength of PCC pavement repairs using metakaolin-based geopolymer mortar*. Cement and Concrete Composites. 65: 75-82. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.10.009>
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2011) *NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

- Espeche, A. D., León, J. (2011), *Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder splitting test*. Construction and Building Materials. 25: 1222–1235. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.032>
- Geiker, M. R. (2012), *On the importance of execution for obtaining the designed durability of reinforced concrete structures: Construction of durable concrete structures*. Materials and corrosion. 63:1114 -1118. <https://doi.org/10.1002/maco.201206754>
- Helene, P. R. D. L. (1992), “*Manual para reparo, reforço e proteção de Estruturas de Concreto*”. PINI, São Paulo, Brasil.
- Luković, M., Ye, G., Van Breugel, K. (2012), “*Reliable concrete repair: A critical review*”. 14th International Conference Structural Faults and Repair. Edinburgh, Scotland, UK.
- Radhakrishnan, R., Syam Prakash, V., Prasad Varma Thampan, C. K. (2012), *Performance of Styrene Butadiene Rubber as a Concrete Repair Material in tropical climate*. International Journal of Advancements in Research & Technology, Volume 1, Issue 6, pp. 1-5, ISSN 2278-7763
- Soufi, A., Mahieux, P. Y., Ait-Mokhtar, A. (2016), *Influence of polymer proportion on transfer properties of repair mortars having equivalent water porosity*. Materials and Structures. 49: 383–398. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0504-3>
- Souza, V. C. M. D., Ripper, T. (1998), “*Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*”. PINI, São Paulo, Brasil.
- Sprinkel, M. M., Ozyildirim, C. (2000), *Evaluation of high performance concrete overlays placed on Route 60 over Lynnhaven Inlet in Virginia*. Charlottesville, EUA.
- Ueda, H., Tamai, Y., Kudo, T. (2011), *Evaluation of the Durability of Cement-based Repair Materials*. Railway Technical Research Institute. 52: 92-96. <https://doi.org/10.2219/rtriqr.52.92>
- Ukrainczyk, N., Rogina, A. (2013), *Styrene–butadiene latex modified calcium aluminate cement mortar*. Cement & Concrete Composites. 41: 16–23. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.04.012>

Efeito do tamanho da amostra na determinação dos índices de durabilidade de argamassas base cimento

R. Visairo-Méndez^{1*}  A. A. Torres-Acosta²  R. Alvarado-Cárdenas¹ 

*Autor de Contacto: rvisairom@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.381>

Recepção: 18/01/2019 | Aceitação: 02/08/2019 | Publicação: 30/08/2019

RESUMO

Em este provento é necessário determinar se os índices de durabilidade são afetados por três tamanhos de amostras avaliadas para argamassa de reparo. Cilindros de 5 x 5 cm, 5 x 10 cm e 10 x 20 cm para cada tipo de argamassa foram considerados. Verificou-se que em determinados índices (WER, TVC e CS) os resultados não dependiam da geometria da amostra. No entanto, o resultado do índice de UPV apresentou diferenças de até 17,5% entre os cubos e os cilindros de 10 x 20 cm. O resultado do índice ϵ_{eff} mostrou uma diferença interessante entre os cubos e os cilindros de 5 x 10 cm. Nestes casos, recomenda-se restringir a altura da amostra a um valor padrão.

Palavras-chave: argamassa; durabilidade; tamanho; comportamento.

Citar como: Visairo-Méndez, R., Torres-Acosta, A. A., Alvarado-Cárdenas, R. (2019), “Efecto del tamaño de los especímenes en la determinación de los índices de durabilidad para materiales base cemento”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 288 – 302, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.381>

¹ Dirección de Investigación y Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, Santiago de Querétaro, México.

² Escuela de Ingeniería y Ciencias, Campus Querétaro, Instituto Tecnológico de Estudios Superiores de Monterrey, Santiago de Querétaro, México.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Specimen size effect on the durability indexes determination for cement-based materials

ABSTRACT

In this project is required to determine if there is any result variation in durability indexes due to size effect in sizes of mortar specimens. Cubes 5 x 5 cm, 5 x 10 cm and 10 x 20 cm cylinders for each mortar type were considered. It was found that in certain indexes (WER, TVC, and CS) results did not depend on specimen's geometry. Nonetheless, UPV index result presented differences up to 17.5 % between the cubes and the 10 x 20 cm cylinders. ϵ_{eff} index result showed an interesting difference between the cubes and the 5 x 10 cm cylinders used in full length. Therefore, it is recommended to restrict the height of the specimen to a standard value.

Keywords: mortar; durability; size; performance.

Efecto del tamaño de los especímenes en la determinación de los índices de durabilidad para materiales base cemento

RESUMEN

En este proyecto se requiere determinar si índices de durabilidad son afectados por tres tamaños de especímenes evaluados de mortero de reparación. Se elaboraron cubos de 5 x 5 cm, cilindros de 5 x 10 cm y de 10 x 20 cm para cada tipo de mortero. Se encontró que ciertos índices (WER, TVC y CS) no dependen de la geometría del espécimen. Sin embargo, los resultados de UPV presentaron una diferencia entre cubos y cilindros de 10 x 20 cm mayor a 17.5 %. Los resultados de ϵ_{eff} presentaron una diferencia muy interesante entre los cubos y los cilindros de 5 x 10 cm. Se recomienda restringir la altura de los especímenes a un valor estándar.

Palabras clave: mortero; durabilidad; tamaño; comportamiento.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto expostas a ambientes agressivos (urbanos, marítimos, industriais ou combinações deles) podem desenvolver danos prematuros durante sua vida útil (<10 anos após serem construídos e colocados em serviço). Manifestações típicas de deterioração são fissuras e manchas de ferrugem na superfície do concreto e podem atingir um processo de deterioração ainda mais acentuado pela delaminação do cobrimento de concreto se a corrosão da armadura de aço não for interrompida. Esta manifestação patológica é bastante comum hoje em estruturas de concreto; geralmente é porque elas não são projetadas com critérios de durabilidade, mas sim somente com critérios de resistência mecânica. (Torres et al., 2002; Torres e Castro, 2013; Calado et al., 2015; Mendoza-Rangel et al., 2016).

1.1. Projeto de durabilidade

A durabilidade do concreto é a capacidade do concreto de resistir os efeitos físicos, químicos, mecânicos, biológicos e climáticos, conforme estabelecido pelas normas nacionais e internacionais. A vida útil é definida como o período de tempo em que a estrutura é colocada em serviço até que precise ser reabilitada ou reforçada, devido a algum tipo de dano que possa causar redução na estética ou comprometer a segurança de seus ocupantes (usuários). Dessa forma, o fato de uma estrutura ter cumprido sua vida útil implica que suas condições estéticas ou de segurança devem ser restauradas por meio de manutenção corretiva, e não necessariamente pressupõem que a

estrutura está prestes a entrar em colapso, conforme é definida erroneamente em certas instâncias. (Troconis et al., 1997; Shi et al., 2012; Mendoza-Rangel et al., 2016).

Uma estrutura durável é aquela em que a vida útil pode ser de mais de 50 anos e, em certos países e para determinadas estruturas, a vida útil de projeto requerida pode ser de 120 anos ou mais. Utilizando critérios de seleção de materiais de concreto baseados em agressividade ambiental, inicia-se o processo de projetar estruturas de concreto com critérios de durabilidade. Uma vez que os materiais selecionados possam ser usados para fabricação de concreto, o próximo passo é o projeto da mesma estrutura por resistência mecânica. Conhecendo o tipo de cimento, as adições minerais que poderiam ser usadas na dosagem, a quantidade do teor de cimento e a relação água / cimento (a / c), engenheiros estruturais poderiam prever a resistência à compressão de dosagem. Isso pode permitir que as estruturas alcancem sua vida útil por mais de 50 anos, evitando reparos dispendiosos durante seu uso. Outra alternativa de projeto de durabilidade poderia ser através de índices de durabilidade, como vem sendo investigado recentemente. (Torres et al., 2002; Helene et al., 2003; Solís et al., 2012; Mendes et al., 2018).

1.2. Construção de estruturas de concreto duráveis

Na supervisão e controle de qualidade do concreto durável, a manufatura, transporte, lançamento, adensamento e cura, dosagem e conformidade do cobrimento de concreto dos elementos a serem fabricados, devem ser monitorados de perto. No caso de fabricação e dosagem de concreto para misturas duráveis, é obrigação do empreiteiro e / ou supervisor externo extrair testemunhos de concreto em elementos estratégicos para determinar que o concreto já colocado e endurecido, atende aos requisitos de desempenho da durabilidade projetada. Por esta metodologia, o proprietário garante que os materiais utilizados na construção são realmente bastante duráveis. Essa necessidade de verificar se o concreto aplicado nos elementos estruturais atende ao desempenho solicitado no projeto deve-se ao fato de que: realizar esses ensaios em cilindros padronizados, moldados por técnicos de laboratório de ensaios, nem sempre refletem o que está realmente sendo lançado nos diferentes elementos de concretos da obra. (Helene et al., 2003; Torres e Castro, 2018).

1.3. Ensaios de índice de durabilidade

O desempenho e a durabilidade do concreto podem ser avaliada a partir de ensaios físicos e mecânicos de laboratório. Os mais usados são: resistividade elétrica úmida (WER), velocidade de pulso ultrassônico (UPV), teor total de vazios (TVC), Porosidade efetiva (ϵ_{eff}) e resistência à compressão (CS). Todos os valores experimentais obtidos a partir desses ensaios são comumente conhecidos como índices de durabilidade (Tabela 1). Esses ensaios são realizados regularmente em um laboratório de campo ou em um laboratório de controle de qualidade / garantia de qualidade (QC / QA) da empresa de supervisão. Além disso, correlações entre os índices foram feitas considerando CS, WER e Ensaio de Absorção Capilar de Água (WCA) (Medeiros-Junior et al., 2019). A metodologia seguida para caracterizar a durabilidade (ou obter os índices de durabilidade) de misturas de concreto antes e durante a obra utiliza amostras de várias dimensões e formas. (Troconis et al., 1997; Mejía et al., 2018).

O conhecido projeto temático DURAR (Troconis et al., 1997) indica que a altura das amostras deve ser <50 mm em alguns ensaios, mas a área de contato pode ser variável. Normalmente, essas amostras são cubos ou cilindros com dimensões laterais de cinco a 30 cm. Por exemplo, as dimensões típicas do cubo são de 5 x 5 cm, 10 x 10 cm ou 15 x 15 cm; as dimensões típicas dos cilindros são 5 x 10 cm, 10 x 20 cm e 15 x 30 cm. Essas formas e dimensões diferentes podem variar os resultados do índice de durabilidade obtidos se o ensaio de desempenho tiver restrições nas dimensões da amostra, conforme observado na literatura com alguns ensaios mecânicos afetados pela dimensão da amostra (Bazant e Planas, 1997; Bazant, 2000).

Este efeito de dimensão no desempenho mecânico de materiais é definido como a lei de efeito de tamanho (SEL), na qual materiais como concreto com tamanhos de agregados de dimensões muito grandes, podem produzir desempenho mecânico diferente dependendo do tamanho de amostra usado para ensaio. Assim, o objetivo desta investigação é apresentar um programa experimental para determinar se os ensaios do índice de durabilidade (WER, UPV, TVC, ϵ_{eff} e CS) são afetados pela forma e dimensão da amostra.

Tabela 1. Níveis de índice de durabilidade (Troconis et al., 1997)

Ensaio de índice de durabilidade	Baixo desempenho	Desempenho intermediário	Alto desempenho
WER, $k\Omega$ -cm	< 10	10 – 50	> 51
UPV, km/s	< 2.9	3 – 4	> 4.1
TVC, %	> 15	10 - 15	< 10
ϵ_{eff} , %	> 10	5 - 10	< 5
CS; MPa	< 30	30 - 50	> 51

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1. Materiais

Para determinar se a forma e as dimensões das amostras afetam os índices de durabilidade, a presente investigação descarta o possível efeito no tamanho do agregado, empregando argamassa (cimento, água, areia) ao invés de concreto (cimento, água, areia, cascalho) como material de ensaio.

As argamassas foram definidas de acordo com os índices de durabilidade: baixo, intermediário e alto desempenho (denominados N2, N1 e MR e SR nesta investigação). Essas variações na mistura da argamassa foram consideradas para revisão se também fossem afetadas pelas variáveis avaliadas.

Para as argamassas N1 e N2, o cimento utilizado foi o chamado cimento CPC (cimento Portland Tipo I) de acordo com NMX-C- 414-ONNCC-1999. A areia utilizada proveio de uma mina, ou seja, areia de cava, com dimensão máxima na peneira número 89, conforme ASTM C33 - 2003. As proporções, em volume, de mistura das misturas de argamassa utilizadas estão descritas na Tabela 2.

Tabela 2. Dosagem de Argamassas de Desempenho Baixa (N2) e Intermediária (N1)

Material	N2 [l / m ³]	N1 [l / m ³]
Cimento	128.04	186.24
Água	322.67	322.67
Areia	549.29	491.09

Para argamassas MR e SR foram utilizadas duas marcas comerciais.

A informação da argamassa MR foi de que contém fibras de propileno, mas o fabricante não forneceu informações sobre o tamanho da fibra nem a quantidade. A fabricação da argamassa MR foi realizada seguindo as especificações do fabricante, escritas na embalagem do produto: 190 ml de água por quilo de produto, fornecendo 9,5 l de água por saco de 50 kg. Tanto o produto seco como a água foram preparados num misturador de argamassa, aguardando-se até que a mistura fosse totalmente homogeneizada antes de ser colocada num cubo de 5 x 5 cm ou em moldes

cilíndricos de 5 x 10 ou 10 x 20 cm. As propriedades físicas do produto obtidas pelo fabricante estão listadas na Tabela 3.

As informações fornecidas para argamassa SR foram: cimento CPC (sem concentração definida), areia de pedra de mármore, baixa relação água-cimento (a / c) (<0,35), redutor de água de 3ª geração baseado em policarboxilatos (mistura seca). O produto chegou em baldes de plástico fechados (20 l) e apenas água potável precisava ser adicionada em um misturador de argamassa (não é permitido misturar à mão, com base nas recomendações do fabricante).

Tabela 3. Características físicas da argamassa MR fornecida pelo fabricante

Característica física	Descrição	Descrição
Massa volumétrica seca	1,413 kg / m ³	-
Massa volumétrica endurecida	1,690 kg / m ³	-
Resistência à compressão	16.0-18.0 MPa at 1 day	35.0-45.0 MPa at 28 days
Resistência à flexão	9.5-9.7 MPa at 1 day	11.0-12.0 MPa at 28 days
Resistencia à tração	3.2-4.0 MPa at 1 day	40.0-46.0 MPa at 28 days

2.2. Dimensões da amostra

Para esta investigação, três dimensões foram selecionadas para amostras de argamassa: 5 x 5 cm cubos (cubo), 5 x 10 cm cilindros (Cyl-5) e 10 x 20 cm cilindros (Cyl-10). Para as argamassas N1 e N2, as misturas foram preparadas de forma a obter 15 cubos, quatro cilindros de 5 x 10 cm (pequenos) e nove cilindros de 10 x 20 cm (grandes). Os corpos de prova obtidos das argamassas MR e SR foram a mesma quantidade de cubos (15) e cilindros pequenos (4), o restante da argamassa foi utilizado para o preenchimento de moldes para obtenção de cilindros de 10 x 20 cm. Toda a quantidade de amostras obtida é apresentada na Tabela 4.

Tabela 4 Quantidade de corpos de prova elaboradas nesta investigação

Tipo de argamassa	Cubo 5 x 5 x 5 cm	Cilindro 5 x 10 cm	Cilindro 10 x 20 cm
Baixo desempenho	15	4	9
Desempenho intermediário	15	4	9
Desempenho intermediário	15	4	15
Alto desempenho	15	4	22

Para alguns ensaios, os cilindros grandes foram cortados para o método que define uma altura de amostra especial (≤ 5 cm). Havia um total de quatro amostras deste tipo para cada cilindro (chamado SI-10).

2.3. Índice de resistividade elétrica úmida (WER)

A determinação do WER envolve uma técnica simples que mede rapidamente o valor de um concreto e também é rentável, dado o baixo custo do equipamento necessário. A amostra foi removida da câmara de cura (daí o nome WER), esponjas molhadas colocadas em cada extremidade e placas de metal (normalmente um metal resistente à corrosão como aço inoxidável ou bronze) colocadas em cada extremidade tocando as esponjas. Posteriormente, a tensão foi transmitida através das duas placas e a corrente iônica resultante foi medida. O equipamento de tensão para

medir os valores de corrente foi utilizado para calcular a resistência elétrica molhada (WR) entre as placas, ou seja, a resistência da amostra de argamassa. A argamassa foi medida usando um medidor de resistência comercial seguindo o procedimento padrão NMX-C-514-ONNCCE-2016 (em kilo ohms, k). O valor resultante foi multiplicado por uma constante de célula dividindo a área de amostra (A) pelo seu comprimento (L): 5 cm para cubos, 1,96 cm para cilindros pequenos e 3,93 cm para cilindros grandes. A figura 1 representa este ensaio.

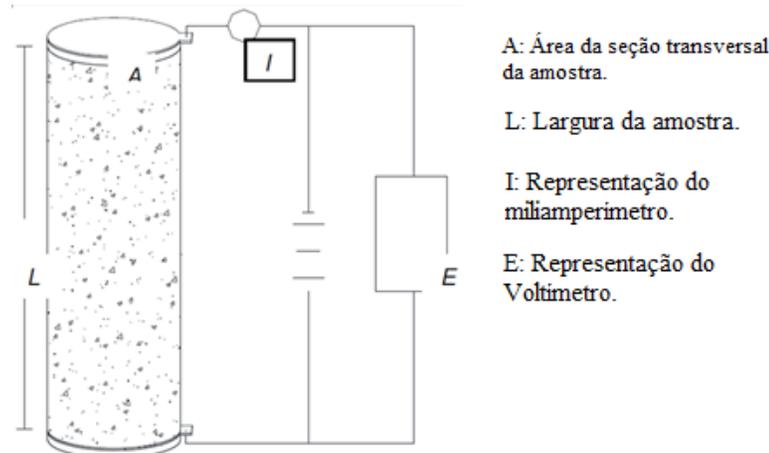


Figura 1. Representação do ensaio WER.

2.4. Índice de Velocidade de Pulso Ultrassônico (UPV)

A técnica UPV, um método indireto para determinar a homogeneidade de materiais à base de cimento, foi usada para estimar outra propriedade física dos cubos de argamassa (Troconis et. Al., 1997). Neste método, um emissor envia um pulso ultra-sônico que viaja através do material até atingir um receptor. A distância entre o emissor e o receptor foi dividida pelo tempo decorrido para o qual a onda viajou de ambos os transdutores é conhecido como UPV. Após a realização do ensaio de resistência elétrica, os mesmos cubos foram utilizados para realizar a técnica de UPV. O UPV foi medido usando um equipamento de velocidade de pulso ultrassônico comercial. O procedimento seguido foi de acordo com a norma ASTM C597 - 2002 e projeto DURAR (Troconis et al., 1997). A figura 2 representa este ensaio.



Figura 2. Equipamento utilizado para ensaio de UPV

2.5. Teor de Vazios total (TVC)

O TVC foi medido seguindo o procedimento ASTM C642 - 1997. Após a secagem a 50°C (122°F) até a massa constante (de 20 a 35 dias), uma medida inicial foi tomada e projetada como massa

seca (mD). Os cubos foram então colocados em um recipiente plástico de alta umidade e as medidas foram tomadas constantemente até atingir a massa constante, quando uma massa final saturada (mS) foi registrada. Os cubos saturados com água foram pesados dentro da água para medir a massa submersa saturada (mSS). O TVC (%) foi estimado com a equação (1):

$$TV (\%) = \frac{100 \cdot (m_S - m_D)}{m_S - m_{SS}} \quad (1)$$

Como o método define a altura da amostra ≤ 5 cm, a amostra usada neste ensaio precisou de preparação adicional cortando os cilindros grandes, para aproximadamente 5 cm de altura. Este tipo de amostra foi chamado de SI-10 nesta investigação.

2.6. Índice de Porosidade Efetiva (ϵ_{eff})

Este índice é obtido como resultado do ensaio de Absorção de Capilar de Água (WCA). Para determinar a absorção capilar da argamassa, os cubos e os pequenos cilindros foram testados seguindo a técnica de Fagerlund (Troconis et. Al., 1997; ASTM C1585, 2004). Esta técnica é a base da norma sueca usando quatro coeficientes para descrever a cinética de absorção de capilares: resistência à penetração de água (m), coeficiente de absorção capilar (k), porosidade efetiva (ϵ_{eff}) e sorção capilar (S). O mesmo pré-condicionamento foi realizado para obter amostras de 5 cm de altura (SI-10) para as grandes formas de cilindro.

As amostras foram secas a 50 °C (108 °F) e <30% R.H. até que uma massa constante fosse alcançada e subsequente secagem em um dessecador. Os cubos foram então cobertos com um material de vedação (cera) em quatro de suas seis faces, e os cilindros e as fatias em seu perímetro curvado, deixando as faces superior e inferior descobertas. Após a gravação da massa seca inicial com cobertura de cera (W0) as amostras foram colocadas dentro de um recipiente de fundo chato (22 ± 4 °C [97 ± 18 °F] e ~ 100% UR), garantindo que o nível de água fosse atingido entre 3 e 5 mm (0,1 e 0,2 pol.) de profundidade. A água utilizada para os pequenos cilindros foi contaminada com 3,5% de íons cloreto (por massa de água). Todas as amostras foram mantidas dentro de seu recipiente e o nível de água foi monitorado diariamente para mantê-lo no mesmo nível de marca (evitando a perda de água devido à evaporação ou absorção de água nas amostras).

A mudança na massa da amostra de argamassa por área de unidade exposta ((Wt - W0) / A) foi então registrada uma vez por dia, cinco dias por semana, durante os primeiros dois meses. Depois, três medições por semana foram registradas nos três meses seguintes. Finalmente, as medições foram feitas uma vez por semana até o final do período experimental.

Os coeficientes de absorção foram calculados com base nas seguintes equações (Troconis et al., 1997):

$$m [sec \cdot m^{-2}] = t_n \cdot z^{-2} \quad (2)$$

$$k [kg \cdot m^{-2} \cdot sec^{-1/2}] = (W_t - W_0) \cdot A^{-1} \cdot t^{-1/2} \quad (3)$$

$$\epsilon_{eff} [\%] = 0.001 \cdot k \cdot m^{-1/2} \quad (4)$$

$$S [m \cdot sec^{-1/2}] = m^{-1/2} \quad (5)$$

onde o coeficiente k pode ser avaliado como a inclinação da região linear do gráfico (W_t-W₀) / A como função de t^{1/2}; o coeficiente m pode ser determinado calculando o tempo t_n necessário para que a água chegue à face superior da sonda (isto é, quando z = 10 cm [4 in.] para pequenos cilindros).

2.7. Índice de resistencia à compressão (CS)

Os cubos e cilindros foram ensaiados até o limite de resistência sob compressão por um procedimento de acordo com a norma ASTM C109 / C109M (2002). Os ensaios foram realizados usando uma Máquina de Ensaio Hidráulico Universal Servo (capacidade máxima nominal de 500 kN [112,4 kips]). A taxa de carregamento foi de $\sim 0,25$ MPa/s [36,26 psi/seg]. Um computador PC conectado à máquina de ensaio armazenou a saída da máquina de ensaio (carga máxima) automaticamente.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para uma melhor interpretação, os resultados são apresentados como uma média de três amostras por condicionamento: tipo de argamassa, forma (cubo ou cilindro) e dimensão.

3.1. Índice de resistividade elétrica úmida (WER)

O conceito de resistividade elétrica é um parâmetro que indica a interconexão entre poros em materiais granulares (isto é, solos) e porosos. Em materiais porosos, como argamassa ou concreto, a resistividade elétrica depende do grau de saturação dos poros e, em menor extensão, da hidratação da pasta ou da presença de sais dissolvidos em uma fase aquosa (Troconis et. Al., 1997). A Figura 3 apresenta os dados médios do WER versus tempo dos três tipos de argamassa (valor médio de pelo menos três amostras por mistura, forma e dimensão). O desempenho da argamassa MR foi variável entre os parâmetros N1 e N2. Decidiu-se comparar as argamassas convencionais N1 e N2 com a argamassa comercial SR.

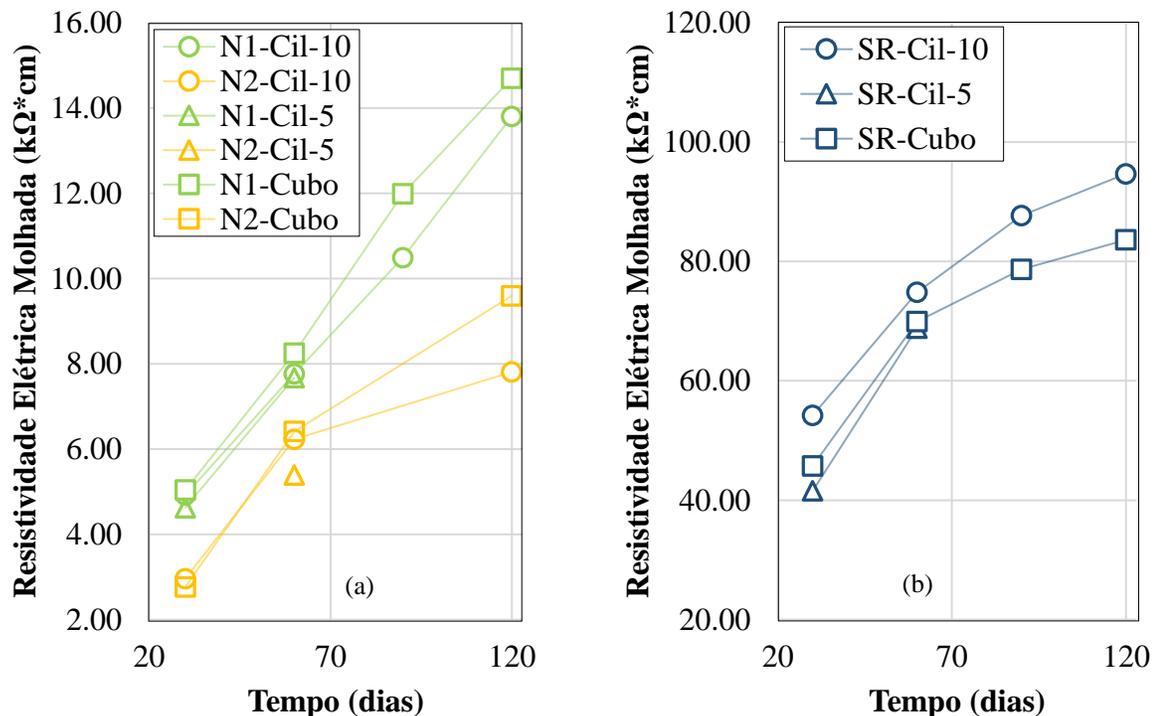


Figura 3. Valores experimentais da média de REH vs. tempo: (a) argamassas de desempenho baixas (N2) e médias (N1); b) Argamassa de alto desempenho (SR).

Como na Figura 3, semelhante desempenho do índice WER foi observado em todas as argamassas ensaiadas: o índice WER aumentou com o tempo. Observa-se também a partir da mesma figura

que as diferentes formas de amostra (cubo versus cilindro) e dimensões, não afetaram os resultados médios obtidos pelo método direto (NMX-C-514-ONNCCE, 2016), suportando assim a idéia de medir o WER independentemente da geometria da amostra, mas usando uma dimensão de comprimento $L \geq 5$ cm.

Comparando-se o desempenho dos três tipos de argamassas ensaiadas, a argamassa de baixo desempenho N2 aumentou com o tempo e passou a seguir uma curva assintótica, atingindo valores médios do índice WER de cerca de 9 $k\Omega$ -cm muito próximos do valor alvo da Tabela 1. No caso da argamassa de desempenho intermediário N1, os dados médios do índice WER continuaram aumentando com o tempo, o que significa que o cimento ainda estava hidratando e a porosidade ainda estava diminuindo. Os valores médios do índice WER obtidos aos 120 dias atingiram cerca de 14 $k\Omega$ -cm, o que é bastante próximo do limite inferior estabelecido na Tabela 1.

Finalmente, os dados médios do índice WER obtidos com argamassa SR de alto desempenho seguiram um comportamento não linear após 60 dias e, aos 120 dias de monitoramento, o valor alcançado foi de cerca de 90 $k\Omega$ -cm, mas ainda estava aumentando a um baixo ritmo no início do tempo de monitoramento. O valor obtido aos 120 dias superou o valor de 51 $k\Omega$ -cm definido como limite inferior de tais argamassas de alto desempenho.

Em uma investigação recente (Mejía et al., 2018), também foi observado que as argamassas comerciais estão na mesma faixa, apesar do tamanho da amostra corresponder a um desempenho intermediário. A argamassa mais baixa corresponde a um baixo desempenho com uma média de ± 6 $k\Omega$ -cm aos 120 dias.

3.2. Índice de Velocidade de Pulso Ultrassônico (UPV)

O desempenho do índice de UPV vs. tempo é observado na Figura 4. Para este índice de desempenho o material avaliado foi apenas o de alta performance de argamassa SR. Isso porque as outras argamassas não foram consideradas para esta avaliação do índice devido a uma falta de amostras.

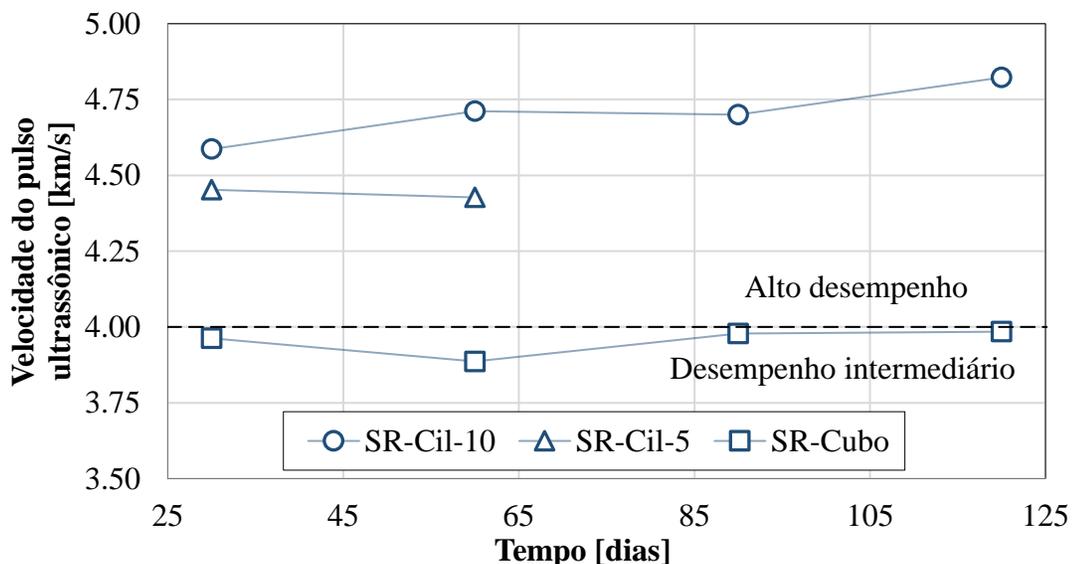


Figura 4. Média dos valores experimentais de UPV vs. tempo para argamassa de alto desempenho (SR)

Como observado, o índice de UPV manteve-se quase constante durante o período experimental (de 25 a 120 dias). Mas os valores de VCP para as três diferentes dimensões foram diferentes entre si, mostrando valores menores quando foram usados cubos de 5 cm como amostras (~ 3,95 km/s),

seguidos pelos valores obtidos com cilindros de 5 x 10 cm (~ 4,44 km/s) e, finalmente, pelos resultados de 10 x 20 cm (~ 4,70 km/s).

Com base nos critérios de avaliação para o índice de UPV na Tabela 1, os SR permaneceram em argamassa de alto desempenho se o comprimento da amostra $L \geq 10$ cm. Se o comprimento da amostra for inferior a 10 cm, a mesma argamassa SR deslocava para uma argamassa de desempenho intermediário.

A diferença entre o cubo de 5 x 5 cm e o cilindro de 5 x 10 cm foi de cerca de 12,4%, e no que se refere aos 10 x 20 cm foi de cerca de 19,0%. Com base nos resultados atuais e de acordo com a Tabela 1, recomenda-se que o índice de UPV precise ser medido usando amostras suficientemente longas ($L \geq 10$ cm), porque as pequenas podem produzir erros de medição. Isto pode ser uma consequência dos componentes da argamassa de marca comercial, porque os cilindros, que são maiores que os cubos, apresentaram um melhor desempenho, o que significa uma melhor hidratação do cimento.

Em uma investigação recente (Mejía et al., 2018), os resultados entre as argamassas de tamanho também são diferentes. Em sua investigação, cubos (5 x 5 x 5 cm) apresentaram alto desempenho. Duas das argamassas apresentaram uma média de $\pm 4,2$ km / s aos 120 dias, mas as mesmas argamassas no cilindro de 10 x 20 cm apresentaram uma média de $\pm 3,85$ km/s na mesma idade. Isto pode ser uma consequência do cimento que foi hidratado, se a amostra for pequena, os vazios desaparecerão e o pulso da leitura neste ensaio for rápido.

3.3 Índice Total de Vazios (TVC)

A Figura 5 apresenta os resultados obtidos do TVC versus tempo para as três geometrias de amostras diferentes utilizadas. Para o índice TVC, as amostras utilizadas eram cubos de tamanho normal e pequenos cilindros. As formas e dimensões do terceira amostra utilizada foram de 5 cm de altura e fatias cortadas dos cilindros de 10 x 20 cm (SI-10).

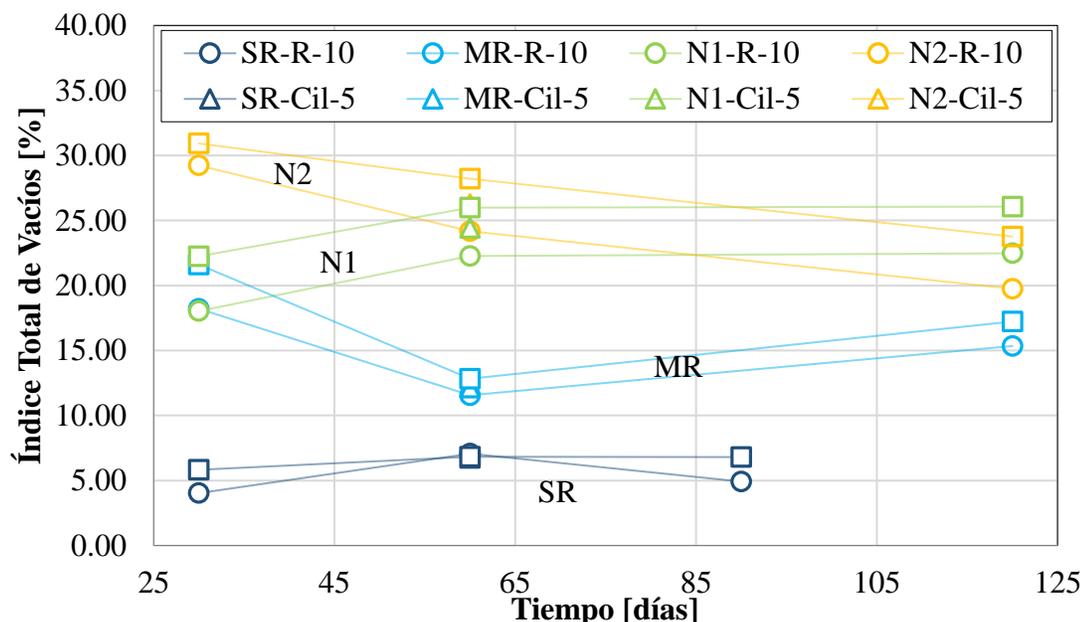


Figura 5. Média dos valores experimentais do índice TVC versus tempo para argamassas de baixo (N2), intermediário (N1, MR) e alto desempenho (SR)

Foi tomada uma decisão sobre este assunto de dimensão porque todos os métodos padronizados para determinar o teor de vazios em materiais à base de cimento endurecido recomendam o uso de pequenas amostras, como cubos de 5 x 5 cm ou fatias de 5 cm de cilindros de 10 x 20 cm. Portanto,

tentou-se determinar se cilindros pequenos de tamanho completo (5 x 10 cm) poderiam fornecer diferenças nos resultados obtidos.

Como observado na Figura 5, o índice médio de TVC da argamassa de baixo desempenho N2 foi semelhante independentemente da forma da amostra (cubo, cilindro ou fatia) e dimensão, dando após 60 dias e até 120 dias de período experimental de 24,4% em S1-10, 26,3 % em pequenos cilindros 5 x 10 cm e 27,6% em cubos; (de acordo com os critérios de desempenho da Tabela 1), com diferenças entre a forma e a dimensão das amostras $\pm 10,5\%$.

Para argamassas de desempenho intermediário, N1 e MR, os resultados do índice TVC foram similares, independentemente da forma da amostra (cubo, cilindro ou fatia) e dimensão, mas possuem algumas diferenças interessantes entre eles. Como a argamassa N1 foi preparada como uma argamassa típica à base de cimento (cimento, água e areia), seu desempenho médio no índice TVC foi bastante semelhante ao da argamassa de baixo desempenho (N2), apresentando valores de cerca de 24% em 120 dias, para valores de baixo desempenho, como mostrado na Tabela 1.

No outro extremo, a argamassa MR apresentou um valor médio do índice TVC de apenas 16%, o que corresponde a valores de desempenho no limite entre argamassa intermediária e de alto desempenho, conforme definido na Tabela 1. Finalmente, a argamassa SR mostra um índice médio TVC com valores bastante baixos de 6%, correspondendo ao limite de alto desempenho apresentado na Tabela 1. Essa argamassa também apresentou valores médios de índice de TVC semelhantes, independentemente da forma e dimensão da amostra.

3.4 Índice de Porosidade Efetiva (ϵ_{eff})

O desempenho da porosidade efetiva no tempo é mostrado na Figura 6, conforme os valores médios da porosidade efetiva, ϵ_{eff} . Índice médio de ϵ_{eff} com o tempo para todas as argamassas ensaiadas concordantes com o desempenho típico da argamassa: como aumento do tempo de cura, a ϵ_{eff} diminui devido ao maior grau de hidratação da pasta de cimento na argamassa.

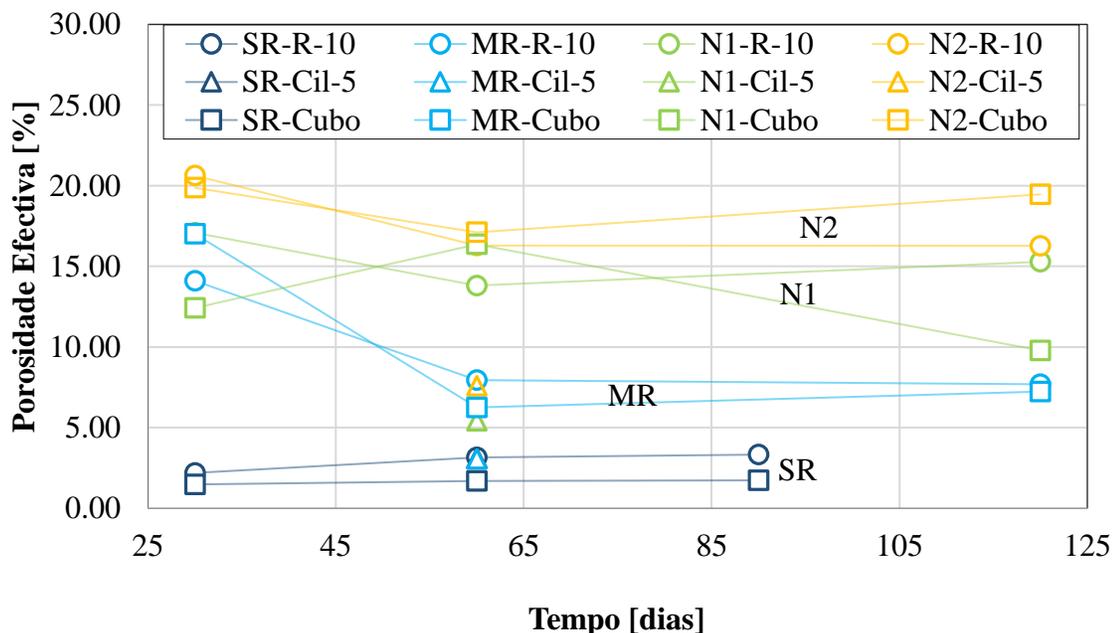


Figure 1. Average ϵ_{eff} index vs. time experimental values for low (N2), intermediate (N1, MR) and the high performance (SR) mortars. Figura 6. Valores experimentais do índice ϵ_{eff} médio vs. tempo para argamassas de baixo (N2), intermediário (N1, MR) e de alto desempenho (SR).

A Figura 6 también muestra que as diferenças do valor de ϵ_{eff} entre o tipo de argamassa aos 120 dias de idade: ϵ_{eff} de N2 entre 16%-20%, ϵ_{eff} de N1 entre 10%-16%, ϵ_{eff} de MR de aproximadamente 7,5% e SR ϵ_{eff} de cerca de 2,5%. Portanto, observou-se que não houve diferença nos valores do índice ϵ_{eff} entre N1 e N2, o que suporta os valores do índice TVC obtidos (Figura 5). Em comparação com a Tabela 1, os valores de desempenho para este índice ϵ_{eff} , os valores de N1 e N2 obtidos correspondem à argamassas de baixo desempenho, os índices MR como argamassa de desempenho intermediário e os índices SR, argamassas de alto desempenho.

Em relação ao efeito de forma e dimensão das amostras sobre o índice ϵ_{eff} médio, as argamassas MR (desempenho intermediário) e SR (alto desempenho) não apresentaram diferença entre as três diferentes amostras utilizadas. Além disso, as argamassas de baixo desempenho, N1 e N2, para este índice em particular, apresentaram algumas diferenças nos valores obtidos, dependendo da forma e dimensão da amostra, e em alguns casos (N1-Cube) um desempenho errático (resultados apresentados altos e baixos no tempo).

Nas argamassas N1 e N2 a diferença entre os cilindros pequenos e a média de cubos e fatias de 10 x 20 cm aos 60 dias foi de aproximadamente 278% e 220%, respectivamente. Isso pode ser porque a altura dos pequenos cilindros é maior que os cubos e as fatias. Além disso, observa-se que, após 60 dias de cura, as fatias de 10 cm apresentaram maior índice ϵ_{eff} médio do que os cubos, tal efeito pode ser devido ao fato de o cimento reagir mais rápido em amostras menores do que em amostras maiores como cilindros 10 x 20 cm, onde as fatias foram cortadas. Outra possibilidade é que poderia ser devido a um efeito geométrico: volume total da amostra versus o efeito da área de contato na solução de água (cubos e cilindros de 5 x 10 cm têm essa proporção menor do que fatias cortadas de cilindros de 10 x 20 cm. Portanto, o índice ϵ_{eff} pode ser afetado pelo formato e dimensões da amostra.

3.5 Índice de resistência à compressão (CS)

A resistência mecânica das argamassas ensaiadas foi obtida usando apenas duas dimensões de amostra, cubos e cilindros de 10 x 20 cm. Os resultados médios de CS versus tempo de ensaio são exibidos na Figura 7.

Na mesma figura, os valores médios do índice CS obtidos a partir das três diferentes argamassas são facilmente definidos. A argamassa de baixo desempenho N2 apresentou valores médios de índice de CS em torno de 25 MPa; argamassas intermediárias N1 e MR apresentam valores médios do índice CS de 40 MPa e 50 MPa, respectivamente; e a argamassa de alto desempenho SR alcançou valores entre 60 MPa e 80 MPa. Os valores médios do índice CS obtidos em comparação com a forma e dimensões da amostra (cubo versus cilindro 10 x 20 cm) para argamassas N1, N2 e MR são semelhantes (as diferenças entre os valores médios foram inferiores a $\pm 10\%$).

A argamassa SR apresentou um desempenho errático dos valores do índice CS, como observado na Figura 7. Esse desempenho deve ser investigado em um futuro próximo, talvez seja devido a uma deficiência aparente na preparação da amostra quando as dimensões são grandes, como a 10 x 20 cm.

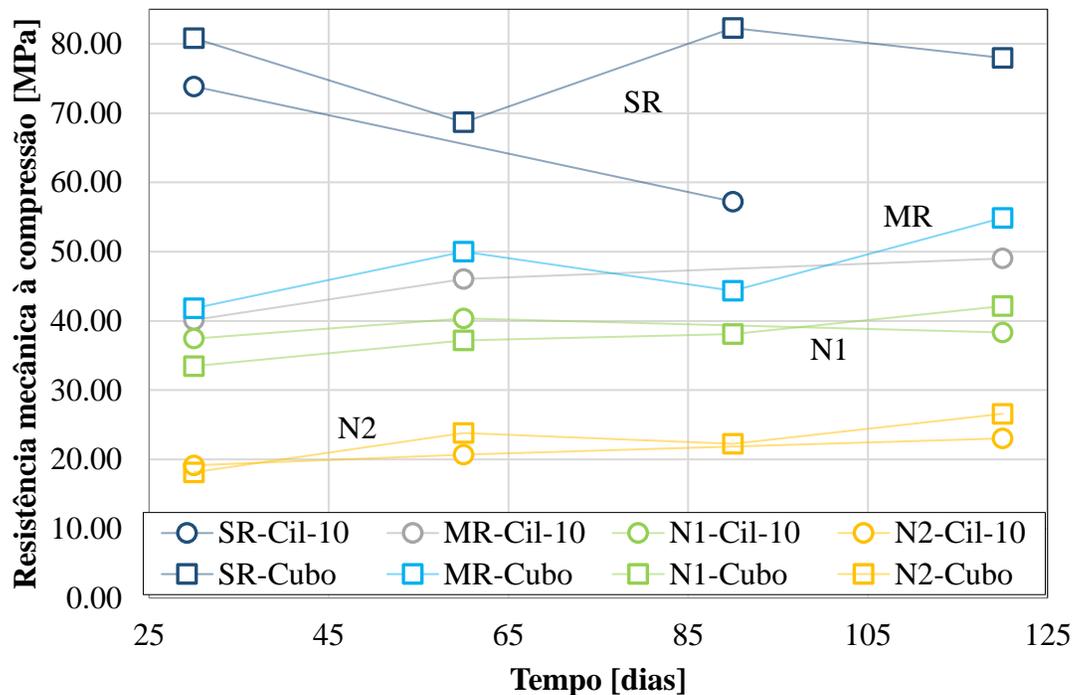


Figura 7. Valores experimentais médios do índice RMC vs. Tempo para argamassas de desempenho baixas (N2), médias (N1, MR) e altas (SR)

A trabalhabilidade desta argamassa comercial disponível durante a mistura é bastante baixa no início, mas após 15 minutos de estar no misturador, a argamassa é transformada num estado quase líquido, permanecendo assim se o misturador estiver em funcionamento. Posteriormente, o lançamento da argamassa nos moldes não seguiu o procedimento padronizado (NMX-C-514-ONNCCE, 2016) por sua forma altamente fluida, e pelo fato de a argamassa com os moldes precisar ser adensada por uma mesa vibratória. Portanto, ensaios adicionais em tais preparações de amostras com esta argamassa especializada precisam ser realizados em um futuro próximo para obter os melhores resultados deste material.

4 CONCLUSÕES

Esta investigação apresentou um programa experimental para determinar se os ensaios do índice de durabilidade (WER, UPV, TVC, (ϵ_{eff}) e CS) são afetados a partir da forma e dimensão do corpo de prova. Com base nos resultados obtidos, foram tiradas as seguintes conclusões:

1. Os índices de durabilidade da resistividade elétrica úmida (WER), do índice de vazios totais (TVC) e da resistência à compressão (CS) não foram afetados pela geometria e pelo tamanho da amostra.
2. Os índices de durabilidade da velocidade de pulso ultrassônico (UPV) e porosidade efetiva (ϵ_{eff}) foram afetados pela geometria e tamanho do corpo de prova. Recomenda-se que o índice de UPV use corpos de prova com $L \geq 10$ cm. No entanto, para determinar o índice ϵ_{eff} , a altura do corpo de prova precisa ser restrita a $H \leq 5$ cm, independentemente da forma do corpo de prova (cubo ou fatia).

5 AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer à Universidade Autônoma de Querétaro (UAQ), ao Instituto Mexicano do Transporte (IMT) e à Universidade Marista de Querétaro (UMQ) por nos permitir o uso de seus equipamentos e instalações laboratoriais. Também reconhecemos a bolsa de pós-graduação e o apoio financeiro do Consejo Nacional de Ciencia e Tecnologia (CONACYT) concedido ao M.E. Visairo-Méndez. Um reconhecimento especial: Servicios Integrales (SICGA S.A.C. de C.V.), Movinco (Movinco SA de C.V.), e MasaRoca (MasaRoca SA de C.V.) para o fornecimento de materiais de argamassa comercial.

As opiniões e descobertas desta pesquisa são de responsabilidade do autor e não das agências financiadoras.

6 REFERÊNCIAS

- ASTM International. (1997), *ASTM C642 Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*. <https://doi.org/10.1520/C0642-97>
- ASTM International. (2002), *C109/C109M Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in, or [50-mm] Cube Specimens)*. https://doi.org/10.1520/C0109_C0109M-02
- ASTM International. (2002), *ASTM C597 Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*. <https://doi.org/10.1520/C0597-02>
- ASTM International. (2003), *ASTM C 33 Standard Specification for Concrete Aggregates*. https://doi.org/10.1520/C0033_C0033M-18
- ASTM International. (2004), *ASTM C1585 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes*. <https://doi.org/10.1520/C1585-04>
- Bazant, Z. P. (2000). Size effect. *International Journal of Solids and Structures*, 37(1-2), 69-80. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(99\)00077-3](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(99)00077-3)
- Bazant, Z. P., Planas, J. (1997), “*Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*” CRC press. Florida, United States of America. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>
- Calado, C., Camoes, A., Monteiro, E., Helene, P., Barkokébas Jr., B. (2015). Durability Indicators Comparison for SCC and CC in Tropical Coastal Environments. *Materials*. 8:1459-1481. <https://doi.org/10.3390/ma8041459>
- Helene, P., Pereira, F. (Ed.). (2003), “*Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección*”. CYTED XV: F Corrosión/impacto ambiental sobre materiales: Reparación, refuerzo y protección de estructuras de hormigón, Construction Chemicals, Degussa, Sao Paulo, Brazil.
- Medeiros-Junior, R. A., Munhoz, G. S., Medeiros, M. H. (2019), Correlations between water absorption, electrical resistivity and compressive strength of concrete with different contents of pozzolan. *Latin-American Journal of Quality Control, Pathology and Construction Recovery*. 9(2):152-166. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i2.335>
- Mejía, M., Torres, A. A., del Valle, A., Vázquez, V. E., Trueba, C., Martínez, M., Lomelí, M. G. (2018), Publicación Técnica 513 - Caracterización física y mecánica por desempeño de morteros de reparación, para su uso en la infraestructura del transporte de la SCT. *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integración Estructural*.
- Mendes, S. E., Oliveira, R. L., Cremonese, C., Pereira, E., Pereira, E., Medeiros-Junior, R. A. (2018), Electrical resistivity as a durability parameter for concrete design: Experimental data versus estimation by mathematical model. *Construction and Building Materials*. 192:610-620. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.145>

- Mendoza-Rangel, J. M., Flores-Jarquín, J. M., De Los Santos, E. U., Garcés Terradillos, P. (2016), Durability of sustainable repair mortars exposed to industrial environments. *Latin-American Journal of Quality Control, Pathology and Construction Recovery*. 6(1):41-51. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i1.114>
- ONNCCE (1999), *NMX-C-414-ONNCCE-1999 Industria de la Construcción - Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba*.
- ONNCCE (2016), *NMX-C-514-ONNCCE-2016 Industria de la Construcción - Resistividad Eléctrica del Concreto Hidráulico - Especificaciones y métodos de ensayo*.
- Shi, X., Xie, N., Fortune, K., Gong, J. (2012), Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview. *Construction and Building Materials*. 30:125-138. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.038>
- Solís, R. G., Moreno, E. I., Arjona, E. (2012), Resistencia de concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c. *Latin-American Journal of Quality Control, Pathology and Construction Recovery*. 2(1):21-28. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i1.23>
- Torres, A. A., Castro, P. (2013), Corrosion-Induced Cracking of Concrete Elements Exposed to a Natural Marine Environment for Five Years. *Corrosion Engineering Section*. 69(11):1122-1131. <http://dx.doi.org/10.5006/0844>
- Torres, A. A., Castro-Borges, P. (2018), La filosofía para obtener obras de concreto durables. *IC Ingeniería Civil – Estructuras*. I(586):12-15.
- Torres, A., Fabela, M., Vázquez, D., Hernández, J., Martínez, M., Muñoz, A. (2002), Publicación Técnica 204 - Cambios en la rigidez y resistencia a la flexión de vigas de concreto dañadas por corrosión del refuerzo. *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural*.
- Troconis de Rincón, O., Romero De Carruyo, A., Andrade, C., Helene, P., Díaz, I. (Ed.). (1997), “Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado”. CYTED, XV: B Corrosión/impacto ambiental sobre materiales: Durabilidad de la armadura, Río de Janeiro, Brazil.

Vida útil à fadiga da armadura longitudinal de vigas de pontes de concreto armado frente ao tráfego real de veículos pesados

F. Jr. R. Mascarenhas^{1*}  R. Chust Carvalho¹ 

* Autor de Contato: fer.jr.resende@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.375>

Recepção: 18/12/2018 | Aceitação: 15/07/2019 | Publicação: 30/08/2018

RESUMO

Este trabalho analisa a vida útil à fadiga da armadura longitudinal em vigas de pontes de concreto armado considerando-se o número real de veículos pesados de 2 a 6 eixos em um trecho rodoviário do estado de São Paulo, Brasil. Utilizou-se modelos teóricos com um sistema estrutural com pontes com duas vigas biapoiadas com vãos de 10, 15 e 20 metros. Para determinação dos esforços emprega-se o software Ftool e na estimativa da vida útil à fadiga o método do dano acumulado. Ao fim, verifica-se que o tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal varia de acordo com o tamanho do vão, sendo que nas três pontes analisadas a vida de serviço à fadiga é inferior a 30 anos.

Palavras-chave: pontes; concreto armado; fadiga; vida útil; vigas.

Citar como: Mascarenhas, F. Jr. R., Chust Carvalho, R. (2019), “Vida útil à fadiga da armadura longitudinal de vigas de pontes de concreto armado frente ao tráfego real de veículos pesados”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 303 – 319, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.375>

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGECiv), Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Fatigue service life of longitudinal reinforcement bars of reinforced concrete beams based on the real heavy traffic

ABSTRACT

This paper analyzes the fatigue service life of longitudinal reinforcement in reinforced concrete bridge beams by considering the actual number of heavy vehicles from 2 to 6 axes in a railway in the state of São Paulo, Brazil. Theoretical models with a structural system composed by bridges with two simply supported beams and spans of 10, 15 and 20 meters are used. Ftool is used to determine the internal stresses, and the cumulative damage method in the estimation of the fatigue life. At the end, it is verified that the fatigue service life of the longitudinal reinforcement varies according to the size of the span, and in the three analyzed bridges the fatigue service life is less than 30 years.

Keywords: bridges; reinforced concrete; fatigue; service life; beams.

Vida útil a la fatiga de la armadura longitudinal de vigas de puentes de hormigón armado frente al tráfico real de vehículos pesados

RESUMEN

Este documento analiza la vida de servicio a la fatiga del refuerzo longitudinal en vigas de puentes de concreto reforzado considerando el número real de vehículos pesados de 2 a 6 ejes en un tramo de carretera en el estado de São Paulo, Brasil. Se utilizan modelos teóricos en un sistema estructural de puentes con dos vigas doblemente apoyadas en tramos de 10, 15 y 20 metros. Para la determinación de los esfuerzos se utiliza el software Ftool y en la estimación de la vida útil a la fatiga o daño acumulado. Al final, se verifica que el tiempo de vida a la fatiga del refuerzo longitudinal varía según el tamaño del tramo, siendo que en los tres puentes analizados la vida de servicio a la fatiga es inferior a 30 años.

Palabras clave: puentes; concreto armado; fatiga; vida útil; vigas.

1. INTRODUÇÃO

Para Nowak e Fischer, (2016, p. 297), a infraestrutura de tráfego “não apenas garante a performance e eficiência econômica, mas também provém mobilidade e qualidade de vida para a população, contribuindo decisivamente, portanto, com a riqueza de um país”.

De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2018), o transporte rodoviário de cargas no Brasil corresponde a 61,1% e o transporte de passageiros a 82,8% do total.

Pontes e viadutos são afetadas diretamente pela predominância da matriz rodoviária. Além de serem elementos importantíssimos nos sistemas de transportes, a garantia de bom funcionamento e de segurança dessas estruturas repercute nos desenvolvimentos socioeconômicos das cidades do entorno e mesmo de um país (Zhou; Chen, 2018; Bastidas-Arteaga, 2018).

Das diversas ações sob as quais pontes e viadutos estão submetidos citam-se as cargas permanentes, como o peso próprio, e as cargas móveis representadas pelos veículos que neles trafegam (Schneider; Marx, 2018). O volume anual e o peso dos veículos de cargas têm crescido nas rodovias brasileiras e ao redor do mundo (Pircher et al., 2011; Han et al., 2015; Deng et al., 2016; Han et al., 2017).

Esse crescimento tem gerado diversos problemas nos elementos constituintes de pontes e viadutos. Dentre os problemas estruturais aos quais pontes e viadutos estão susceptíveis, a fadiga merece

destaque (Pimentel et al., 2008; Baroni et al., 2009), pois a variabilidade e o regime das cargas móveis fazem com que essas estruturas estejam mais propensas a sofrerem com esse fenômeno. Liu e Zhou (2018) reforçam o exposto acima ao afirmar que “a pesquisa acerca do problema de fadiga em vigas de concreto armado é de grande importância para o projeto, a manutenção e o reforço de pontes” (Liu; Zhou, 2018, p. 3512).

Baseado nisso, utilizando-se dados reais de tráfego de um anel rodoviário, serão estimados os tempos de vidas úteis à fadiga da armadura longitudinal das vigas de três pontes teóricas de concreto armado com vãos de diferentes tamanhos. Essas pontes serão dimensionadas utilizando-se o trem-tipo normativo brasileiro TB 450, da NBR 7188, que é um veículo de 450 kN de peso total (Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 2013).

1.1 Metodologia

Como referencial teórico serão utilizados artigos científicos digitais provenientes de periódicos e congressos tanto em Línguas Portuguesa e Inglesa. Outrossim serão empregados livros que sejam referência na área, bem como as Normas pertinentes, a exemplo, NBR 7188:2013 e a Norma Brasileira NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, NBR 6118:2014.

As avaliações numéricas aqui realizadas dar-se-ão através de Métodos Analíticos com a utilização das equações matemáticas descritas no item 2 deste artigo. A vida útil à fadiga será determinada através da metodologia do Dano Acumulado, e serão determinados os momentos fletores nos meios dos vãos das vigas de concreto armado através da utilização do software de elementos finitos de análise estrutural Ftool (FTOOL, 2008). A escolha pela utilização do Ftool deve-se ao fato de ser uma ferramenta gratuita e por ser amplamente empregado em trabalhos técnicos e no meio acadêmico, seja como ferramenta pedagógica ou no meio científico.

2. FADIGA

De acordo com NBR 6118, “a fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações” (ABNT, 2014, p. 193).

Sendo a fadiga “a progressiva deterioração de uma estrutura pelo crescimento de fissuras devido às variações de tensões (ciclos) resultantes da aplicação de cargas repetidas, tais como induzidas em componentes de pontes sob cargas de” reais de veículos pesados, esses ciclos podem ser baixos ou altos (Habeeba et al., 2015, p. 2561).

A variação de tensão é dada pela diferença entre as tensões máxima e a mínima, sendo essa variação expressa pela equação (1):

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (1)$$

Onde: $\Delta\sigma$ é a variação de tensão; $\sigma_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima e $\sigma_{m\acute{i}n}$ é a tensão mínima.

A razão R entre as tensões é expressa por:

$$R = \frac{\sigma_{m\acute{i}n}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \quad (2)$$

Dentre as diferentes metodologias adotadas na análise de fadiga, será utilizado o princípio do Dano Acumulado, ou regra de Palmgren-Miner. Essa abordagem será adotada devido ao fato de na fadiga de pontes ocorrerem variações não uniformes de tensões (Santos, Pfeil, 2014). Segundo Pimentel

et al. (2008) e Wang et al. (2013), o dano acumulado D relaciona linearmente o número de ciclos experimentados n com o número de ciclos necessários para levar à estrutura à ruptura N :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (3)$$

Onde: D é o dano acumulado; n_i é o número de ciclos experimentados; N_i é o número N de ciclos necessários para levar a estrutura à ruptura por fadiga. Wang et al. (2013, p. 3) explicam que D é “linearmente proporcional a n_i para cada variação de tensão $\Delta\sigma_i$ ”.

Freitas (2014, p. 24-25) comenta que “a aplicação do Método do Dano Acumulado tem como principal vantagem o seu rigor, dada a ausência de fórmulas de conversão e simplificação”. A autora ainda completa ao afirmar que “quando o estudo se foca num número reduzido de elementos, a aplicação deste método pode ser viável”, como é o caso deste trabalho que analisa vigas longarinas de concreto armado (Freitas, 2014, p. 24-25).

Branco et al. (1999) pontuam as seguintes conclusões acerca dos resultados obtidos para o dano acumulado D :

- $D > 1$ – A vida útil real à fadiga da peça estrutural analisada é inferior à prevista, portanto, a falha estrutural por fadiga ocorrerá durante a vida útil estimada, o que requer que medidas sejam adotadas para se retardar e/ou controlar tal processo;
- $D = 1$ – A vida útil real à fadiga da peça estrutural analisada é a prevista;
- $D < 1$ – A vida útil real à fadiga é superior à prevista, portanto a peça estrutural possui um tempo de vida útil, ou vida residual (VR).

A partir da determinação do dano acumulado pode-se determinar o tempo de vida útil à fadiga:

$$VU = \frac{1}{D} \quad (4)$$

Neste contexto, faz-se relevante esclarecer os conceitos de Vida Funcional da Obra e Vida Útil de Projeto (VUP). Branco e Paulo (2012, p. 2) explicam que “a caracterização da vida de uma ponte tem de começar pela definição da sua vida funcional, ou seja, pela caracterização da máxima capacidade de tráfego pretendida” durante a vida funcional das OAEs.

Os autores ainda pontuam que a “vida funcional é frequentemente inferior à vida estrutural da ponte” e, uma vez que os problemas comecem a ocorrer essas estruturas devem passar por processo de reabilitação, “por exemplo aumentando a sua largura ou construindo uma nova ponte perto” daquela com problemas, “de modo a garantir a manutenção da qualidade funcional da travessia” (Branco, Paulo, 2012, p. 2).

De acordo com Branco et al. (2013, p. 5), a VUP “está associada às condições de segurança e de utilização da estrutura, nomeadamente garantindo que não ocorram situações de colapso, deformações excessivas, etc.”. Branco e Paulo (2012) esclarecem que pontes e viadutos costumavam ser projetados para uma VUP de 50 anos e que atualmente esse tempo passou para 75 anos e em alguns países e a depender da significância da obra, de 100 a 120 anos. Portanto, a vida útil à fadiga está relacionada à vida útil estrutural da ponte sob o aspecto da fadiga.

As chamadas Curvas S-N ou Curvas de Wöhler, também empregas nos cálculos relativos à fadiga, são representações gráficas que relacionam o módulo da tensão (S) com o número de ciclos (N) necessários para se levar um material à ruptura e são traçadas a partir de dados experimentais (Pereira, 2006; Baroni, 2010).

2.1 Fadiga no concreto

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 192) estabelece que a verificação da fadiga em pontes seja feita através da determinação da combinação frequente de ações, mesmo que o fenômeno “seja controlado pela acumulação do efeito deletério de solicitações repetidas”, isto é, pelo processo do dano acumulado. Para tanto, a combinação frequente de ações é dada pela equação 5.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (5)$$

Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações em Estado Limite de Serviço (ELS); F_{gik} são as ações permanentes; F_{q1k} é a ação variável principal; F_{qjk} são as ações variáveis secundárias; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente; ψ_{2j} é o fator de redução de combinação quase permanente, sendo ψ_1 igual a 0,5 para verificação das vigas

Ações de fadiga de alta intensidade, isto é, capazes de provocar danos com menos de 20.000 ciclos não são abordadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo apenas as ações de média e baixa intensidade e número de repetições de até 2.000.000 de ciclos tratados pela norma. Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 193), “para a consideração do espectro de ações, admite-se que podem ser excluídas aquelas de veículos com carga total até 30 kN, para o caso de pontes rodoviárias”.

Schlaflí e Bruhwiler (1998), Ray e Kishen (2014) e Ruiz et al. (2015) sustentam que o comportamento mecânico de elementos de concreto armado está intimamente ligado ao comportamento da armação. Com isso, a ruptura do elemento está associada à ruptura da armação, que na maioria das vezes ocorre à flexão (Schlaflí; Bruhwiler, 1998, Ray; Kishen; 2014, Ruiz et al., 2015).

Maggi (2004, p. 8) explica que a fadiga no concreto “começa em uma escala microscópica e é associada ao aumento da abertura das fissuras e à redução da rigidez”. Dentre os fatores que influenciam a resistência do concreto à fadiga citam-se: “variação de tensão, histórico das ações, propriedades dos materiais, frequência das ações, gradiente de tensão e períodos de folga” (Maggi, 2004, p. 8).

Zanuy et al. (2011) pontuam que em termos gerais os ciclos repetidos atuantes em um membro estrutural fazem com que o mesmo perca rigidez em função das fissuras excessivas e das deformações. Essa perda de rigidez deve-se à degradação do concreto em sua região comprimida e à redução do chamado “tension stiffening”. Junges (2017, p. 91) explica que “o termo tension stiffening refere-se à capacidade do concreto em suportar tensões de tração entre fissuras devido à transferência de forças das barras para o concreto por meio da aderência”.

A figura 1 apresenta a redução do tension stiffening à medida que se aumenta o número de ciclos, baseado nos ensaios realizados por Zanuy et al. (2011). Destacam-se dois fatos relevantes acerca da figura: primeiramente, à medida que se aumenta o número de ciclos mais se aproxima do Estádio II puro; e a redução gradual do *tension stiffening* é fruto da perda de aderência entre as barras de aço e o concreto. Na figura 1, o termo em inglês “State I” significa “Estádio I” e o termo “State II” significa “Estádio II”.

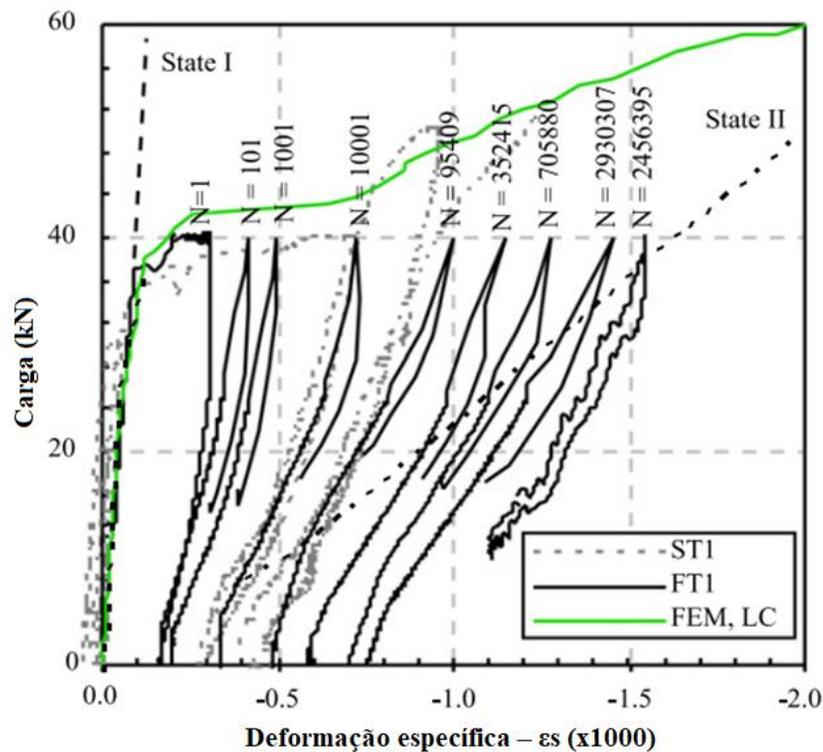


Figura 1. Falha por fadiga em um elemento de concreto armado (Zanuy et al., 2011)

2.1 Fadiga na armadura

Schlaflí e Bruhwiler (1998) esclarecem que a propagação da fadiga na armadura pode ser dividida em duas fases. Na primeira fase a propagação das trincas dá-se de forma estável, já na segunda fase observa-se uma fratura frágil na seção restante (Schlaflí; Bruhwiler, 1998). O manual ACI 215R-74 ainda acrescenta que a fadiga na armação é o que gera maiores preocupações para os projetistas (ACI, 1997).

Baroni (2010, p. 42) esclarece que “os fatores que influenciam a resistência das barras de aço à fadiga são: tensão mínima”, diâmetro, curvatura e emenda das barras, tipo de viga. Portanto, a vida útil à fadiga no aço pode ser estimada através da equação (Santos, Pfeil, 2014, p. 41):

$$N = N_{fad} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{fad}}{\Delta\sigma} \right)^m \quad (6)$$

N_{fad} vale 10^6 ; $\Delta\sigma_{fad}$ é igual ao $\Delta\sigma_{sd, fad}$; m é a inclinação do trecho, de acordo com a figura 2 (Junges, 2017), dada pela NBR 6118:2014. Sendo que os valores de $\Delta\sigma_{sd, fad}$ são dados segundo a Tabela 23.2 da NBR 6118:2014. As tensões máxima e mínima no aço podem ser determinadas através das equações:

$$\sigma_{s, máx} = \alpha_E \cdot \frac{M_{máx} \cdot x_i}{I_{II}} \quad (7)$$

$$\sigma_{s, mín} = \alpha_E \cdot \frac{M_{mín} \cdot x_i}{I_{II}} \quad (8)$$

Onde: $\sigma_{s,máx}$ é a máxima tensão de compressão no aço; $\sigma_{s,mín}$ é a mínima tensão de compressão no aço; x_i é a distância da linha neutra até à face inferior; α_E é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

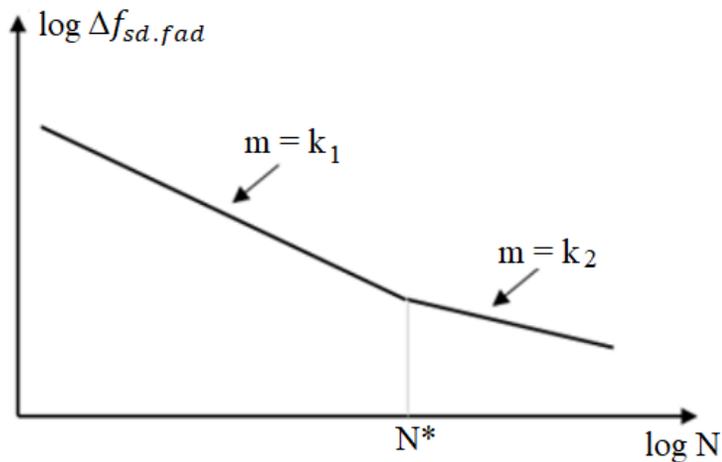


Figura 2. Curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço (Junges, 2017)

Como neste trabalho serão empregas armaduras passivas, a curva S-N pode assumir dois valores, $k_1 = 9$ e $k_2 = 5$. Partindo disso, pode-se determinar as constantes $Const_1$ e $Const_2$ para ambas as curvas através das seguintes equações:

$$Const_1 = (\Delta\sigma_{sd,fad})^5 \cdot N \tag{9}$$

$$Const_2 = (\Delta\sigma_{sd,fad})^9 \cdot N \tag{10}$$

Para diferentes valores de $\Delta f_{sd,fad}$, para 10^6 ciclos, tem-se as constantes conforme a tabela 1.

Tabela 1. Valores de $\Delta f_{sd,fad}$

$\Delta f_{sd,fad,mín}$ (MPa)	$Const_1$	$Const_2$	$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)
190	3,64E+17	6,45E+26	205,21
185	3,18E+17	5,08E+26	199,81
180	2,78E+17	3,97E+26	194,41
175	2,41E+17	3,08E+26	189,01
165	1,80E+17	1,81E+26	178,21
150	1,12E+17	7,69E+25	162,01

Fonte: Próprio Autor (2019).

Portanto, toda vez que $\Delta\sigma_s$ for maior que $\Delta f_{sd,fad}$, as áreas de aço devem ser multiplicadas pelo coeficiente de fadiga k.

$$k = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd, fad}} \quad (11)$$

2.3 Fadiga em pontes de concreto armado

Zhang et al. (2012) pontuam que o crescimento econômico pelo qual a China tem passado nos últimos anos contribui de maneira direta para o aumento expressivo no tráfego de veículos pesados nas rodovias do país. Tal fato implica na resistência à fadiga de pontes e viadutos rodoviários. Através dos estudos conduzidos, os autores obtiveram algumas conclusões. Primeiramente, eles afirmam que o princípio do Dano Acumulado, ou regra de Palmgren-Miner, adequada e um “método prático para se determinar o dano à fadiga” para vigas simplesmente apoiadas (Zhang et al., 2012, p. 793).

Os autores também concluíram que “é recomendado que o coeficiente de dano relativos à fadiga seja atualizado para o novo” código chinês de cargas móveis de pontes rodoviárias, para pontes com vãos menores que 20 m (Zhang et al., 2012, p. 793).

Rossigali et al. (2015, p. 124) relatam que é crescente a preocupação e busca por modelos de cargas mais compatíveis com a realidade “para o projeto de pontes rodoviárias no Brasil” e que tais modelos “estão em desenvolvimento com a montagem de um banco de dados de tráfego real, simulações de tráfego, modelagem analítico-numérica da interação dinâmica veículo-estrutura e extrapolações”. Considerando tal fato, os autores analisam pontes de concreto armado de pequenos vãos, com pistas simples e duas faixas sob diferentes cenários de tráfego.

Os autores empregaram técnicas de confiabilidade estrutural e distribuições de probabilidade para se analisar o fluxo de veículos. Ao fim, eles concluíram que o modelo de cargas atual proposto pela NBR 7188:2013, “não é adequado para representar as solicitações reais e pode estar, em alguns casos, contra a segurança” (Rossigali et al., 2015, p. 124).

Segundo Alencar *et. al* (2016, p. 2), A imposição à estrutura de novas condições de tráfego associada ao comportamento à fadiga do material pode vir a gerar danos estruturais com níveis distintos de severidade, e, à medida que a magnitude das cargas transportadas aumenta, o problema torna-se ainda mais relevante”.

Wang et al. (2015) e Xin et al. (2017) também destacam que as autoridades e engenheiros estruturais tem dado mais atenção ao processo de fadiga oriundo do aumento dos veículos pesados nas rodovias e da velocidade dos mesmos.

Almeida e Fortes (2016), Mota et al. (2018) e Camargo et al. (2018) demonstram que as solicitações oriundas dos tráfegos reais mais recentes de veículos nas rodovias brasileiras podem ser maiores que aquelas calculadas pelo TB 450.

Trabalhos mais recentes como o desenvolvido por Deng e Yang (2018) trataram da formulação de métodos para determinação da permissão e dos limites legais de pesos dos veículos pesados levando-se em consideração o dano acumulado de fadiga nas pontes. Os autores obtiveram resultados relativos ao dano por fadiga para diferentes variações de tensões em seus estudos e informam que tais resultados “podem ser usados para determinar a carga limite para pontes novas e antigas” (Deng; Yan, 2018, p. 7).

Braz et al. (2018, p.1; 4) analisaram “quatro modelos de ponte de concreto armado de duas longarinas à luz das normatizações brasileiras e europeias” e as quatro pontes são “hiperestáticas, com f_{ck} de 50 MPa, aço CA-50 e vãos principais de 20 m”. Ao se realizar a análise e comparação dos resultados, os autores verificaram que:

O tratamento normativo europeu se mostrou mais conservador que o brasileiro no que diz respeito à fadiga das armaduras e ao dimensionamento. Este comportamento é um reflexo do rigor normativo europeu que adota veículos de projeto e coeficientes de majoração das cargas específicos

para a fadiga, bem como um único valor de resistência à fadiga para as diferentes bitolas de armadura (Braz et al., 2018, p. 10).

3. BASE DE DADOS DE TRÁFEGO

Para se realizar as verificações e os cálculos pertinentes ao processo da fadiga, serão utilizadas as informações dos volumes anuais de tráfego de 2009 a 2017, fornecidos pela CCR RodoAnel, a qual tem sob sua administração 29,30 quilômetros do trecho oeste do anel viário Mario Covas, que integra as rodovias Raposo Tavares, Castello Branco, Anhanguera, Bandeirantes e Régis Bittencourt” (CCR RODOANEL, 2018). Os dados fornecidos referem-se ao número anual de veículos de cargas de 2 a 6 eixos, conforme exposto na tabela 2.

Tabela 2. Tráfego comercial anual de veículos

Ano	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
2009	5.531.774	3.306.437	1.180.226	663.505	889.091
2010	6.476.748	4.213.663	1.874.607	1.995.312	1.773.380
2011	3.820.060	4.652.486	2.169.154	2.170.282	2.109.843
2012	7.097.189	4.775.874	1.344.816	2.082.505	2.289.120
2013	6.208.545	5.072.068	1.792.046	2.492.961	3.194.281
2014	5.309.203	5.258.467	883.935	2.796.359	4.004.225
2015	5.008.912	2.540.180	856.232	2.487.752	4.076.946
2016	4.714.630	4.142.964	816.219	2.226.043	3.817.949
2017	4.718.774	3.941.475	988.906	2.205.195	3.898.191

Fonte: CCR RODOANEL (2018).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Para os cálculos e verificação à fadiga, utilizou-se um modelo teórico com um sistema estrutural uma ponte com duas vigas biapoiadas com vãos L de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente denominados V10, V15, V20. A escolha por pontes compostas por apenas 2 vigas é devido ao fato do Brasil ainda possuir elevado número de OAEs antigas construídas com 2 vigas. Segundo dados do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2017), 12,95% possuem até 10 m e 16,40% de 10,01 a 20 m. Ademais, 86,28% das pontes e dos viadutos brasileiros tem largura de até 13 m (DNIT, 2017). Já o “Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias” (DNIT, 2004) esclarece que as pontes e os viadutos projetadas após 1985 devem ter seção transversal com largura total de 12,80 m e largura da pista de 12,00 m. Baseado nisso, será adotada a seção transversal de 12,80 m para os três vãos analisados.

São assumidas 2 faixas de tráfego para todas as pontes analisadas. Ademais, seguindo as diretrizes do “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996), cada faixa terá dimensão adotada de 3,60 m, totalizando 7,20 m de largura da pista, e 2,40 m cada um dos acostamentos. A figura 3 mostra a seção transversal das três pontes.

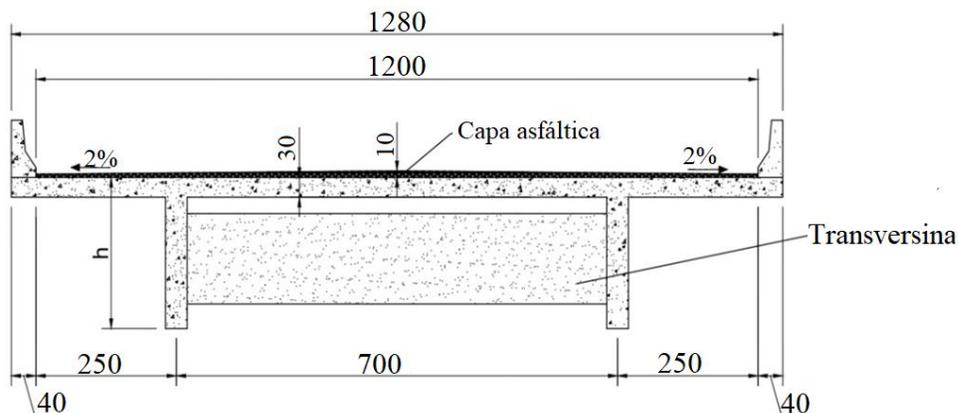


Figura 3. Seção transversal da ponte (cotas em centímetros) (Próprio Autor, 2019).

Há vigas transversinas intermediárias colocadas a cada 5 m com largura constante de 0,30 m e altura de 0,80 m. As transversinas não estão ligadas nas lajes, logo, elas têm a função apenas de travamento. Em função da simplificação dos cálculos, adotou-se as seguintes hipóteses: a laje da ponte não costuma ser de espessura constante, mas neste trabalho a espessura da laje será adotada como constante; será adotada espessura constante para a capa asfáltica de 10 cm. A seção “T” das vigas utilizadas é apresentada na figura 4.

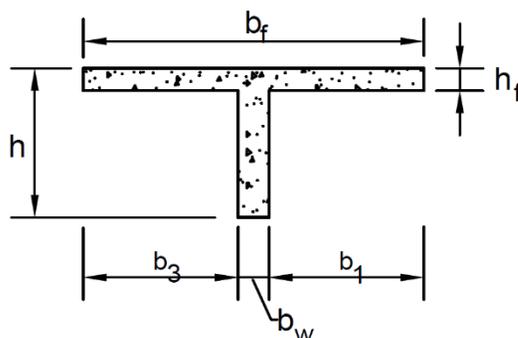


Figura 4. Seção transversal das vigas (Próprio Autor, 2019).

A tabela 3 demonstra os valores adotados para as seções transversais das pontes em análise e a tabela 4 as propriedades dos materiais empregados.

Tabela 3. Valores das dimensões das seções transversais das vigas das pontes

Ponte	b_1 (cm)	b_3 (cm)	b_w (cm)	b_f (cm)	h_f (cm)	h (cm)
V10	100	100	35	235	30	100
V20	200	200	35	435	30	200
V30	300	300	35	635	30	300

Tabela 4. Propriedade dos materiais

Concreto		Aço	
f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)
35,0	500,0	500,0	210.000

4.1 Trem-tipo normativo

No que concerne o posicionamento do TB 450, a NBR 7188:2013 esclarece que a carga móvel pode assumir qualquer posição ao longo de toda a seção transversal da ponte onde se tenha pista rodoviária, desde que as rodas estejam na posição mais desfavorável, “inclusive acostamento e faixas de segurança”. A carga distribuída também deve ser aplicada na posição mais desfavorável, “independentemente das faixas rodoviárias” (ABNT, 2013, p. 4). A figura 5 apresenta o veículo do TB 450 posicionado na seção mais desfavorável da seção transversal.

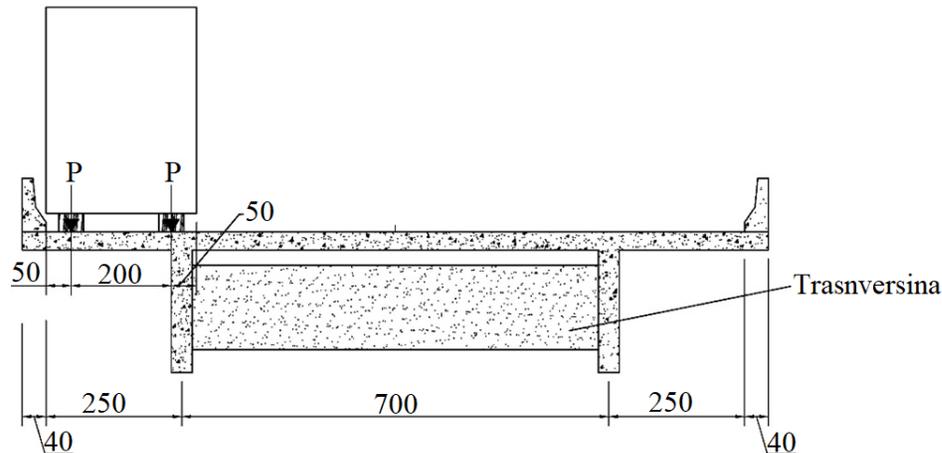


Figura 5. Veículo tipo TB 450 na seção transversal, para a situação de esforço máximo na viga da esquerda da figura (cotas em centímetros) (Próprio Autor, 2019).

Essa posição crítica é determinada utilizando-se a técnica de linhas de influência e um modelo simplificado já consagrado que pode ser visto em inúmeras publicações tais como Carvalho (2017). Neste caso usa-se a linha de influência de reação de apoio, desta forma, considerando-se o trem-tipo na posição que leva a maior reação da viga estudada chega-se ao conjunto de cargas chamados de trem-tipo longitudinal (TTL), com o qual os esforços de momento fletor das vigas serão determinadas.

No que se refere a determinação dos esforços, neste caso o momento fletor, oriundos do TB 450, faz-se as seguintes considerações:

- a) Seguindo as diretrizes da NBR 6118:2014, item 23.5.3, a combinação de ações a ser considerada será a frequente. Portanto, os momentos máximos e mínimos oriundos das combinações das cargas permanentes e móveis no meio do vão da viga serão dados pela combinação frequente das ações;
- b) Será considerado o diâmetro das barras de aço de 25 mm.

4.2 Veículos reais

Os veículos que trafegam, ao longo da vida útil da ponte, podem assumir diversas posições em sua seção transversal, o que acaba por gerar esforços diferentes nas vigas longarinas de acordo com a posição na qual a carga móvel esteja.

Toledo (2011) avaliou o posicionamento dos veículos reais nas rodovias em relação às faixas de tráfego. A autora concluiu que “a análise com o veículo centrado na faixa é uma boa aproximação para o cálculo da vida útil à fadiga da estrutura, uma vez que os resultados obtidos para este caso foram mais desfavoráveis do que para o caso do veículo excêntrico” (Toledo, p. 63, 2011).

O “Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Taffic loads on bridges” (2002) destaca que para a avaliação transversal das cargas verticais dos veículos reais que trafegam nas rodovias, metade deles trafega centrado na faixa de tráfego e que os demais se distribuem de forma simétrica ao

longo da faixa, como demonstra a distribuição de frequência de posicionamento transversal de veículos em uma ponte mostrada na figura 6 (EUROCODE 1, 2002).

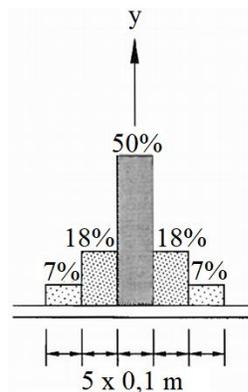


Figura 6. Distribuição de frequência do posicionamento transversal dos veículos na ponte

Este trabalho adotará as seguintes considerações no modelo de cargas móveis dos veículos reais:

- O procedimento para se determinar o TTL máximo é o mesmo empregado para o veículo TB 450, entretanto, os veículos reais de carga são posicionados conforme mostrado na figura 7;
- Transversalmente os veículos terão as mesmas dimensões, conforme figura 7;
- 100% dos veículos estarão posicionados no centro da faixa de tráfego;
- Será considerado apenas um veículo de carga trafegando na ponte;
- O momento fletor e os demais cálculos levarão em conta as cargas devido aos veículos reais de carga e as cargas distribuídas de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), representando os veículos de pequeno porte que podem acompanhar a passagem do veículo de carga;
- Os momentos oriundos dos veículos reais de carga não são ponderadas pelo fator de redução de combinação frequente para Estado Limite de Serviço (ELS) ψ_1 , uma vez que a NBR 6118 (ABNT, 2014) não prevê tão procedimento para as cargas reais.
- Cada veículo gera um ciclo de tensão, o qual será usado para a determinação da vida útil à fadiga pelo Método do Dano Acumulado.

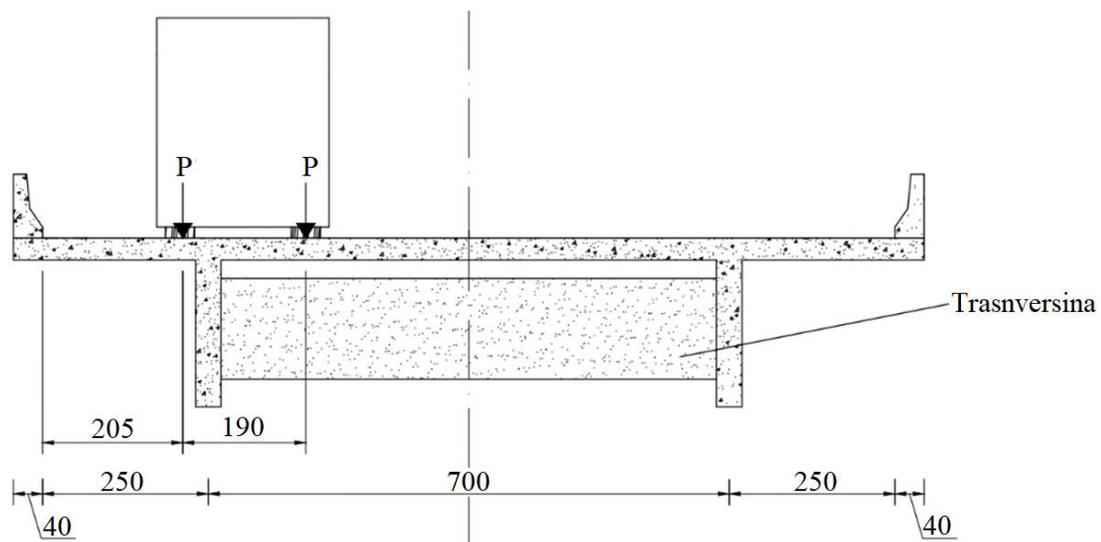


Figura 7. Posição transversal adotada para os veículos de carga (cotas em centímetros) (Próprio Autor, 2019).

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Utilizando-se o veículo normativo TB 450 e os veículos de 2 a 6 eixos, calculou-se os momentos fletores máximos, no meio da viga para os três tipos de pontes. Destaca-se que os valores calculados para as cargas móveis estão multiplicados pelo coeficiente de impacto (CI) que varia de acordo com o tamanho do vão. A tabela 5 apresenta os momentos fletores calculados devido ao peso próprio e os oriundos das cargas móveis para as estruturas biapoiadas.

Tabela 5. Momentos fletores calculados para vigas biapoiadas

Momentos fletores no meio do vão (kN.m)								
Viga	CI	Peso Próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
V10	1,35	1162,1	1251,3	443,1	541	563,9	632,1	585,9
V15	1,33	2725,5	2269,0	881,6	1051,2	1143,0	1261,1	1192,3
V20	1,27	5096,0	3130,1	1447,5	1688,8	1849,6	2037,9	2002,8

Na determinação do número de ciclos N à fadiga no aço, faz-se necessário determinar o valor de “ m ” da Curva S-N. Como as variações de tensões no aço calculadas são inferiores à variação de tensão limite para o diâmetro de 25 mm, que é 17,5 kN/cm², é utilizado o valor de $m=9$.

A figura 8 apresenta a vida útil consumida de cada respectivo ano analisado para cada ponte. Ademais, são apresentadas na tabela 6 estimativas de vidas úteis à fadiga na armadura longitudinal, mostrando o consumo da resistência à fadiga ao longo dos nove anos considerados e o tempo necessário para se atingir 100% de consumo. Destaca-se que os resultados apresentados não consideram os danos relativos à fadiga ou quaisquer outros danos anteriores, apenas durante os 9 anos de dados considerados; isto é, há a consideração de como se as pontes fossem novas.

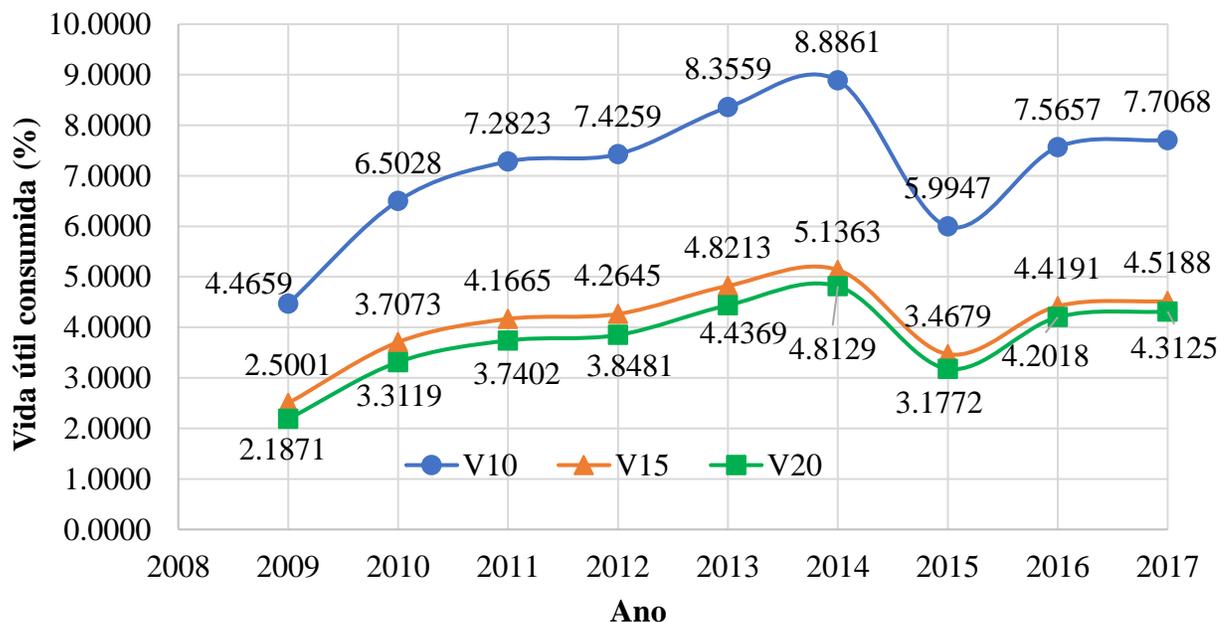


Figura 8. Consumo da vida útil da armadura longitudinal (Próprio Autor, 2019).

Tabela 6. Vida Útil no Aço

Ponte	Consumo em 9 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
V10	64,19	14,02
V15	37,00	24,32
V20	34,03	26,45

Por se tratar de um fluxo elevado de veículos por ano, com um tráfego médio anual de 16.200.000, as três pontes analisadas apresentaram tempo de vida útil à fadiga das armaduras longitudinais inferiores a 30 anos. Ademais, verifica-se que o consumo de 100% da resistência à fadiga na armadura longitudinal, varia de acordo com o vão, sendo que quanto menor o vão, menor a vida útil à fadiga.

Para se aumentar o tempo de vida útil à fadiga do aço, sugere-se uma ou algumas das possibilidades a seguir: 1) Aumentar o número de vigas; 2) Mudar a seção transversal das pontes analisadas; 3) Modificar as dimensões do perfil transversal das vigas; 4) Aumentar a resistência à compressão característica do concreto; 5) Rever os procedimentos para verificação e/ou dimensionamento à fadiga de vigas de pontes rodoviárias presente nas normas brasileiras.

6. CONCLUSÕES

Frente às análises realizadas neste artigo é possível concluir que apesar do veículo normativo TB 450 apresentar momentos fletores no meio do vão superiores àqueles apresentados para aqueles veículos reais aqui considerados, nas pontes aqui analisadas, o elevado número de veículos no trecho analisado requer atenção quanto ao rápido consumo de resistência à fadiga.

O tempo necessário para se atingir o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal nas três pontes analisadas possuem valores diferentes, mas todas teriam tempo de vida útil à fadiga de menos de 30 anos. Tal resultado é crítico e preocupante, sobretudo se for levado em consideração um VUP de 50 a 80 anos.

Logo, faz-se necessário a adoção de algumas medidas para se aumentar o tempo de vida útil à fadiga dessas pontes de concreto armado de duas longarinas biapoiadas, como, por exemplo, empregar um número maior de vigas por tabuleiro e/ou modificar a seção transversal das vigas.

Ademais, deve-se considerar a elevada idade das pontes e viadutos brasileiros, pois as análises e cálculos aqui realizados levam em consideração que as pontes são novas, cujos danos são apenas aqueles apresentados ao longo dos nove anos analisados. Portanto, atenção especial deve ser dada a essas estruturas com idade elevada.

7. AGRADECIMENTOS

Faz-se especial agradecimento à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), ligada ao Ministério da Educação do Brasil, pelo apoio através da bolsa de estudos concedida ao autor correspondente, permitindo o mais benéfico desenvolvimento deste trabalho.

Agradece-se também, à CCR RodoAnel pela gentileza no fornecimento dos dados relativos ao número de veículos pesados, os quais foram fundamentais para a realização deste artigo, e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGECiv), da UFSCar, por todo apoio concedido.

8. REFERÊNCIAS

- Alencar, G., et al. (2016), “Análise Dinâmica e Verificação à Fadiga dos Viadutos de Acesso da Nova Ponte Ferroviária Sobre o Rio Sado” in: Iberian Latin American Congress in Computational Methods in Engineering, ABMEC, Brasília (Brasil), pp. 1-16.
- Almeida, E. P., Fortes, A. S. (2016), “Análise da Carga Móvel em Pontes e Viadutos Rodoviários” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- American Concrete Institute. (1997). *ACI 215R-74: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*. Michigan.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013), *NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Baroni, H. J. M. et al. (2009), “Vida Útil de Fadiga de Elementos Estruturais de Concreto Armado de Pontes Rodoviária” in: Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba (Brasil), pp. 1-16.
- Baroni, H. J. M. (2010), “Simulação da Vida Útil do Concreto em Vigas de Tabuleiro de Pontes em Função do Fluxo de Veículos Pesados”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 284;
- Bastidas-Arteaga, E. (2018), *Reliability of Reinforced Concrete Structures Subjected to Corrosion-Fatigue and Climate Change*. International Journal of Concrete Structures and Materials. 12(1):1-13. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0235-x>
- Branco, C. M. et al. (1999), “Fadiga de Estruturas Soldadas”, Editora Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
- Branco, F., Paulo, P. (2012), *O projecto de pontes para vidas superiores a 100 anos*. Revista ALCONPAT, 2(1), 1 - 9. doi: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i1.20>.
- Branco, F. A. et al. *Boletín Técnico: Vida útil em la construcción civil. ALCONPAT International*. 2013. Disponível em: <<http://alconpat.org.br/wp-content/uploads/2012/09/B4-Vida-%C3%9Atil-na-Constru%C3%A7%C3%A3o-Civil.pdf>>. Access in 03 Apr. 2019.
- Braz, D. et al. (2018). “Otimização da proporção entre balanço e vão de pontes de concreto armado de duas longarinas com base na fadiga das armaduras” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- Camargo, M. V. et al. (2018), “Análise comparativa entre comboios e o carregamento normativo da NBR 7188/2013 em tabuleiros de pontes rodoviárias de concreto” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- Carvalho, R. C. (2017), Introdução ao estudo de pontes. Universidade Federal de São Carlos. CCR RODOANEL. “Sobre a CCR RodoAnel”. Disponível em: <<http://www.rodoaneloeste.com.br/institucional/>>. Access in 18 Ago. 2018.
- Confederação Nacional do Transporte (2018), “Boletim Estatístico - CNT - Maio 2018”. Brasília: CNT. Disponível em: < <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>>. Access in 18 Jul. 2018.
- Deng, L. et al. (2016), *State-of-the-art review on the causes and mechanisms of bridge collapse*. Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, 30(2):1-13. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000731>
- Deng, L., Yan, W. (2018), *Vehicle Weight Limits and Overload Permit Checking Considering the Cumulative Fatigue Damage of Bridges*. Journal of Bridge Engineering, 23(7):1-8. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001267>
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) (1996), *Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especias*. Ministério dos Transportes. Rio de Janeiro. Disponível em: <

- http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/698_manual_de_projeto_de_obras_de_arte_especiais.pdf>. Access in 13 Apr. 2019.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2017), *Base de Dados das OAE – BDOAE*. 2017. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dnitcloud/index.php/s/gkQB3SNPH7cwF5F>>. Access in 29 Oct. 2018.
- European Standard. (2002), *EN1991-2, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic Loads on Bridges*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Freitas, M. J. S. (2014), “*Verificação de Segurança à Fadiga de Pontes Rodoviárias*”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, p. 161.
- FTOOL (2018), “*A Graphical-Interactive Program for Teaching Structural Behavior*”. Disponível em: <<https://www.ftool.com.br/Ftool/>>. Access in 13 Sep. 2018.
- Habeeba, A et al. (2015), *Fatigue Evaluation of Reinforced Concrete Highway Bridge*. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, 4(4):2561-2569. <http://www.rroij.com/open-access/fatigue-evaluation-of-reinforced-concretehighway-bridge.pdf>
- Han, W. et al. (2015), *Characteristics and Dynamic Impact of Overloaded Extra Heavy Trucks on Typical Highway Bridges*. Journal of Bridge Engineering, 20(2):1-11. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000666>
- Han, W. et al. (2017), *Dynamic Impact of Heavy Traffic Load on Typical T-Beam Bridges Based on WIM Data*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 31(3):1-14. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000991>
- Liu, F., Zhou, J. (2018), *Experimental Research on Fatigue Damage of Reinforced Concrete Rectangular Beam*. KSCE Journal of Civil Engineering, 22(9):3512–3523. <https://link.springer.com/article/10.1007/s12205-018-1767-y>
- Maggi, P. L. O. (2004), “*Comportamento de Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados sob Carregamentos Estáticos e Repetidos*”. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, p. 219.
- Mota, H. C. et al. (2018), “*Estimativa de Esforços Extremos em Pontes Para Modelo Dinâmico de Cargas Móveis No Brasil*” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- Nowak, M., Fischer, O. (2016), *Traffic Parameter Sensitivity in the Development of Site-specific Load Models*. Procedia Engineering, 156:296–303. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.300>
- Pereira, H. F. S. G. (2006), “*Comportamento à Fadiga de Componentes Estruturais Sob a Acção de Solicitações de Amplitude Variável*”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, p. 292.
- Pimentel, M. et al. (2008), *Fatigue life of short-span reinforced concrete railway bridges*. Structural Concrete, 9(4): 215-222. <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/stco.2008.9.4.215>
- Pircher, M. et al. (2011), *Damage due to heavy traffic on three RC road bridges*. Engineering Structures, 33(12): 3755–3761. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.08.012>
- Ray, S., Kishen, J. M. (2014). *Analysis of fatigue crack growth in reinforced concrete beams*. Materials and Structures. 47(1):183-198. <https://link.springer.com/article/10.1617/s11527-013-0054-0>
- Rossigali, C. E. et al. (2015), *Towards actual Brazilian traffic load models for short span highway bridges*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 8(2):124-139. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000200005>
- Ruiz, M. F. et al. (2015), *Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects*. Engineering Structures, 99, 360-372. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.007>

- Santos, L. F., Pfeil, M. S. (2014), *Desenvolvimento de Modelo de Cargas Móveis para Verificação de Fadiga em Pontes Rodoviárias*. Engenharia Estudo e Pesquisa, 14(1):40-47. http://www.revistaeeep.com/imagens/volume14_01/cap05.pdf
- Schläfli, M., Brühwiler, EugEen. (1998), *Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs*. Engineering Structures, 20. 991-998. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00194-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00194-6).
- Schneider, S., Marx, S. (2018), *Design of railway bridges for dynamic loads due to high-speed traffic*. Engineering Structures, 174(1):396–406. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.030>
- Toledo, R. L. S. de. (2011), “*Avaliação da vida útil à fadiga em ponte mista aço-concreto considerando o espectro de veículos reais*”. Dissertação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, p. 101.
- Wang, C-S. et al. (2013), “*Fatigue Safety Monitoring and Fatigue Life Evaluation for Existing Concrete Bridges*” in: International Conference on Fracture, ICF, Beijing (China), pp. 1-9
- Wang, C-S. et al. (2015), *Fatigue Service Life Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges*. Advanced Steel Construction, 11(3):305-321. http://ascjournal.com/download/vol11no3/vol11no3_5.pdf
- Xin, Q. et al. (2017), *Fatigue Behavior of Prestressed Concrete Beams under Overload*. Journal of Engineering Science and Technology Review, 10(4):124-131. <http://www.jestr.org/downloads/Volume10Issue4/fulltext171042017.pdf>
- Zanuy, C. et al. (2011), *Transverse fatigue behaviour of lightly reinforced concrete bridge decks*. Engineering Structures, 33(10): 2839–2849. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.06.008>
- Zhang, Y., Xin, X., Cui, X. (2012), *Updating Fatigue Damage Coefficient in Railway Bridge Design Code in China*. Journal of Bridge Engineering, 17 (5): 788-793. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000310>
- Zhou, Y., Chen, S. (2018), *Investigation of the Live-Load Effects on Long-Span Bridges under Traffic Flows*. Journal of Bridge Engineering, 23(5):1–18. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001214>

Aplicação da Matriz GUT na análise de manifestações patológicas em construções históricas

I. C. Braga¹ , F. S. Brandão^{2*} , F. R. C. Ribeiro³ , A. G. Diógenes⁴ 

*Autor de Contato: isaiasc.braga@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.400>

Recepção: 25/03/2019 | Aceitação: 16/07/2019 | Publicação: 30/08/2019

RESUMO

O presente trabalho apresenta a aplicação da metodologia da Matriz GUT (Gravidade, Urgência, Tendência) na análise das manifestações patológicas em edificações, tomando como exemplares três construções históricas do centro histórico de Sobral, Ceará, Brasil. O estudo foi conduzido com inspeções *in situ*, registro fotográfico, elaboração dos mapas de danos e aplicação do método, do qual foram gerados os gráficos de prioridades que representam a ordem para o tratamento de cada dano em cada edificação. Assim, foi possível concluir que o método aqui aplicado pode ser utilizado como uma importante ferramenta de gestão da manutenção de edificações através da priorização de resolução dos problemas mais graves e também, contribui diretamente para a preservação e segurança do patrimônio histórico edificado.

Palavras-chave: Construções históricas; Sobral; Patologia; Matriz GUT.

Citar como: Braga, I. C., Brandão, F. S., Ribeiro, F. R. C., Diógenes, A. G. (2019), “Aplicação da Matriz GUT na análise de manifestações patológicas em construções históricas”, Revista ALCONPAT, 9(3), pp. 320 – 335, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.400>

¹ Departamento de Engenharia Civil, UVA, Sobral, Brasil.

² Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC/UFRGS e LAREB/UFC, Porto Alegre, Brasil.

³ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PPGEC/UNISINOS e LAREB/UFC, São Leopoldo, Brasil.

⁴ GEM/UVA, Departamento de Engenharia Civil, UVA, Sobral, Brasil.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero número del año 2020.

Application of GUT Matrix in the assessment of pathological manifestations in heritage constructions

ABSTRACT

The present paper presents the application of GUT (Gravity, Urgency, Tendency) Matrix methodology as a tool in the assessment of pathological manifestations in buildings. Three heritage constructions of the historic center of Sobral, Ceará, Brazil were studied through *in situ* inspections, photographic records and elaboration of the damage map. The GUT Matrix was used as a tool to rank, in each building, priority levels for each damage in order to define their order of treatment. Thus, it was possible to conclude that the applied method can be used as a useful tool to manage the maintenance of buildings through prioritization of the most significant problems and, to contribute directly to the preservation and safety of the built historical heritage.

Keywords: Heritage constructions; Sobral; Damage; GUT matrix.

Aplicación de la matriz GUT en el análisis de manifestaciones patológicas en construcciones históricas

RESUMEN

Este trabajo presenta la aplicación de la metodología de la Matriz GUT (Gravedad, Urgencia, Tendencia) en el análisis de las manifestaciones patológicas en edificaciones, teniendo como ejemplos tres construcciones históricas del centro histórico de Sobral, Ceará, Brasil. La investigación fue conducida con inspecciones *in situ*, registro fotográfico, elaboración de mapas de daños y aplicación del método. Los resultados generaron los gráficos de prioridades que representan el orden para el tratamiento de cada daño en cada edificación. Así, fue posible concluir que el método aplicado puede ser utilizado como una importante herramienta de gestión del mantenimiento de edificaciones a través de la priorización de resolución de los problemas más graves y contribuye directamente a la preservación y seguridad del patrimonio histórico.

Palabras clave: Construcciones históricas; Sobral; Patología; Matriz GUT.

1. INTRODUÇÃO

As construções históricas (CH) compõem elementos materiais do patrimônio histórico de elevado valor documental, artístico, cultural e social de uma comunidade, pois fazem parte da história de um povo. Por conta disso, detém um valor imensurável diante da sociedade na qual estão inseridas. Conforme ressalta Roca et al. (2010), assim como os demais tipos de construções, as CH também estão submetidas a diversos cenários de degradação, dentre os quais, têm-se as ações da natureza (efeitos físicos, térmicos, ataques químicos), ações antrópicas (alterações na arquitetura da edificação, destruição intencional e intervenções inadequadas), como também as ações de caráter dinâmico (ação do vento, dos sismos).

Diferentemente das construções contemporâneas, para as quais as propriedades estruturais de seus componentes e materiais já são bastante estudados, além do fato de boa parte dos esforços científicos estarem focados no desenvolvimento de novos materiais e sistemas estruturais para aplicações futuras nas construções, as construções históricas são ainda um campo pouco explorado. Com isso, estudar este tipo de estrutura é interessante não só como contribuição à valorização e preservação da memória de uma determinada sociedade, mas também permite o desenvolvimento de técnicas de reabilitação para estas estruturas (MESQUITA et al., 2015).

A incidência de manifestações patológicas neste tipo de edificação acaba por causar uma diminuição

de seu desempenho e também afeta negativamente a estética arquitetônica da estrutura. Além disso, estes problemas podem comprometer a segurança estrutural do edificado e pôr em risco o bem patrimonial. De maneira geral, as manifestações patológicas das edificações tendem a intensificar-se com o tempo, e se não forem rápida e corretamente tratadas, podem causar muitos danos, e nos casos mais graves, o colapso da estrutura.

Estes problemas podem ser exemplificados por fissuras, trincas, destacamento dos revestimentos, destacamento dos revestimentos cerâmicos, manchas de umidade, infiltrações, eflorescências, mofo/bolor, dentre outros. Podem estar relacionadas à falta de manutenção e/ou exposição à intempéries por um longo período de tempo. Portanto, o papel da patologia das construções é muito importante para se conhecer o estado de degradação dessas estruturas e fornecer subsídios para a tomada de decisões voltadas para a reparação e manutenção destas edificações.

Neste sentido, faz-se necessário que haja um real entendimento sobre as condições da estrutura e a gravidade das manifestações patológicas encontradas. Para isso, as ferramentas de gestão são utilizadas com o objetivo de contribuir para uma melhor elaboração de planejamentos estratégicos envolvendo situações que necessitem de decisões complexas. O método da Matriz GUT (Gravidade, Urgência, Tendência) que foi concebido por Kepner e Tregoe na década de 1980, é uma ferramenta muito útil e importante que pode contribuir nesse processo. Com a Matriz GUT, é possível priorizar determinados problemas e assim oferecer maior atenção àqueles que possuem maiores riscos. Essa metodologia, segundo Brandão (2018), leva em consideração a Gravidade (G), a Urgência (U) e a Tendência (T) dos problemas detectados. Para esta avaliação, o método dispõe do uso de números que são associados a cada dano inspecionado, a fim de definir os graus de criticidade em relação a cada problema encontrado.

De acordo com Martins et al. (2017) no método GUT, a Gravidade (G) representa a importância do problema a ser examinado e seu potencial de dano. Geralmente seu estudo é realizado visando efeitos a médio e longo prazos. A Urgência (U) exige a análise de quão significativo é o problema, ou seja, o prazo para a realização do feito. E a Tendência (T) consiste na evolução do problema em função do tempo, isto é, a probabilidade do problema evoluir negativamente com o passar do tempo. Dentro desse contexto, a cidade de Sobral, localizada na região Norte do Estado do Ceará, no Brasil, preserva um grande número de construções históricas em seu centro histórico, com mais de 1.200 obras tombadas pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), e muitas dessas edificações apresentam vários tipos de manifestações patológicas. Nessa perspectiva, esse estudo tem por objetivo mostrar a aplicação da metodologia da Matriz GUT como ferramenta de gestão na análise das manifestações patológicas em edificações, tomando três exemplares de construções históricas do centro histórico de Sobral como objeto de estudo e com isso obter a priorização na solução dos danos encontrados em cada edificação.

2. METODOLOGIA

Inicialmente, foi realizada uma ampla pesquisa bibliográfica sobre o contexto histórico do Centro Histórico de Sobral e as edificações que o compõem, bem como, a metodologia da Matriz GUT. Posteriormente, através de inspeções *in situ*, tendo como base as recomendações técnicas da literatura da área e também o Boletim Técnico Nº 11 da ALCONPAT: Caracterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas elaborado por Mesquita et al. (2015), realizou-se a seleção das três edificações foco da aplicação da Matriz GUT, levando-se em conta suas idades, importância cultural e contexto histórico e cenário de degradação. Desta forma, as três edificações selecionadas foram: Igreja de Nossa Senhora do Rosário (Século XVIII), Igreja de Nossa Senhora das Dores (Século XIX) e Igreja Menino Deus (Século XIX).

Durante as inspeções *in situ* fez-se registro fotográfico de todas as manifestações patológicas encontradas em cada edificação para, posteriormente serem utilizadas na elaboração do mapa de

danos, e também foi feito o preenchimento de um *check list* do método da Matriz GUT, o qual foi adaptado de Verzola, Marchiori e Aragon (2014). O desenvolvimento do método GUT, foi baseado também no trabalho dos referidos autores, segundo os quais foi necessário listar todas as manifestações patológicas que por ventura seriam encontradas em cada edificação, criar um *check list* e preenchê-lo atribuindo valores numéricos (pesos) correspondentes a Gravidade, Urgência e Tendência de cada dano. Ao classificar a Gravidade teve-se que considerar os possíveis riscos e prejuízos aos usuários e ao patrimônio, onde a definição de um problema que considerado crítico foi inserida nos graus: Total e Alta; já a designação do problema considerado regular foi obtida no grau: Média; e a definição do problema considerado como sendo mínimo, foi encontrada nos graus: Baixa e Nenhuma, conforme ilustra a Tabela 1.

Tabela 1. Classificação GUT sobre a Gravidade

Grau	Definição do grau	Nota
TOTAL	Risco de morte, impacto irrecuperável com perda excessiva de desempenho, Prejuízo financeiro muito alto.	10
ALTA	Perigo de lesão aos usuários, danos recuperáveis ao meio ambiente e à edificação.	8
MÉDIA	Risco à saúde dos usuários ocasionado pela degradação de sistemas, avarias ao meio ambiente reversíveis, perda financeira média.	6
BAIXA	Sem risco de saúde aos usuários, baixa degradação ao meio ambiente, necessidade de substituição de alguns sistemas, perda financeira baixa.	3
NENHUMA	Sem risco de saúde ou plenitude física, mínima deterioração do ambiente, nenhum dano de valor.	1

Fonte: Adaptada de Verzola, Marchiori e Aragon (2014)

No que se refere à Urgência, a definição de cada grau foi baseada em quão significativo era a manifestação, no tempo em que o problema deva ser sanado e na velocidade com a qual a adversidade deve sofrer intervenção. Com isso, a Tabela 2 representa a situação descrita.

Tabela 2. Classificação GUT sobre a Urgência

Grau	Definição do grau	Nota
TOTAL	Acontecimento imediato, necessidade de interdição do imóvel sem prazos extras.	10
ALTA	Acontecimento na iminência de acontecer, urgente intervenção.	8
MÉDIA	Adversidade prevista para breve, necessidade de intervir rapidamente.	6
BAIXA	Inicialização de um incidente, intervenção ainda em forma de planos.	3
NENHUMA	Adversidade imprevista, mas necessário acompanhamento para futuras manutenções.	1

Fonte: Adaptada de Verzola, Marchiori e Aragon (2014)

Para o tópico Tendência, o grau foi definido em função da possibilidade de aumento do problema, bem como também, da redução ou desaparecimento deste em uma escala de tempo, conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Classificação GUT sobre a Tendência

Grau	Definição do grau	Nota
TOTAL	Progresso da manifestação imediato, podendo haver pioras a qualquer instante.	10
ALTA	Evolução da situação prestes a ocorrer.	8
MÉDIA	Evolução a médio prazo.	6
BAIXA	Possível evolução a longo prazo. Poderá vir a ocorrer. Situação de demora.	3
NENHUMA	Situação estabilizada, sem evolução do caso.	1

Fonte: Adaptada de Verzola, Marchiori e Aragon (2014)

Após determinados os pesos para cada item (Gravidade, Urgência e Tendência), foi classificado o nível de cada problema nas três funções e calculado o produto dos seus respectivos valores (GxUxT). As prioridades foram determinadas pela ordem decrescente do valor apurado para cada manifestação patológica de cada edificação. E por fim, para melhor visualizar os resultados, foram desenvolvidos os gráficos de priorização dos danos de cada igreja. Ainda nos resultados, para uma melhor elucidação do método GUT, também são comentados o enquadramento de cada dano observado (Total, Alta, Média, Baixa, Nenhum) de acordo com sua pontuação total no gráfico de prioridades e tendo como base cada grau apresentado na Tabela 1, Tabela 2 e Tabela 3.

3. EDIFICAÇÕES ESTUDADAS

3.1. Igreja de Nossa Senhora do Rosário

A Igreja de Nossa Senhora do Rosário, ilustrada na Figura 1, é a mais antiga do Centro Histórico de Sobral, Ceará e por isso desempenha um papel muito importante no contexto histórico-social do povo sobralense. Sua construção em forma de taipa ocorreu na primeira metade do século XVIII, aproximadamente no ano de 1740. A capela, posteriormente no ano de 1777 deu origem a “Igreja dos pretinhos” cujos traços arquitetônicos tendem ao lado barroco. Esta denominação foi dada pela Irmandade de Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos de Sobral, seus fundadores. Em 1914, a pedidos de Dom José, padre e posteriormente bispo do município, a edificação passou por expansões laterais. Adiante, no ano de 1926, o piso que era de tijolos maciços foi trocado por pisos cerâmicos hidráulicos.

Sua planta baixa, ilustrada na Figura 1 (a), conta com duas naves laterais e uma principal. No mesmo eixo das naves, a igreja conta ainda com um altar principal e outros dois secundários e no meio pode-se observar a sacristia. O ingresso é realizado pela fachada principal, onde nesta a poucos metros da entrada existe uma grade metálica, caracterizando o ambiente como uma antessala que fornece acesso ao santuário. Há ainda um pequeno coro de madeira logo atrás da fachada frontal, do qual se pode observar os altares, conforme Figura 1 (c).

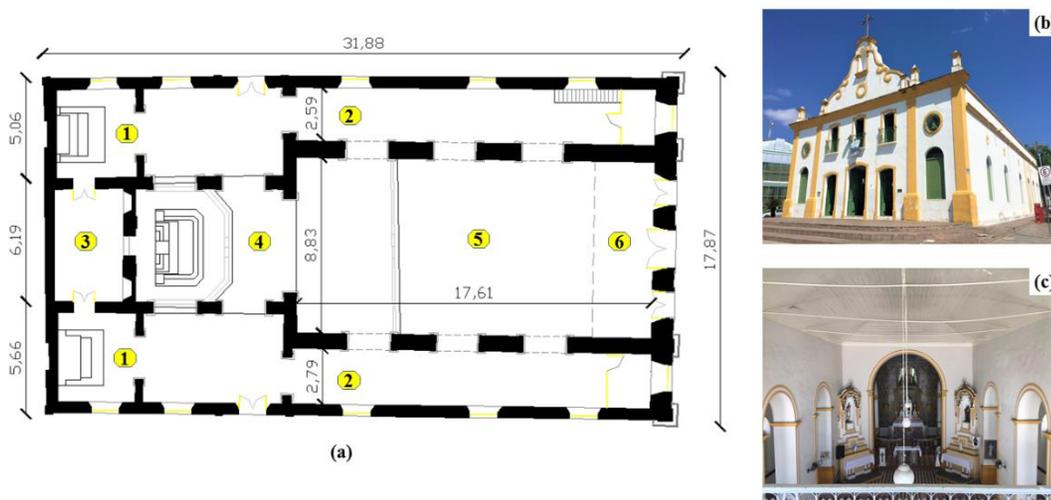


Figura 1. Vistas da Igreja de Nossa Senhora do Rosário: (a) Planta baixa onde (1) indica os altares secundários, (2) as naves laterais, (3) a sacristia, (4) o altar principal, (5) a nave central e (6) o coro; (b) Fachada frontal com pequena perspectiva lateral e (c) vista interna da nave central.

Conforme destaca Santos et al. (2016) na Figura 1 (b), uma de suas características mais marcantes é o frontão, que em muito se assemelha às feições barrocas, graças aos seus movimentos curvilíneos, os quais formam uma abertura em formato de arco, disposta centralmente e enriquecida com a inserção de uma cruz.

3.2. Igreja de Nossa Senhora das Dores

Considerada uma das mais antigas igrejas de Sobral, a Igreja de Nossa Senhora das Dores (Figura 2), foi construída nas proximidades do Rio Acaraú, sendo uma das poucas parcialmente voltadas à margem do rio. A igreja, conforme Pinto (2009), foi construída em 1818, embora não haja precisão da data exata. Possui uma arquitetura neoclássica em sua maior parte, com uma única torre lateral, conforme ilustrada na Figura 1 (b), construída posteriormente, segundo Mesquita et al. (2017), por volta de 1924, não seguindo a regra neoclássica. A construção da igreja exigiu técnicas construtivas da época, sendo totalmente construída em alvenaria de tijolos maciços.

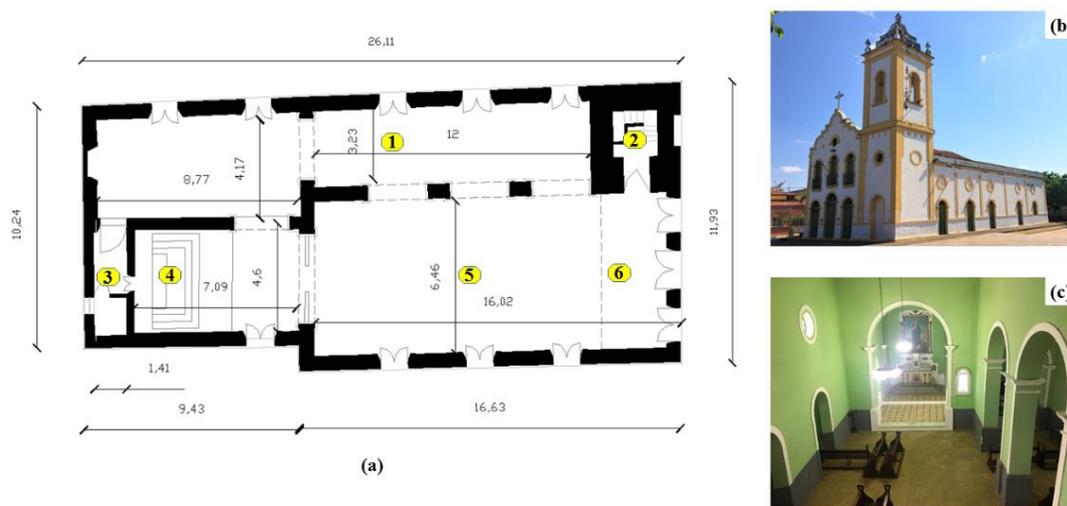


Figura 2. Vistas da Igreja de Nossa Senhora das Dores: (a) Planta baixa onde (1) indica a nave lateral, (2) a torre lateral, (3) a sacristia, (4) o altar, (5) a nave central e (6) o coro; (b) Fachada frontal e lateral e (c) vista superior da nave principal.

Sua geometria é apresentada na Figura 2 (a), na qual se pode observar que a igreja possui duas naves, sendo uma grande e a outra pequena, uma única torre lateral, um coro, um altar e ao fundo, uma sacristia. A Figura 1 (c) ilustra a vista do interior da edificação, onde se observa que a igreja apresenta baixo grau de ornamentação, com apenas um quadro localizado no fundo do altar retratando a imagem de Nossa Senhora das Dores, uma parede com grandes arcos laterais separando as naves e um arco maior localizado em frente ao altar.

3.3. Igreja Menino Deus

A Igreja Menino Deus, ilustrada na Figura 3, teve seu processo de construção iniciado por volta de 1810 através da ideia de duas irmãs Carmelitas chegadas em Sobral neste mesmo ano junto às freiras de ordem terceira das carmelitas Emerenciana de Sant'Ana e Teresa de Jesus. Segundo o Inventário de Bens Arquitetônicos-IBA (IPHAN, 2005) estima-se que ainda por volta de 1820, a parte central da capela estava erguida e seguia aos cuidados de suas fundadoras. As torres laterais só ficaram prontas em 1940. O projeto mostra nitidamente uma correlação com a igreja matriz da cidade (Igreja da Sé), adotando o padrão da segunda metade do século XVIII, tendo como característica marcante uma dinâmica diferenciada da cornija, que são elementos constituintes das fachadas da época, geralmente localizada acima das janelas ou óculo principal da edificação.

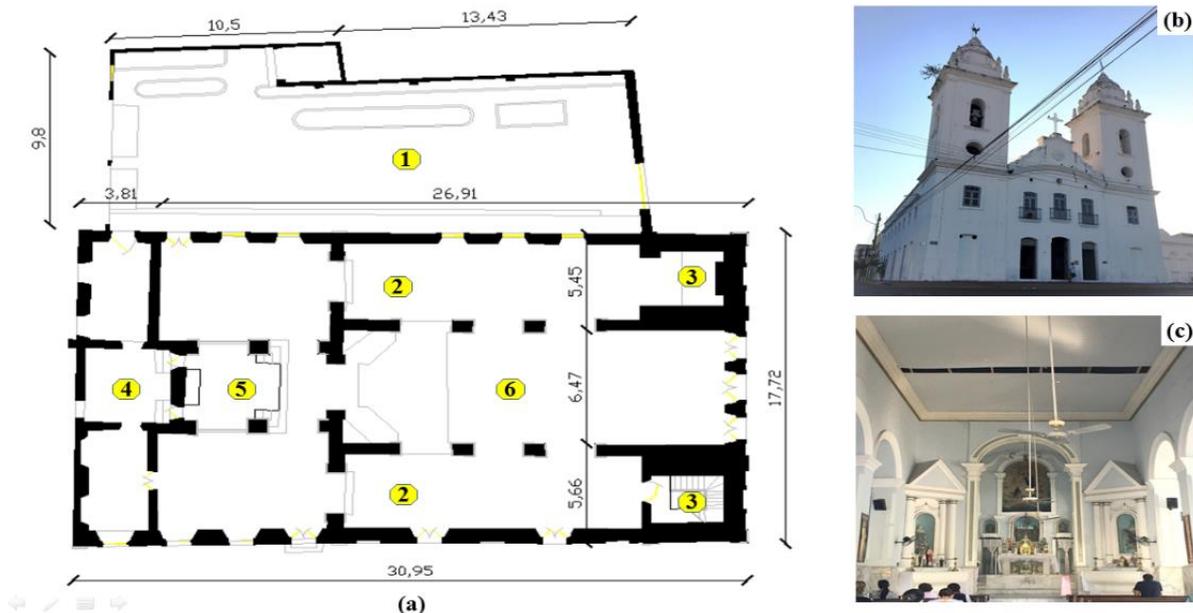


Figura 3. Vistas da Igreja Menino Deus: (a) Planta baixa onde (1) indica o pátio lateral, (2) as naves laterais, (3) as torres, (4) a sacristia, (5) o altar e (6) a nave central; (b) Fachada frontal com pequena perspectiva lateral e (c) vista interna da nave principal.

Na Figura 3 (a) tem-se a planta baixa da edificação na qual se vê que sua geometria é dividida em muitas partes, onde na lateral têm-se um grande pátio, na parte interna têm-se duas naves laterais, cada uma em frente a uma das torres, uma grande nave central que se localiza em frente ao altar e logo atrás deste, a sacristia. Na Figura 3 (c), observa-se que o grau de ornamentação da igreja, assim como nas duas anteriores, também é baixo.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Manifestações patológicas da Igreja de Nossa Senhora do Rosário

A inspeção visual fornece dados valorativos, tornando-se um instrumento altamente proveitoso na

técnica de avaliação e reconhecimento dos danos de uma estrutura. Entretanto, combinar a inspeção visual com outras ferramentas de controle, como no caso deste trabalho, a Matriz GUT, enriquece os resultados e contribui para a confiabilidade dos mesmos. A inspeção desta edificação foi realizada da parte externa para a parte interna, onde primeiramente as quatro fachadas foram vistoriadas e posteriormente, o interior foi inspecionado. Na inspeção foram identificadas as seguintes manifestações patológicas: fissuras e trincas, desagregação de elementos do forro, destacamento de revestimento, manchas atmosféricas e de umidade, mofo/bolor. Dentre todas as quatro fachadas observadas, a que mais apresentou danos foi a fachada frontal, a qual é representada através de seu mapa de danos na Figura 4, onde se observa a presença de destacamentos nas partes baixas da estrutura, nas aberturas e algumas fissuras no pilar da porta central e manchamentos atmosféricos em sua parte superior.

O principal motivo da causa da fissuração pode estar associado às vibrações existentes no local, por se localizar na região central da cidade e haver um grande fluxo de pessoas e veículos, em que as vibrações induzidas podem causar alterações no comportamento dinâmico da estrutura, o que acarretam muitas vezes em fissuras.

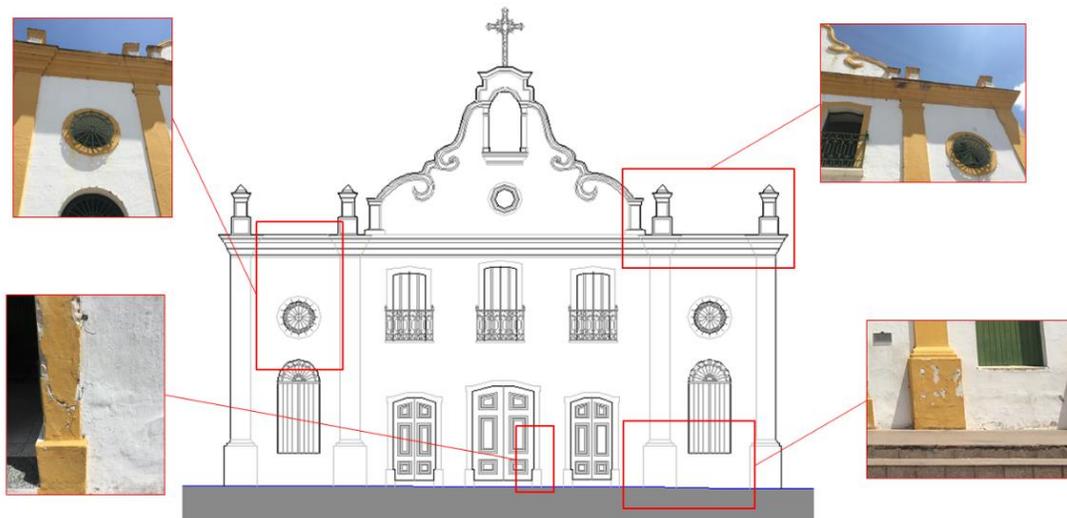


Figura 4. Mapa de danos da fachada frontal da Igreja de Nossa Senhora do Rosário.



Figura 5. Manifestações patológicas internas na Igreja de Nossa Senhora do Rosário: (a) trinca, (b) desagregação do forro, (c) destacamento e (d) manchas úmidas.

Na parte interna da edificação as principais manifestações patológicas observadas foram: trinca, desagregação de elementos do forro, destacamentos e manchas úmidas, as quais são ilustradas na Figura 5. A trinca localizada nas proximidades do altar (Figura 5 (a)), foi considerada a situação mais grave, pois sua presença pode estar associada aos movimentos adjacentes à edificação e novas

construções nas proximidades do santuário. Estas movimentações ocasionalmente causam recalque do solo que desencadeia o surgimento de trincas e fissuras em algumas regiões da igreja.

Quanto da aplicação da metodologia GUT, para a Gravidade atribuiu-se nota 8 devido à sua grande abertura. Para a Urgência atribuiu-se também nota 8, devido à grande área de comprometimento desta manifestação, sendo necessário urgente intervenção. Quanto à Tendência optou-se pela nota 6, tendo conhecimento de que o problema se encontra em uma situação de média progressão.

Da aplicação do *check list* da Matriz GUT nesta edificação, foi possível elaborar o gráfico de prioridades, o qual é apresentado na Figura 6, onde é possível verificar que as manifestações patológicas prioritárias, que devem ser tratadas primeiro, são as fissuras e trincas, neste caso no altar principal da igreja, pois apresenta a maior pontuação, 384 e ainda, representa um dano de prioridade alta, de acordo com as descrições constantes nas Tabelas 1, 2 e 3 da Seção 2.

Em segundo lugar na ordem de prioridades tem-se a desagregação de elementos do forro, com o total de 216 pontos, sendo enquadrada como um dano de médio. Em terceiro apresentam-se os destacamentos de revestimento com 108 pontos, sendo também enquadrados no grau de danos médio. As manchas úmidas e os manchamentos atmosféricos, ambos com 54 pontos, são também identificados como danos médios. Já o dano com menor gravidade e que está na última posição da ordem de prioridades é o mofo/bolor, com 9 pontos e grau de dano baixo.

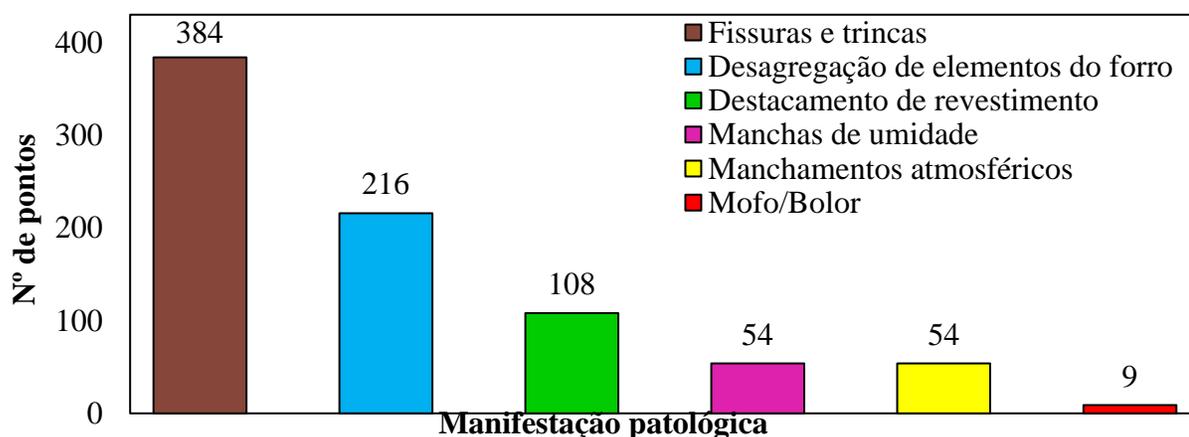


Figura 6. Gráfico de prioridades da Igreja de Nossa Senhora do Rosário.

Nesta edificação, o número de manifestações patológicas encontradas foi bem pequeno, apresentando como alvo principal e de preocupação, as trincas localizadas nas laterais do altar, que podem gerar, mesmo que em menor proporção, impactos que comprometem parcialmente a funcionalidade da edificação. O pequeno número de danos encontrados está relacionado a manutenções periódicas que são realizadas por parte da administração do imóvel, uma vez que é a igreja mais antiga e de maior importância cultural para a cidade e contribui muito para a implementação do turismo histórico.

4.2 Manifestações patológicas da Igreja de Nossa Senhora das Dores

As manifestações patológicas identificadas na Igreja de Nossa Senhora das Dores foram as mais numerosas. Em muitas regiões da estrutura foram encontrados diversos tipos de danos, principalmente no que se refere a fissurações, destacamentos, manchas úmidas e manchamentos atmosféricos. Os danos observados foram: fissuras e trincas, infiltrações, desagregação de elementos do forro, partes vivas ou expostas (falhas no sistema elétrico), mofo/bolor, manchamentos atmosféricos, manchas de umidade, destacamento de revestimento, desagregação de elementos do telhado, ineficiência do rejuntamento, partes soltas ou quebradas (falha nas esquadrias), eflorescências, oxidação de elementos metálicos. O mapa de danos desta edificação é apresentado

através de sua fachada com mais incidência de manifestações patológicas, a fachada dos fundos, ilustrada pela Figura 7.

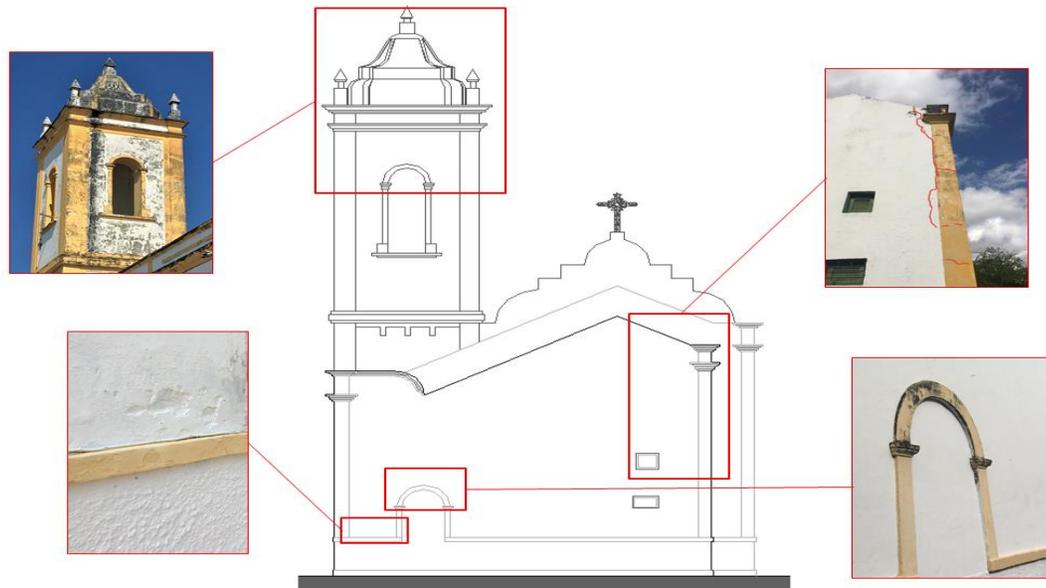


Figura 7. Mapa de danos da Igreja de Nossa Senhora das Dores.

Na Figura 7, pode-se observar a presença de grande quantidade de manchamentos atmosféricos na torre lateral e também nas partes superiores da igreja. Esse tipo de dano foi evidenciado também em todas as demais fachadas. Além disso, observa-se uma grande fissura na parte direita desta figura que parte da meia altura da parede até o topo. Esta anomalia está intimamente ligada a um possível recalque do solo, tendo em vista que o imóvel está localizado às margens do rio Acaraú e que com o tempo sofreu impacto de inúmeras construções vizinhas, resultando posteriormente em uma descompressão do solo. Além dessa região, nas aberturas circulares das demais fachadas, também são evidenciados o mesmo tipo de dano. Verifica-se ainda, a existência de destacamentos de revestimento na parte inferior desta fachada, os quais também são encontrados nas demais.

No que se refere às principais manifestações patológicas observadas na parte interna da estrutura, têm-se: fissuras e trincas, destacamentos, manchas úmidas e destacamento de revestimento com exposição de partes da esquadria, as quais são ilustradas na Figura 8, onde na Figura 8 (a), verifica-se a manifestação patológica mais grave para esta edificação, uma trinca localizada no arco central da nave principal. Esta anomalia encontra-se em uma situação muito grave, podendo seu surgimento estar relacionado à ocorrência de movimentação do solo da fundação e possível sobrecarga no arco, pois muitas intervenções com aumento de carga foram executadas ao longo do tempo, como a troca de um forro que antes era de PVC por uma laje de concreto armado. Desta forma, quanto à Gravidade atribuiu-se nota 10, o que causa um elevado comprometimento do desempenho da edificação. No que se refere à Urgência adotou-se nota também a nota 10, devido à grande área de comprometimento desta manifestação. E para a Tendência optou-se também pela nota 10, correspondente a grande possibilidade de evolução da situação.

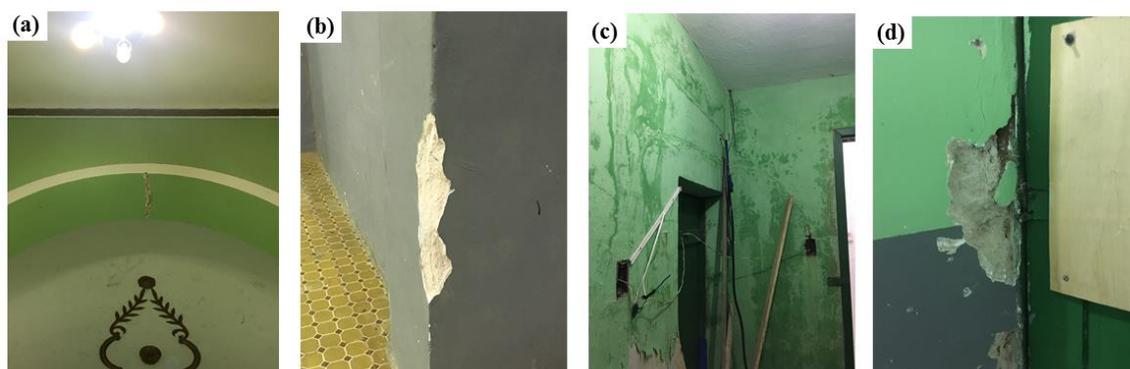


Figura 8. Manifestações patológicas na parte interna da Igreja de Nossa Senhora das Dores: (a) trinca no arco central, (b) destacamento de revestimento, (c) manchas de umidade e (d) destacamento de revestimento com exposição de partes da esquadria.

Os dados obtidos da aplicação da Matriz GUT nessa edificação foram organizados no gráfico de prioridades da Figura 9, onde se constata que a manifestação patológica de maior prioridade é a trinca no arco central da nave principal, com um total de 1000 pontos, o que a classifica como um dano total, ou seja, de extrema gravidade, urgência de solução e tendência rápida de evolução. Além disso, verifica-se que a diferença entre esse dano e os outros dois seguintes (infiltrações e desagregação de elementos do forro, ambas com 216 pontos cada) é bastante alta, corresponde a 784 pontos, o que mostra a gravidade desta trinca.

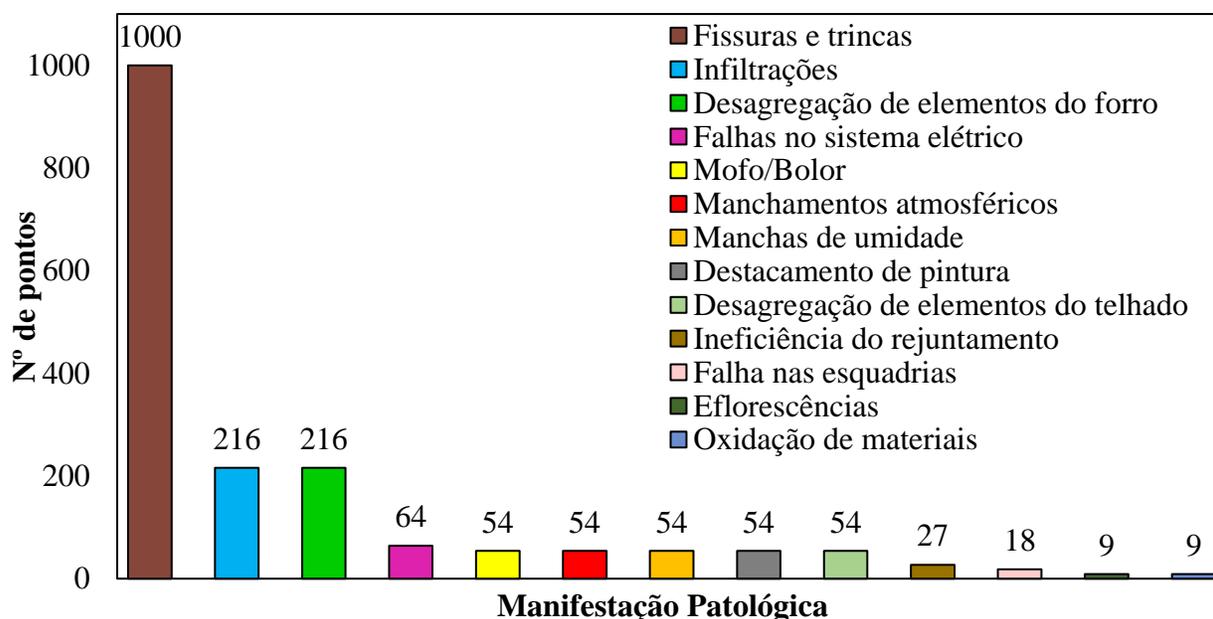


Figura 9. Gráfico de Prioridades da Igreja de Nossa Senhora das Dores.

Vale destacar também que quatro manifestações patológicas apresentaram as mesmas pontuações (54 pontos), são elas: mofo/bolor, manchamentos atmosféricos, manchas de umidade, destacamento de revestimento, o que evidencia manifestações patológicas de dano médio, visto que são pontuações baixas. Os danos: ineficiência do rejuntamento (27 pontos), falha nas esquadrias (18 pontos), eflorescências (9 pontos) e a oxidação de elementos metálicos (9 pontos) são enquadrados na categoria de danos de baixo potencial, sendo estes dois últimos a ocuparem as colocações finais. Esta edificação foi a que apresentou o maior o número de manifestações patológicas e este fato está

ligado à falta de manutenção do bem patrimonial, pois a mesma encontra-se interdita. E ainda, os danos já existentes, se não forem tratados, podem evoluir para problemas mais graves que comprometam seriamente a estabilidade e segurança da estrutura.

4.3 Manifestações patológicas da Igreja Menino Deus

Quanto às avaliações realizadas na Igreja Menino Deus, no que se refere à fachada lateral direita (ligada ao pátio) e a fachada dos fundos, estas não foram analisadas devido à impossibilidade de se conseguir fazer a inspeção, pois estas duas fachadas estão acopladas às edificações adjacentes. Todavia, as demais fachadas bem como a parte interna foram minuciosamente inspecionadas, sendo que a que mais apresentou danos foi a fachada frontal, a qual pode ser observada na Figura 10, onde os mais evidentes foram: manchamentos atmosféricos, localizados em muitas regiões da estrutura principalmente no topo das duas torres; fissuras nas proximidades das aberturas circulares de todas as portas e janelas, bem como na parte inferior de um dos pilares de uma torre, a qual é acompanhada de destacamento de revestimento; e enraizamento de arbustos, localizados no topo da torre lateral esquerda.

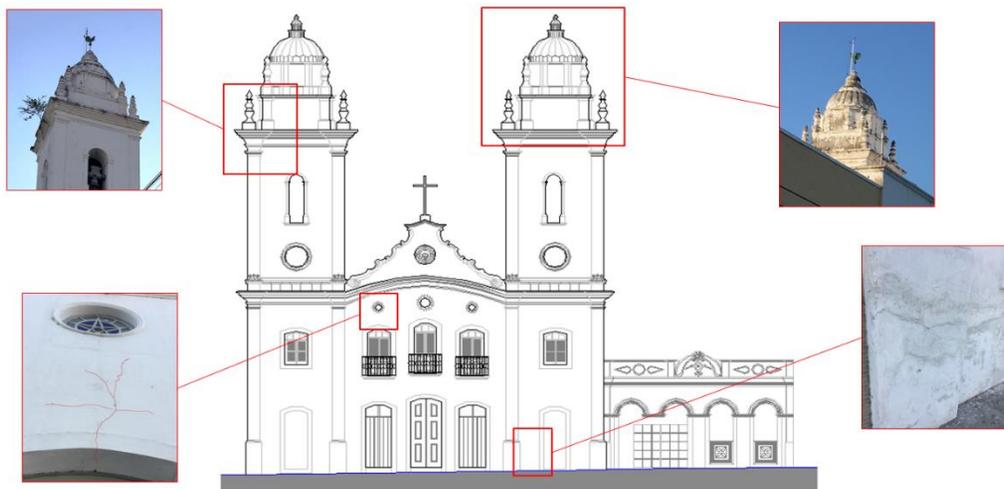


Figura 10. Manifestações patológicas na Igreja Menino Deus

Na parte interna, os principais danos foram: fissuras e trincas, desagregação de elementos do forro e desagregação de elementos do piso, como mostrado na Figura 11. A desagregação de elementos do forro foi observada em muitas partes do teto, assim como as fissuras.

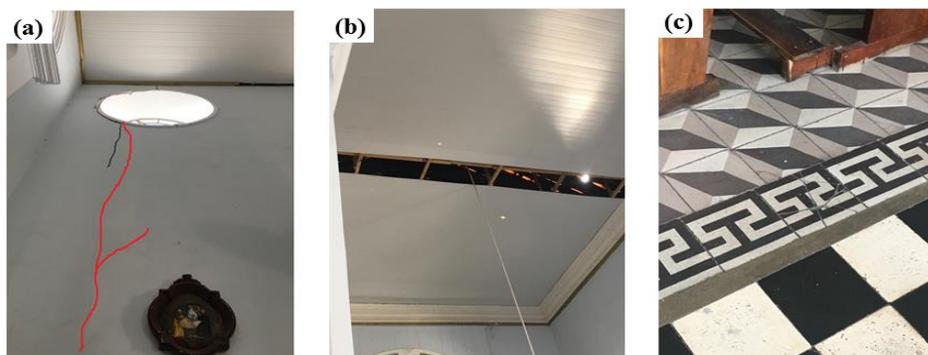


Figura 11. Manifestações patológicas na parte interna Igreja Menino Deus: (a) Fissuras, (b) desagregação de elementos do forro e (c) desagregação de elementos do piso.

Com os resultados do *check list* da Matriz GUT aplicado à edificação, construiu-se o gráfico de prioridades, o qual é ilustrado na Figura 12, onde verifica-se que a manifestação patológica prioritária são as fissuras, estas que podem ser observadas na abertura superior da porta da fachada frontal (Figura 10) e também na parte interna em uma parede da fachada lateral esquerda (Figura 11 (a)). A pontuação desta anomalia corresponde a 216 pontos, obtidos aplicando-se à Gravidade, Urgência e Tendência nota 6 em cada uma, considerando desta forma, um dano de prioridade média. Em segundo lugar no gráfico de prioridades tem-se o destacamento de revestimento que apresenta um total de 108 pontos, sendo enquadrado como um dano de médio. Em terceiro e quarto lugar, está a desagregação de elementos do forro e os manchamentos atmosféricos, com 36 e 27 pontos, sendo classificados como grau de risco médio e baixo, respectivamente. Nas últimas posições na ordem de prioridades verifica-se o enraizamento de arbustos e a desagregação de elementos do piso, com 18 pontos cada, enquadrando-se ambos como grau de risco baixo.

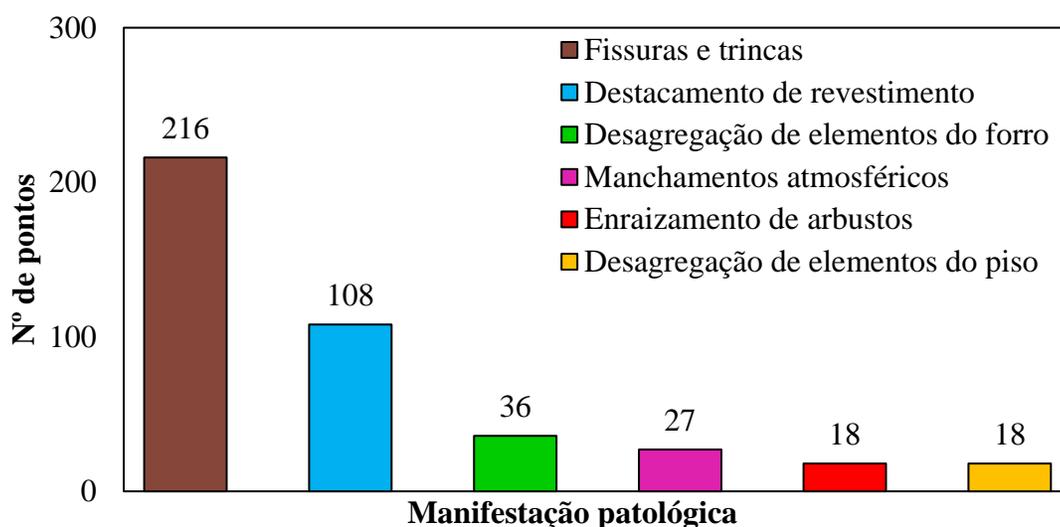


Figura 12. Gráfico de prioridades da Igreja Menino Deus.

A Igreja Menino Deus apresentou poucas manifestações patológicas e dentre as três inspecionadas, foi a que apresentou também a menor pontuação em seu dano mais grave. Isso pode estar relacionado também a manutenção que é realizada por seus administradores.

4.4 Comparativo entre os resultados obtidos

Fazendo-se uma análise comparativa das manifestações patológicas listadas em primeiro lugar para cada igreja e tendo como parâmetro o seu total de pontos, tem-se que dentre as três edificações a que apresentou dano mais grave foi a Igreja de Nossa Senhora das Dores com um total de 1000 pontos para a trinca no arco central da nave principal. A segunda mais grave foi a Igreja de Nossa Senhora do Rosário com um total de 384 pontos também para uma trinca no altar principal. E por fim, a terceira mais grave foram as fissuras presentes na fachada frontal, próximas à abertura das janelas superiores, na parte inferior de um dos pilares de uma torre e nas paredes da parte interna da Igreja Menino Deus, com um total de 216 pontos. Na Figura 13 é mostrado o comparativo exposto entre os danos mais graves dessas igrejas.

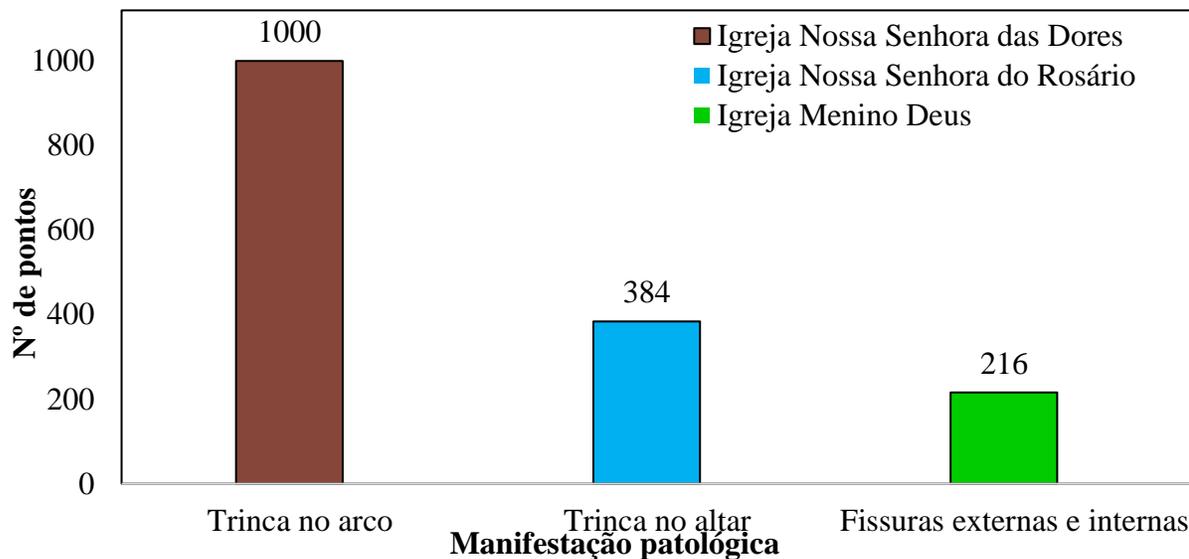


Figura 13. Gráfico comparativo entre a pontuação das manifestações patológicas mais graves para cada igreja.

A análise das manifestações patológicas por meio da Matriz GUT auxilia o gestor na tomada de decisões sobre intervenções que contribuem para a preservação e segurança da edificação. Neste estudo, observou-se que a edificação mais recente dentre as três analisadas (Igreja de Nossa Senhora das Dores) foi a que apresentou o maior número e gravidade de manifestações patológicas, assim, destaca-se que os fatores característicos da deterioração agregados à falta de manutenção, são elementos de grande influência na conservação e proteção do bem histórico.

4.5 Limitações de uso da Matriz GUT

A partir desses resultados, pode-se verificar que o método da Matriz GUT é uma ferramenta de planejamento estratégico muito útil que, através de inspeções visuais, contribui para a tomada de decisão sobre possíveis intervenções que possam ser implementadas nas estruturas, visando a reparação dos danos observados. Entretanto, por ser uma inspeção visual, essa ferramenta possui algumas restrições, necessitando que os inspetores envolvidos tenham conhecimento e experiência na área de patológicas das construções, o que faz com que as avaliações sejam coerentes e reflitam a realidade dos danos observados nas estruturas.

Para as construções históricas, geralmente tombadas por órgãos de preservação e assim não podem ser danificadas, a inspeção visual, mesmo fornecendo dados qualitativos, é uma ferramenta importante no processo de avaliação e diagnóstico do estado dos danos da estrutura, uma vez que não é uma técnica invasiva e não causa danos ao bem. Quando combinadas com testes não-destrutivos, as informações obtidas da inspeção visual também contribuem para a confiabilidade dos resultados e colabora para um melhor entendimento do estado de conservação e gravidade dos danos dessas estruturas.

Um exemplo da aplicação da inspeção visual em construções históricas pode ser encontrado em Santos e Silva (2017) que identificaram os danos na fachada do Bloco A da Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, um edifício do século XIX em Recife, Brasil. As seguintes manifestações patológicas foram identificadas: desagregação, fissuras, elemento espúrio, alterações cromáticas, manchas superficiais, presença de vegetação, fissuras e contaminação. Os resultados mostraram que o estado de conservação da estrutura, levando em conta que o prédio tem mais de 100 anos, é regular. No entanto, os autores enfatizam que a identificação desses danos foi muito importante para a elaboração de um plano eficiente de restauração e que as atividades de manutenção, se executadas corretamente e em intervalos adequados, garantem um bom desempenho

do edifício.

Outro importante estudo do uso das inspeções visuais pode ser observado no trabalho desenvolvido por Rocha et al. (2018) que através desta técnica, combinada com as Listas de Identificação de Danos (DIL), onde foram registradas as manifestações patológicas do edifício, foi possível obter um mapa de danos da Igreja do Carmo, em Olinda, Pernambuco, Brasil, uma estrutura muito importante do século XVI. Os resultados permitiram mostrar a localização dos problemas encontrados e suas dimensões, maior precisão no diagnóstico e nas medidas preventivas para as anomalias. Os autores concluíram que o uso dessa técnica na elaboração do mapa de danos fornece subsídios que facilitam a análise da sintomatologia e o correto diagnóstico das manifestações patológicas encontradas, garantindo uma proposta mais confiável para o tratamento desses problemas.

Portanto, a inspeção visual combinada com o método da Matriz GUT, para um diagnóstico inicial dos problemas, é eficiente na identificação de danos em construções históricas, sua gravidade e possibilidades de evolução ao longo do tempo, por se tratar de uma técnica não invasiva. No entanto, o método pode ainda ser complementado com testes não-destrutivos.

5. CONCLUSÃO

A identificação e análise das manifestações patológicas em edificações históricas são de essencial importância para conservação destas estruturas. Sobral é um dos poucos municípios brasileiros que apresenta na sua estrutura urbana uma grande quantidade de edificações em seu centro histórico, que denota a importância de estudos direcionados à conservação destas estruturas. Este trabalho objetivou demonstrar a aplicação da Matriz GUT para um diagnóstico inicial das manifestações patológicas em construções históricas e no desenvolvimento de uma ordem de priorização, quanto à solução dos danos encontrados nestas construções, mostrando que esse método pode ser uma ferramenta muito útil para a gestão de manutenção de edificações.

Dentre todas as edificações estudadas, a Igreja de Nossa Senhora das Dores foi a estrutura classificada como a de maior quantidade e grau de deterioração, sobretudo no que se refere a uma trinca no arco frente ao altar. Na Igreja de Nossa Senhora do Rosário, o número de danos encontrados foi pouco, apresentando como alvo principal e de preocupação, as trincas localizadas nas laterais do altar. Já na Igreja Menino Deus, pôde-se constatar que o principal agravante foram as fissuras na fachada frontal e em algumas paredes internas.

Desta forma, conclui-se que o presente estudo mostra-se relevante, pois a Matriz GUT pode constituir uma importante ferramenta de suporte na gestão da manutenção de edificações, contribuindo para a conservação e a segurança das estruturas, sobretudo quando aplicado às edificações históricas.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), à Paróquia de Nossa Senhora da Conceição, em Sobral e ao Laboratório de Reabilitação e Durabilidade das Construções - LAREB/UFC no Campus Russas, pelo apoio e informações utilizadas no desenvolvimento deste trabalho.

7. REFERÊNCIAS

Brandão, F. S. (2018), “*Aplicação da Matriz GUT como ferramenta de suporte na gestão da manutenção de edificações*”, Trabalho de Conclusão de Curso de Especialização em Engenharia e

- Gerenciamento de Manutenção, Faculdade Única de Ipatinga, p. 08.
- Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional- IPHAN. (2005), “*Inventário Nacional de Bens Arquitetônicos – IBA*”. IPHAN, Sobral, Brasil, p. 42.
- Martins, N., Pessoa, R., Nascimento, R. (2017), Priorização na Resolução de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado: Método GUT, *Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada*. 2 (3): 139-147. <http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.707>
- Mesquita, E., Brandão, F., Diógenes, A., Antunes, P., Varum, H. (2017), Ambient vibrational characterization of the Nossa Senhora das Dores Church, *Engineering Structures and Technologies*, 9 (4): 170-182. <https://doi.org/10.3846/2029882X.2017.1416311>
- Mesquita, E., Paupério, E., Arêde, A., Varum, H. (2015), “*Boletim Técnico nº 11: Caracterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas*”. ALCONPAT-BRASIL, p. 18.
- Pinto, J. J. de S (2009), “*Os novos palácios da velha princesa: Intervenções arquitetônicas contemporâneas no sitio histórico de Sobral*”, Dissertação de Mestrado em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, p. 129.
- Rocha, E. A., Macedo, J. V. S., Correa, P., Monteiro, C. B. (2018), Adaptation of a damage map to historical buildings with pathological problems: Case study at the Church of Carmo in Olinda, Pernambuco, *Revista ALCONPAT*, 8 (1): 51-63. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.198>
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, J., Pela', L. (2010), Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3): 299–325. <https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1>
- Santos, C. L. L., Silva, A. J. C. (2017). “*Conservação de edifício histórico do século XIX – análise de patologias na fachada do Bloco A da Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco*”. In: Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas, CONPAR 2017, Recife: Pernambuco (Brasil), pp. 1-12.
- Santos, F., Alves, A., Brandão, F., Mesquita, E., Diógenes, A., Varum, H. (2016). “*Análise estrutural de uma edificação histórica do Século XVIII*”. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, CBPAT 2016, Belém: Pará (Brasil), pp. 317-327.
- Verzola, S. N., Marchiori, F. F., Aragon, J. O. (2014). “*Proposta de lista de verificação para inspeção predial x urgência das manutenções*”. In: Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, XV ENTAC, Maceió: Alagoas (Brasil), pp. 1226-1235. <http://doi.org/10.17012/entac2014.300>

Diagnóstico de danos em uma edificação do início do século XX em La Habana. Estudo de caso

A. H. Oroza^{1*} , R. G. Hernández¹ 

*Autor de Contacto: ahernandez@proyectos.ohc.cu

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.327>

Recepção: 04/07/2018 | Aceitação: 22/05/2019 | Publicação: 30/08/2019

RESUMO

O objetivo do artigo é realizar um diagnóstico da deterioração de uma edificação de concreto armado em Havana, Cuba, construída no ano 1906. Devido ao uso e falta de manutenção, há destacamento do concreto e fissuras em vários elementos estruturais. Para avaliar a vida útil, foram realizados estudos de resistência à compressão do concreto, ensaios químicos para quantificar as concentrações de cloreto e sulfatos livres, ensaios de potencial de corrosão, perda de seção das barras, extração de testemunhos e análise visual dos problemas presentes. Os resultados obtidos mostram que, apesar do imóvel apresentar uma deterioração avançada, ele pode ser reabilitado e estender sua vida útil.

Palavras-chave: diagnóstico, corrosão, resistividade, vida de serviço, durabilidade

Citar como: Oroza, A. H., Hernández, R. G. (2019), “*Diagnóstico de danos em uma edificação do início do século XX em La Habana. Estudo de caso*”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 336 – 349, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.327>

¹ Departamento de Diagnóstico y Levantamiento. UEB Restaura. Empresa de Restauración del Patrimonio. Oficina del Historiador. La Habana. Cuba.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Diagnostic of damage in a building of the early twentieth century in Havana. Case study

ABSTRACT

The objective of this work is to diagnostic the existing deterioration in a reinforced concrete building located in Old Havana, Cuba, built in 1906. Due to the years of exploitation and lack of maintenance, the property began to show detachment of concrete and cracks in almost all structural elements. To evaluate the service life, electrical resistivity studies of the concrete were carried out, chemical tests to quantify the levels of free chloride and sulphate, corrosion potential tests, section losses of the reinforcement bars, extractions of concrete specimens and visual analysis of the present damages. The results obtained showed that although the building presents an advanced deterioration, it can be rehabilitated, and it is possible to extend its service lifetime.

Keywords: diagnostic, corrosion, resistivity, service life, durability.

Diagnóstico de daños en una edificación de principios del siglo XX en La Habana. Caso de estudio

RESUMEN

El objetivo del trabajo es hacer un diagnóstico del deterioro de una edificación de hormigón armado ubicada en La Habana Vieja, Cuba, construida en el año 1906. Debido a los años de explotación y falta de mantenimiento, el inmueble presenta desprendimientos de hormigón y grietas en casi todos los elementos estructurales. Para evaluar la vida de servicio se realizaron estudios de resistividad aparente del hormigón, ensayos químicos para cuantificar los niveles de cloruro libre y sulfato, ensayos de potenciales, pérdidas de sección de las barras, extracciones de probetas de hormigón y análisis visual de las lesiones presentes. Los resultados obtenidos demostraron que, aunque el inmueble presenta un avanzado deterioro, este puede ser rehabilitado siendo posible extender su tiempo de vida de servicio.

Palabras clave: diagnóstico, corrosión, resistividad, vida de servicio, durabilidad.

1. INTRODUÇÃO

Desde a patente do concreto armado no século XIX, este material tem apresentado grande desempenho e durabilidade, mesmo quando exposto a diferentes níveis de agressividade atmosférica corrosiva (Castañeda et al., 2018; Howland, 2012; Vera et al., 2009). Em junho de 1895 foi instalada em Cuba uma central de concreto, tornando Havana a primeira cidade da América Latina a fabricar concreto de cimento Portland de forma industrializada (Toraya, 2001). Apesar desse avanço tecnológico nacional, muitos dos edifícios construídos com concreto armado apresentaram baixo desempenho e necessidade de ações recorrentes de reparo. Isto se deve em grande parte à falta de conhecimento sobre o efeito negativo do uso de areia marinha não lavada na preparação da mistura de concreto, planejamento urbano ineficiente, mudanças no uso, modernizações e estimativas errôneas dos efeitos ambientais. Como consequência, muitos edifícios atingiram o fim da vida útil (Castro-Borges e Helene, 2007; Howland, 2012) antes dos primeiros 50 anos de operação. Os danos causados pela corrosão da armadura devido à entrada de cloretos, sulfatos ou carbonatação do concreto foram profundamente estudados por diversos pesquisadores em diferentes regiões do mundo (Andrade e Dal Molin, 2000; Castañeda et al., 2012; Chavez et al., 2013; Helene e Castro-Borges, 2009), onde a perda significativa da capacidade de suporte do elemento estrutural afetado foi demonstrada.

Uma vez iniciados os deslocamentos do cobrimento de concreto, devido as tensões de corrosão da armadura e à perda de aderência, os riscos para a vida dos usuários da propriedade e os custos de reparo e manutenção são drasticamente aumentados (Castañeda e Rodriguez, 2014). O aprofundamento do conhecimento desses aspectos é a chave para a concepção e execução de estruturas duráveis, bem como a reabilitação racional delas (Costa e Appleton, 2002).

Este artigo tem como objetivo discutir os resultados do diagnóstico feito a um edifício de concreto armado, erguido entre 1900 e 1906, para a firma Casteleiro e Vizoso (Figura 1). Estilo eclético e sete andares de altura, foi projetado para que todos os andares tivessem 4 m de altura, com exceção do térreo com 6,3 m. O edifício foi erguido sobre uma estrutura de aço, coberta de concreto hidráulico com fundações e cobertura de concreto armado. As fundações consistiam em sapatas de apoio calculadas para suportar uma carga média de 3 kg/cm^2 . O concreto preparado para formar todos os mezaninos e escadas foi dosado em proporção de 1 volume de cimento, 3 de areia e 5 de cascalho. O cálculo da carga acidental dos pisos foi estimado para 366 kg/m^2 e um fator de segurança de 4 foi aplicado à estrutura metálica.

A propriedade está localizada a dois quilômetros da baía de Havana e a menos de 50 m da Avenida del Puerto, em um ambiente urbano-costeiro. Desde a sua construção e até hoje teve diferentes usos, sendo o primeiro um edifício comercial para as negociações da empresa. Depois de 1960, tornou-se uma estação de correios, depois escola e, finalmente, por duas décadas, imóveis para alugar apartamentos para investidores estrangeiros. Para atender às necessidades dos tempos modernos, o sistema hidráulico foi atualizado com a instalação de uma linha de água quente em cada apartamento, nas áreas de cozinha e banheiro.



Figura 1. Propriedade estudada

2. PROCEDIMENTO

2.1 Metodologia de pesquisa

Para a seleção dos ensaios de diagnósticos a serem utilizados, aplicou-se uma metodologia de pesquisa em dois estágios (Geocisa, 2002). O primeiro visa realizar um levantamento fotográfico detalhado de cada uma das manifestações patológicas visíveis, e a segunda de tipo experimental, baseada na análise dos resultados organolépticos obtidos e das conclusões alcançadas no primeiro estágio (Oroza e Bouza, 2015).

A avaliação da corrosão foi realizada de acordo com o procedimento padrão descrito por (NACE SP0390, 2009) que estabelece como objetivos fundamentais, a definição da natureza do ambiente no qual a estrutura está localizada, a inspeção das condições físicas, o estabelecimento de extensão, natureza da corrosão e dados históricos da estrutura atual.

2.2 Medição do potencial de corrosão (E_{corr})

O método de avaliação da corrosão por meio do potencial de meia célula é uma técnica que permite medir a possível atividade corrosiva a partir do valor de E_{corr} obtido, porém não oferece informações sobre a cinética do processo ou a i_{corr} resultante (Yu et al., 2017). Quando $E_{corr} < 350$ mV vs. CSE, indica que há uma probabilidade maior que 90% de que há corrosão da armadura. Pelo contrário, se o $E_{corr} > -250$ mV vs. CSE, a probabilidade é inferior a 10% (ASTM C876, 2009). O equipamento utilizado para as medições foi o Proceq Canin+. Para a aplicação do mapa potencial nas lajes, foram estabelecidas áreas de trabalho de 2x2 m e a malha fixa (grade) de 50x50 cm.

2.3 Medição da resistividade aparente (ρ) do concreto

Para estimar o risco de corrosão apresentado pela armadura, foi utilizado o equipamento Proceq Resipod, que funciona com base no método de Wenner (Gowers e Millard, 1999). Esta técnica consiste em avaliar o risco de corrosão apresentado por armaduras, dependendo do andar de saturação dos poros do concreto. Está intimamente relacionado à qualidade do concreto (microestrutura, relação água / cimento, porosidade, cura, resistência à compressão) e, portanto, sua durabilidade (Andrade e D'Andrea, 2011; Azarsa e Gupta, 2017; D'Andréa e Andrade, 2009; Sanchez et al., 2017). O equipamento funciona aplicando uma corrente na superfície do material através das duas sondas externas, medindo o potencial resultante entre os interiores. O teor de umidade (água ou vapor) presente nos poros do concreto é capaz de transportar a corrente entre as sondas, o que possibilita obter a resistividade do material, bem como calcular a taxa de corrosão (i_{corr}). A preparação da superfície e as medições foram executadas de acordo com as instruções do fabricante. Para evitar a interferência da leitura devido ao efeito das barras (Presuel Moreno et al., 2009), elas foram localizadas e identificadas pelo pacômetro Proceq Profoscope. Para a avaliação da i_{corr} , a equação proposta por RILEM (Andrade e Alonso, 2004) foi aplicada onde:

$$I_{corr} = \frac{3 \times 10^4}{\rho} \quad (1)$$

2.4 Extração de testemunhos

Para conhecer a resistência à compressão (R_c) do concreto das lajes, os testemunhos foram extraídos em todos os andares. O Hilti DD-160E foi utilizado para extração e como prensa uma Controls Automax 5 de 2000 KN. Cinco testemunhos foram extraídos por andar para um total de 35.

2.5 Ensaios químicos de cloreto e sulfato

Foram extraídas 8 amostras nas lajes de concreto armado de cada andar, com exceção do térreo, para um total de 48 amostras. O método utilizado para as extrações da amostra foi o indicado pela norma ASTM C-1152 (C1152 / C1152M-04, 2004). O procedimento de análise química utilizado foi o desenvolvido por Oroza et al. (2016).

3. RESULTADOS

3.1 Diagnóstico de lajes

3.1.1 Resultados da inspeção visual

Foram identificadas lajes com perda de revestimento de concreto, aços expostos e fissuras longitudinais na direção das barras de reforço (Figura 2a). Na laje do sétimo andar, além das manifestações patológicas previamente indicadas, manchas de eflorescência e lixiviação foram detectadas devido à infiltração de água da chuva no telhado.

Nos teto de todos os apartamentos observou-se que as lajes haviam sido previamente reparadas. O material utilizado para a restauração foi uma argamassa estrutural à base de cimento. Durante a inspeção foi possível verificar que estas lajes não estavam de acordo com a espessura original novamente. Da mesma forma, nenhum tratamento anticorrosivo foi aplicado às armaduras e, como consequência, a maioria da argamassa de restauração já mostrou fissuras e destacamentos em várias áreas (Figura 2b).

Os espaços mais afetados foram cozinha e banheiro devido ao vapor gerado pelo uso de água quente. As armaduras nas lajes dessas áreas tiveram severos efeitos de corrosão atmosférica. Algumas das barras existentes foram encontradas fraturadas ou com uma perda de seção localizada muito avançada (Figura 2c), comprometendo a estabilidade estrutural do elemento devido à possível falha na flexão. A profundidade de carbonatação medida variou entre 5-6 cm, com um K_{CO_2} calculado de 5,2 mm/ano. As espessuras de revestimento (ec) foram entre 1-2 cm.

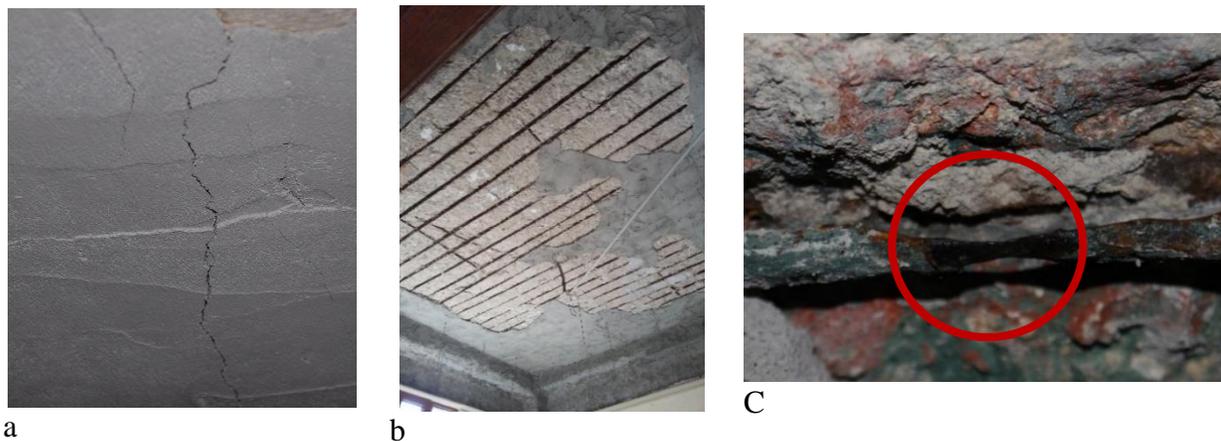


Figura 2. Manifestações patológicas identificadas nas lajes do teto. a) Fissuras longitudinais na direção das barras de aço resultantes da corrosão. b) Perda de revestimento de argamassa de reparo em grandes áreas de lajes de teto do hall. c) Corrosão localizada na armadura

3.1.2 Resultados de ensaios de diagnóstico

Com base nos resultados da avaliação da manifestação patológica visual, foram identificadas duas áreas com diferentes manifestações patológicas. Um localizado nos primeiros eixos destinados a hall e quartos, e outro ao fundo com banheiros e cozinhas. O uso de água quente nessas áreas aumenta a umidade do meio e produz condensação do vapor na superfície das lajes de concreto. Como consequência do aumento do teor de água na massa do concreto, os mecanismos de transporte e a mobilidade iônica entre os poros capilares são acelerados, acelerando a corrosão das armaduras de aço das lajes de concreto armado. Para avaliar o risco de corrosão das barras, foram realizadas medições de E_{corr} , mapas potenciais foram construídos e o ρ foi medido em cada zona separadamente. As Figuras 3 e 4 mostram os mapas de potenciais obtidos no terceiro andar, bem como as Figuras 5 e 6 mostram os andares de ρ correspondentes aos espaços preparados para as medidas E_{corr} .

Os resultados entre as duas técnicas demonstram que existe uma correspondência entre os valores de E_{corr} e ρ . Em áreas com uso de água quente, a difusão de oxigênio é aumentada, assim como sua disponibilidade ao andar das armaduras. Em elementos de concreto armado onde não há proteção primária devido ao avanço da carbonatação e à presença de sais de cloreto, a taxa de corrosão estabelecida (i_{corr}) torna-se o principal parâmetro que determina o motivo da deterioração da estrutura. Nas áreas mais secas, E_{corr} mais positivas são registradas com andares de resistividade maiores que 80 K Ω -cm.

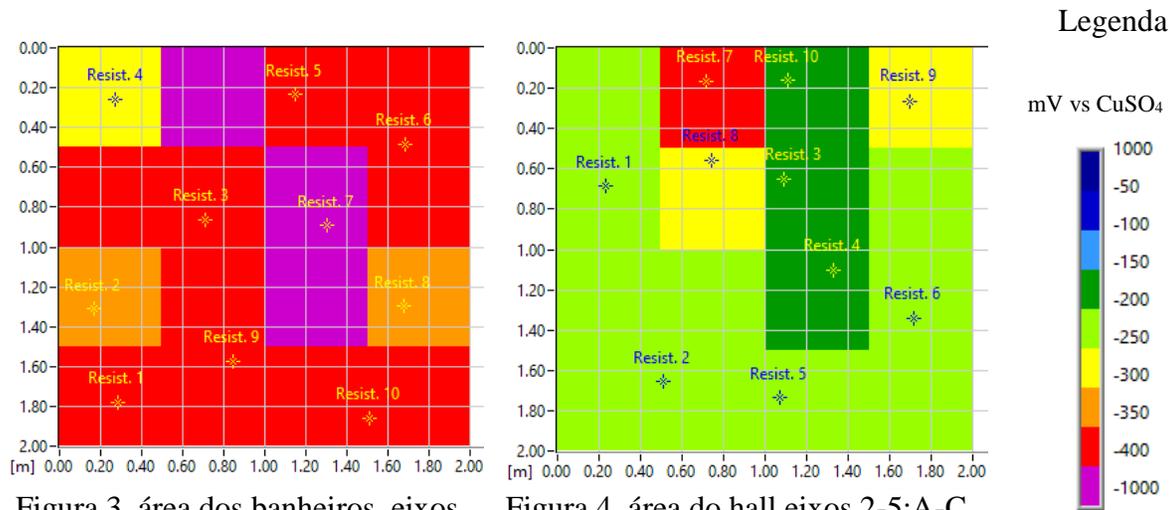


Figura 3. área dos banheiros, eixos 3-4:F-G

Figura 4. área do hall eixos 2-5:A-C

Figura 3 e Figura 4. Mapas E_{corr} na laje de concreto do terceiro andar

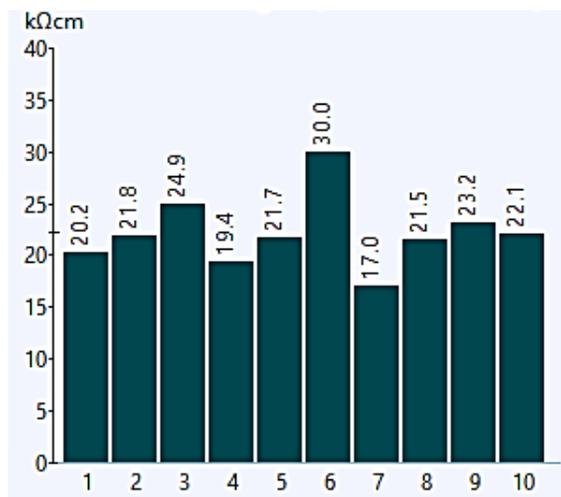


Figura 5. Área dos banheiros, eixos 3-4:F-G

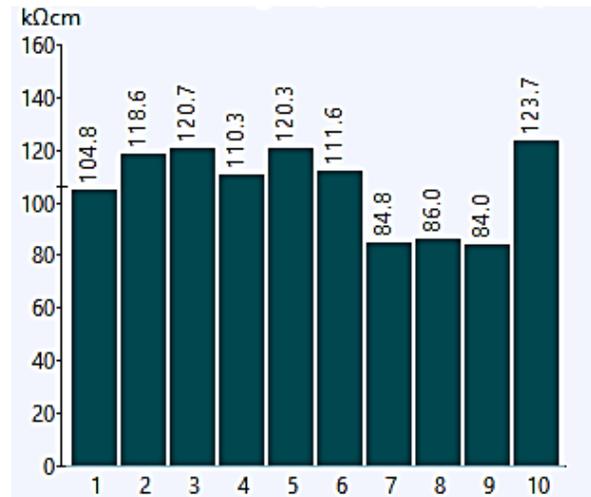


Figura 6. Área do hall, eixos 2-5:A-C

Figura 5 e Figura 6. Resultados dos ensaios de resistividade nas lajes de concreto do terceiro andar

A Tabela 1 mostra os resultados médios obtidos onde os ensaios de resistividade aparente, i_{corr} e químicos das amostras de concreto estão correlacionados, em cada andar da propriedade.

Tabela 1. Resumo dos resultados médios obtidos por andar

Andar	ρ (KΩ-cm)	i_{corr} ($\mu A/cm^2$)	Cl ⁻ (% peso do concreto)	SO ₄ (mg/L)
2º	17,0	1,76	0.11	<100
3º	21,1	1,42	0.12	107
4º	36.7	0,82	0.14	<100
5º	30.1	1,00	0.11	118
6º	43.2	0,69	0.12	<100
7º	12.6	2,38	0.13	<100

Os valores mais baixos de ρ foram obtidos na laje do 7º andar como resultado da infiltração de água da chuva. Isso faz com que a laje seja exposta a ciclos de secagem e molhagem, com processos de lixiviação que diminuem a alcalinidade do material e aumentam a porosidade. Como resultado, o i_{corr} resultante é maior que $2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

A análise química das amostras de concreto reflete uma alta concentração de Cl^- , que está em correspondência com o ρ e o i_{corr} obtidos em cada andar. O uso de areia do mar não lavada foi uma prática comum nos edifícios da primeira metade do século XX, onde o efeito negativo deste ânion no aço da armadura era desconhecido. Em relação às concentrações de SO_4^{4-} obtidas, estas não são suficientes para promover uma formação significativa de etringita tardia capaz de causar fissuras no concreto (Howland, 2012).

Para determinar as perdas de seção das armaduras de aço nas lajes, foram realizadas medições em todos os andares. Eles foram descobertos removendo o revestimento de concreto entre 5-8 barras por área de trabalho. Como exemplo, os valores registrados no 5º andar são mostrados na Tabela 2. Todos os aços principais encontrados foram de seção quadrada de 16 mm (quadrados torcidos) com área nominal de 256 mm^2 e espaçados entre 12-16 cm. Os estribos são de seção quadrada de 10 mm.

Tabela 2. Valores de perda de seção medidos no 5º andar

Local	Nº. de barra	Lado medido (mm)	Área residual (mm^2)	Lado nominal (mm)	Área nominal (mm^2)	Perda de seção (%)
Hall	1	14,15	200,22	16,00	256,00	21,8
	2	15,04	226,20			11,6
	3	14,38	206,78			19,2
	4	15,28	233,48			8,8
	5	15,17	230,13			10,1
	6	15,1	228,01			10,9
	7	14,9	222,01			13,3
	8	14,67	215,21			15,9
Cozinha	1	1,73	2,99	16,00	256,00	98,8
	2	7,62	58,06			77,3
	3	2,61	6,81			97,3
	4	7,03	49,42			80,7
Banheiro	1	12,13	147,14	16,00	256,00	42,5
	2	12,4	153,76			39,9
	3	12,6	158,76			38,0
	4	11,9	141,61			44,7
	5	11,6	134,56			47,4

As maiores perdas de quantidade de aço foram registradas nos espaços destinados a cozinha e banheiro. O resultado obtido é a diminuição da seção em algumas barras de até 99% na área da cozinha, próximo à localização do aquecedor de água. No restante das áreas dos apartamentos, embora as medições de ρ e E_{corr} mostrem um material mais “seco”, a quantidade de perdas de aço varia entre 10-20%, sendo necessário um recálculo estrutural, para avaliar a viabilidade em termos de substituição ou emenda de barras de aço novas em sua reparação. O respectivo recálculo não faz parte deste trabalho. No entanto, a estrutura em questão é fornecida, os pilares são constituídos por perfis metálicos do tipo I e, em casos específicos, há pilares com uma armadura adicional de aço comum e outras com a armadura completa de aço comum. Essa estrutura é coberta de concreto, que protege o aço que as forma. As lajes são armadas com barras de aço comuns e suportam as

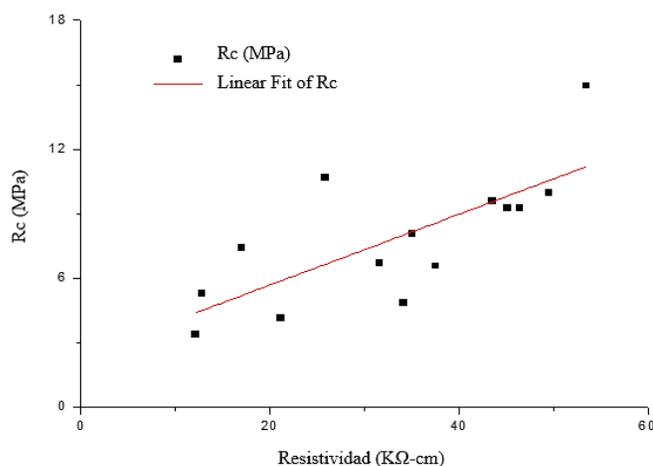
cargas de uso, bem como seu próprio peso e são transmitidas para a estrutura fornecida, inferindo-se assim que o trabalho é feito por ambos os elementos. Com os resultados obtidos, ficou evidenciado que a resistência atual do concreto é muito afetada.

Em estruturas de concreto armado, os problemas (fissuras) causadas pelo fenômeno da corrosão atmosférica da armadura, transformações químicas causadas pela carbonatação, cloretos e anos de exposição influenciam significativamente a resistência do concreto. Além disso, as cargas que atuaram durante a vida da propriedade, que também causam uma diminuição no R_c devido a um fenômeno similar ao relaxamento, conhecido como efeito de Rüsç (Couto et al., 2015), devem ser consideradas. Os resultados dos testemunhos de concreto extraídos nas lajes são apresentados na tabela 3. As maiores resistências obtidas foram no 5º andar, com valores médios de 8,71 MPa. A norma (ACI: 562M-16, 2016) estabelece como ferramenta de avaliação que os elementos de concreto armado construídos entre 1900-1919 devem ter resistência à compressão entre 7-14 MPa. Esse critério ainda é atendido no prédio para quase todos os andares, exceto pelo terceiro e quarto, o que pode ser devido a algumas das causas discutidas anteriormente.

Tabela 3. Valores médios de R_c das amostras de concreto extraídas nas lajes

Andares	R_c (MPa)
2º	7.40
3º	4.11
4º	6.91
5º	8.71
6º	8,03
7º	7.13

Outros autores (Ramezaniapour et al., 2011) mostraram que, para o mesmo projeto de mistura de cimento, há uma relação linear entre resistência à compressão e ρ devido à semelhança química da solução de poros. Para avaliar a correspondência entre a permeabilidade do concreto de lajes de concreto armado e o ρ medido diretamente nas lajes, ambos os resultados foram correlacionados com base nas resistências das amostras extraídas. A Figura 7 mostra o gráfico obtido em relação à correlação entre o R_c e o ρ para as lajes do mezanino da propriedade estudada.



Rc	Interceptado	Valor	2,38046	Erro	1,56301
	Desvio	0,16484	0,04373		
	Estatística	R ²		0,50396	

Figura 7. Relação entre R_c e ρ para lajes de concreto armado

Como resumo das medições nas lajes, é apresentada na Tabela4.

Tabela 4. Resumo dos resultados das medições feitas por andares

Andares	ρ ($K\Omega$ -cm)	i_{corr} ($\mu A/cm^2$)	Cl ⁻ (% peso do concreto)	SO ₄ (mg/L)	Rc (MPa)	Secção de aço (AP- principal AT- estribos)	Perda de secção (%)	Espaçamento aço principal (cm)
2°	17,0	1,76	0.11	<100	7.40	AP- Ø16 AT- Ø10	42.9	12-16
3°	21,1	1,42	0.12	107	4.11		25.1	
4°	36.7	0,82	0.14	<100	6.91		27.7	
5°	30.1	1,00	0.11	118	8.71		45.1	
6°	43.2	0,69	0.12	<100	8.03		30.2	
7°	12.6	2,38	0.13	<100	7.13		65.1	

3.2 Manifestações patológicas nos pilares

A inspeção visual foi realizada nos pilares localizados nos últimos, penúltimos e intermediários corredores. Para a construção dos pilares, os perfis tipo I e as barras de aço Ø16 foram utilizados. Identificou-se que a grande maioria destes havia sido previamente recuperados e ainda apresentavam um estado de deterioração marcado principalmente por fissuras longitudinais (Figuras 8 e 9), como consequência da corrosão das armaduras. Em geral, tanto os perfis de aço quanto as barras que compõem os pilares mostraram um alto andar de corrosão com perda de secção.



Figura 8



Figura 9

Figura 8 e Figura 9. Deterioração nos pilares

No caso particular do segundo andar, um alto nível de corrosão com perda de secção nas diferentes armaduras das pilares foi amplamente observado. Todos os elementos estudados são compostos por perfis tipo I. As aberturas foram feitas nos pilares indicados na Figura 10. A seguir, na tabela 5, são apresentados os números das aberturas e as espessuras medidas das aletas.

Tabela 5. Medidas realizadas nos pilares inspecionados

Abertura	Eixos	Medição (mm)
C1	1':H	22,07
C2	3:D-E	15,25
C3	6:H'	20,40
C4	4:G	22,90
C5	H: 1'-2	5,49
C6	1':J	16,00
C7	4: E-F	20,00
C8	6: D-E	7,38

No caso da abertura C1, o perfil é acompanhado por uma armadura tipo escada com barras de 10 mm de diâmetro que também apresenta corrosão. No quinto andar, ao executar as aberturas (Figura 11), observou-se que a armadura do pilar correspondente ao C6 é uma armadura de aço comum que ainda retém sua cor cinza metálica. Nas aberturas C5, C7 e C8, observou-se corrosão com perda de seção em armaduras constituídos por perfis tipo I.

No sétimo andar, a armadura dos pilares correspondentes ao C9 e C10, é uma armadura de aço comum que mostra um bom estado de conservação. No caso de C9 e C10, eles têm corrosão com muito pouca perda de seção. Nas aberturas C11 e C12, a armadura é constituído por perfis do tipo I, onde existe um alto nível de corrosão com perda de seção. A Tabela 6 mostra os resultados obtidos a partir dos elementos medidos:

Tabela 6. Perda de seção de aços medida em pilares

Abertura	Eixo	Localização	Medição (mm)	Perda de seção (%)
C9	1':H	diâmetro da barra	16,00	0,0
C10	3:F	diâmetro da barra	15,37	7,7
		diâmetro de cerco	9,36	12,4
C11	4:H'	extremo da aba	9,99	Não determinado
C12	4:C	extremo da aba	8,57	Não determinado

Deve-se notar que, no caso da abertura C9, como explicado anteriormente, a armadura tem uma cor cinza metálica, no entanto, no pilar há uma fissura longitudinal que percorre toda a sua altura. Esta manifestação patológica originou-se como resultado de um esforço de flexo-compressão que não foi capaz de suportar o concreto devido à sua baixa resistência mecânica e excentricidade da armadura.

Por outro lado, no caso de pilares com barras de aço comuns, a perda de seção foi calculada a partir do diâmetro nominal das barras que compõem a armadura. Para pilares cuja armadura é um perfil metálico tipo I, não foi possível calcular a porcentagem de perda porque as medidas nominais dos referidos perfis não são conhecidas.

É importante notar que o concreto que compõe os pilares apresentou resistência mecânica muito baixa, pois no processo de execução das aberturas não oferecia resistência ao corte, desintegrando-se com grande facilidade. Na medida em que desce nos andares, do sétimo ao segundo, há evidências de uma diminuição na resistência, sendo esta última a mais vulnerável ao corte.

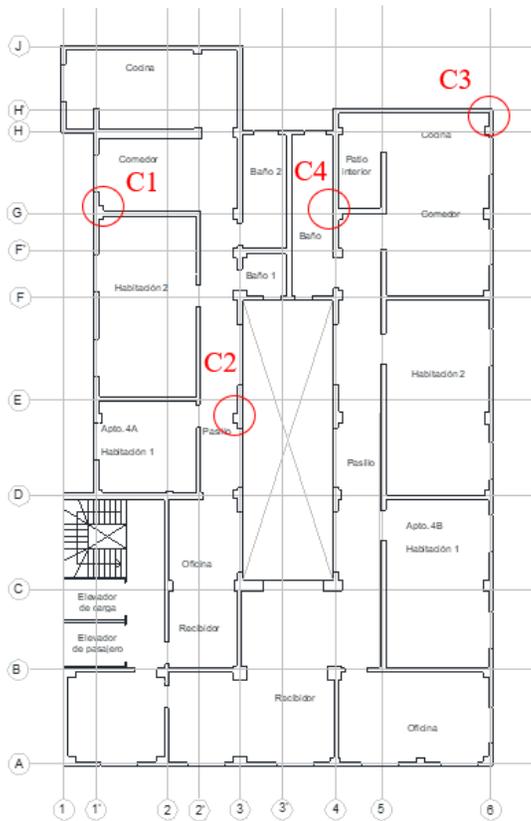


Figura 10. Localização das aberturas no 2º andar

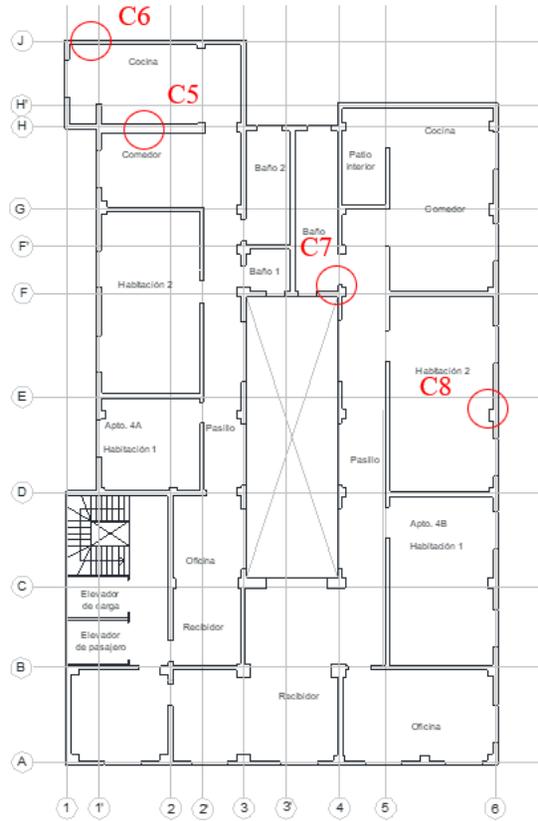


Figura 11. Localização das aberturas no 5º andar

3.3 Avaliação do tempo de vida útil

A Figura 12 mostra uma representação gráfica da vida útil de uma estrutura proposta por Castro-Borges e Helene (2007).

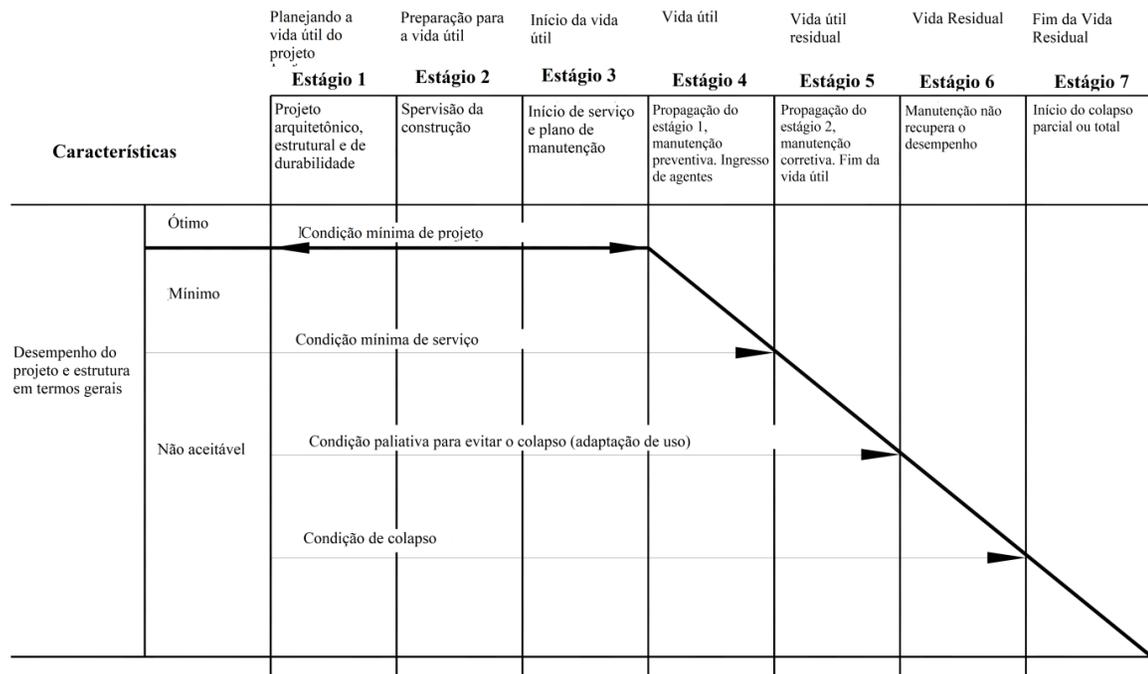


Figura 12. Modelo conceitual de vida útil de uma estrutura (Castro-Borges e Helene, 2018)

Os resultados do diagnóstico em lajes e pilares mostram uma deterioração avançada que se estende a todos os andares do edifício. A extensão, a magnitude e a gravidade das manifestações patológicas mostram que elas estão se desenvolvendo por um período prolongado de tempo, sem a aplicação de manutenção adequada no tempo de vida útil, de forma programada ou sistemática. Com base em toda a análise apresentada anteriormente, deve-se considerar, de acordo com o modelo de vida útil proposto, que o edifício está no “estado 5” e necessita intervenção, ou seja, a deterioração pode e vai continuar e se não forem tomadas medidas corretivas a tempo poderá haver um acidente grave.

4. CONCLUSÕES

Os danos de um edifício do início do século XX em Havana foram diagnosticados. Em geral, os danos causados principalmente pela corrosão dos aços da armadura foram registrados em toda a estrutura. No caso de mezanino e lajes de cobertura, a magnitude das manifestações patológicas presentes nas áreas de cozinhas e banheiros não permite a sua reabilitação através de manutenção de rotina, pois as barras perderam mais de 90% de sua seção.

Considerando que a estrutura é baseada em um sistema apertado, estas lajes podem ser demolidas e substituídas por novos sistemas que aliviam as cargas dos pilares e da estrutura em geral, como vigas e abóbadas, ou outras técnicas de mezanino.

Com relação aos pilares, muitos deles estão fissurados como resultado da corrosão das barras e perfis, no entanto, seus efeitos não são tão significativos e podem ser devidamente reabilitados.

O estado atual de conservação da propriedade não apresenta condições de segurança aceitáveis para continuar com seu uso, sendo necessária a realização de diversas ações de reparo e o desenvolvimento de um plano de manutenção corretiva que permita prolongar a vida útil da estrutura.

5. REFERÊNCIAS

- ACI:562M-16. (2016). *Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary*.
- Andrade, C. and Alonso, C. (2004), *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*. RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion.
- Andrade, C. and D'Andrea, R. (2011), *La resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y de su durabilidad*. Revista ALCONPAT, 1(2): 93-101, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.8>
- Andrade, J. and Dal Molin, D. (2000), *A Case Study about Degradation of Reinforced Concrete Structures in a Marine Macro environment in Brazil*. NDT.net, <http://www.ndt.net/article/v05n02/andrade/andrade.htm>.
- ASTM C876 (2009). *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*.
- ASTM C1152/C1152M-04 (2004), *Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*.
- Azarsa, P. and Gupta, R. (2017), *Electrical resistivity of concrete for durability evaluation: a review*. Advances in Materials Science and Engineering, 2017. <https://doi.org/10.1155/2017/8453095>
- Castañeda, A., Howland, J. J., Corvo, F. and Pérez, T. (2013), *Corrosion of steel reinforced concrete in the tropical coastal atmosphere of Havana City, Cuba*. Quimica Nova, 36: 220-229.
- Castañeda, A. and Rodriguez, M. R. (2014), *Las pérdidas económicas causadas por el fenómeno de la corrosión atmosférica del acero de refuerzo embebido en el hormigón armado*. Revista CENIC Ciencias Químicas, 45: 52-59.

- Castañeda, A., Valdés, C. and Corvo, F. (2018), *Atmospheric corrosion study in a harbor located in a tropical island*. Materials and Corrosion, 1-16. <http://dx.doi.org/10.1002/maco.201810161>
- Castro-Borges, P. and Helene, P. (2007), *Service Life of Reinforced Concrete Structures: New Approach*. ECS Transactions, 9(13): 9-14. <http://dx.doi.org/10.1149/1.2721426>
- Castro-Borges, P., and Helene, P. (2018). *Un enfoque conceptual holístico para la vida de servicio del concreto: división en diferentes etapas de tiempo*. Revista ALCONPAT, 8(3), 280 - 287. doi: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.324>
- Chávez, E., Chab, R. C., Baz, M. S., Castro-Borges, P. and López, T. P. (2013), *Corrosion Process of Reinforced Concrete by Carbonation in a Natural Environment and an Accelerated Test Chamber*. International Journal of Electrochemical Science, 8: 9015-9029.
- Costa, A. and Appleton, J. (2002), *Case studies of concrete deterioration in a marine environment in Portugal*. Cement and Concrete Composite, 24: 169-179.
- Couto, D., Carvalho, M., Cintra, A. and Helene, P. (2015), *Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures*. IBRACON Structures and Materials Journal, 8(3): 365-389. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000300007>
- CYTED (2003), *Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón, reparación, refuerzo y protección*, Red temática XV.B.
- D'Andréa, R. and Andrade, C. (2009), *Predicción de la vida útil de las estructuras mediante el uso de la resistividad como indicador de durabilidad*. In: IETCC (Editor), Aplicaciones prácticas de seguridad y durabilidad de estructuras de hormigón, Buenos Aires. Argentina, pp. 1-31.
- GEOCISA S. A. (2002), *Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura*. In: Geocisa (J. Rodríguez y J. Aragoncillo). Y por el Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" del CSIC (C. Andrade y D Iquierdo) dentro del proyecto de Innovación CONTECVET-IN 309021, pp. 152.
- Gowers, K. R. and Millard, S. G. (1999), *Measurement of Concrete Resistivity for Assessment of Corrosion Severity of Steel Using Wenner Technique*, American Concrete Institute.
- Helene, P. and Castro-Borges, P. (2009), *A novel method to predict concrete carbonation*. Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo, 1(1): 25-35.
- Howland, J. J. (2012), *"Desempeño por durabilidad de las estructuras de hormigón armado"*. Instituto Politécnico de La Habana, Departamento de Ingeniería Civil, 196 pp.
- NACE SP0390 (2009), *Maintenance and rehabilitation considerations for corrosion control of atmospherically exposed existing steel-reinforced concrete structures*.
- Oroza, A. H. and Bouza, D. G., (2015), *Influencia del micro-ambiente en el interior de una edificación sobre la corrosión del acero de refuerzo*. Revista CENIC Ciencias Químicas, 46: 45-55.
- Oroza, A. H., Pimentel, F. R., Parrab, E. P., León, L. M. D. and Amorós, Y. G. (2016), *Development of two analytical methods for determination of water-soluble chlorides and sulfates in the conservation of concrete heritage buildings*. Journal of Building Chemistry, 1: 61-68. <http://dx.doi.org/10.17461/j.buildchem.2016.201>
- Presuel Moreno, F., Liu, Y. and Paredes, M. (2009), *Understanding the Effect of Rebar Presence and/or Multilayered Concrete Resistivity on the Apparent Surface Resistivity Measured via the Four Point Wenner Method*. NACE International.
- Ramezaniapour, A. A., Pilvar, A., Mahdikhani, M. and Moodi, F. (2011), *Practical evaluation of relationship between concrete resistivity, water penetration, rapid chloride penetration and compressive strength*. Construction and Building Materials, 25: 2472-2479. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.069>
- Sanchez, J., Andrade, C., Torres, J., Rebolledo, N. and Fullea, J. (2017), *Determination of reinforced concrete durability with on-site resistivity measurements*. Materials and Structures, 50(41): 1-9. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-016-0884-7>

- Toraya, J. C. (2001), "*500 Años de construcciones en Cuba*". D.V. Chavín, Servicios Gráficos y Editoriales, S.L., Madrid, 557 pp.
- Vera, R., Villarroel, M., Delgado, D., Carvajal, A. M., De Barbieri, F. and Troconis, O. (2009), *Influencia de la Acción del Medio Ambiente en la Durabilidad del Concreto. Parte 2*. Revista de la Construcción, 8(1): 13-23.
- Yu, B., Liu, J. and Chen, Z. (2017), *Probabilistic evaluation method for corrosion risk of steel reinforcement based on concrete resistivity*. Construction and Building Materials, 138: 101–113. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.100>

Inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura: um estudo de caso

L.M.A. Santos^{1*} , L.F. Andrade² , C.H.A.F. Pereira¹ 

* Autor de Contato: laramonalisa.arq@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.413>

Recepção: 30/04/2019 | Aceitação: 24/07/2019 | Publicação: 30/08/2019

RESUMO

O sistema de cobertura de um dos prédios da Universidade de Brasília - DF é caracterizado e avaliado. As principais anomalias existentes nos sistemas de telhado são analisadas e a prioridade de intervenção é sistematizada, a fim de correlacioná-las com as medidas corretivas. Os fatores limitantes para a inspeção das estruturas foram a acessibilidade, bem como a falta de projetos de intervenção. Os resultados obtidos relataram que as principais anomalias encontradas nos sistemas estão relacionadas à falta de manutenção. O estudo traz também, como contribuição, indicações e recomendações técnicas para a resolução de situações.

Palavras-chave: sistemas de cobertura; inspeção de coberturas; patologias de coberturas; anomalias.

Citar como: Santos, L.M.A., Andrade, L.F., Pereira, C.H.A.F. (2019), “*Inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura: um estudo de caso*”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 350 – 363, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.413>

¹ Structures and Civil Construction Graduate Program - Universidade de Brasília, Brasília, Brazil.

² Civil Engineering Department – Universidade de Brasília, Brasília, Brazil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Inspection and evaluation of roofing systems: a case study

ABSTRACT

The roof system of one of the buildings of the University of Brasília - DF is characterized and evaluated. The main existing anomalies in the roof systems are analyzed and the intervention priority is systematized, in order to correlate them with the corrective measures. The limiting factors for the inspection of the structures were accessibility as well as the lack of intervention projects. The results obtained reported that the main anomalies found in the systems are related to the lack of maintenance. The study also brings, as a contribution, indications and technical recommendations for the resolution of situations.

Keywords: roofing systems; roof inspection; roofing pathologies; anomalies.

Inspección y evaluación de sistemas de techado: un estudio de caso

RESUMEN

Se caracteriza y evalúa el sistema de cubierta de una de las edificaciones de la Universidad de Brasília - DF. Se analizan las principales anomalías existentes en los sistemas de cubiertas y se sistematiza la prioridad de intervención, con el propósito de correlacionarlas con las medidas correctivas. Los factores limitantes para la inspección de las estructuras fueron la accesibilidad, así como la falta de proyectos de intervención. Los resultados obtenidos reportaron que las principales anomalías encontradas en los sistemas están relacionadas con la falta de mantenimiento. El estudio trae, además, como contribución, indicaciones y recomendaciones técnicas para la resolución de las situaciones.

Palabras clave: sistemas de cubierta; inspección de cubiertas; patologías de cubiertas; anomalías.

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de cobertura, na maioria dos edifícios, são os que mais recebem a ação de fatores atmosféricos, inclusive, com a constituição de suas partes, projetadas para resistir e definir barreira a essas ações. Desta maneira é coerente definir que as manifestações patológicas decorrentes destes processos são as mais comuns em coberturas. Estudos e análises realizadas por Rocha (2008) em Portugal. Azeredo (1997), Ambrozewicz (2015, p.203) e ASTM D1079 (2016, p.8) descrevem também, este elemento, como parte integrante de sistemas de controle ambiental, ou seja, responsáveis por adequações térmicas e higroscópicas de ambientes.

A principal função de um telhado é isolar um edifício para criar um ambiente interno selado e protegido, por meio de uma barreira contra agentes externos, como temperatura, umidade, chuva, vento e ruído. Existem também ações indiretas, como projeto incorreto ou má execução, que atualmente são as ameaças mais proeminentes para o desempenho de um telhado (Rato, 2003). Para Lopes (2010) essas ações, apesar do surgimento de novos e melhores materiais impermeabilizantes, estão intimamente relacionadas à falta de treinamento dos instaladores e são uma fonte frequente de problemas, como vazamento de água para as camadas subjacentes.

Segundo Ferraz et al., (2016) as atividades de reabilitação e manutenção são fatores-chave para a sustentabilidade dos edifícios, sendo essencial desenvolver uma interpretação correta dos defeitos, apoiada em meios de diagnóstico, com o objetivo de aumentar significativamente os padrões de qualidade dos edifícios e subsequente sua vida útil. Portanto, a identificação, a classificação, e o planejamento de todas as etapas dos processos de inspeção são impreteríveis para o diagnóstico.

O uso de coberturas planas tem ganhado força no setor da construção civil, e há pouca informação sobre a correlação entre os tipos mais comuns de anomalias, as causas mais prováveis, testes de

diagnóstico aplicáveis e as técnicas de reabilitação mais adequadas. As inspeções pretendem identificar as causas e os pré-requisitos de cada anomalia, permitindo durante a fase de uso, maior capacidade de detectar a necessidade de inspeção e, assim, reduzir o risco de anomalias inesperadas (Conceição et al., 2019).

A justificativa que levou a realização da pesquisa, se deu pelo fato dos problemas nos sistemas de cobertura se constituírem em um dos componentes mais elementares de uma edificação, à medida que se caracteriza, juntamente com o fechamento vertical, a principal barreira das edificações contra intempéries. Sendo assim, é feito um estudo do atual estado do sistema de cobertura, por meio de definições das anomalias existentes e a solução de problemas presentes nestes elementos, para garantir o bom funcionamento das construções e conseqüentemente das suas atividades.

2. OBJETIVO

O objetivo principal consiste na caracterização do estado atual e avaliação dos sistemas de cobertura em áreas específicas, com a descrição e classificação das anomalias de um edifício localizado na Universidade de Brasília no Distrito Federal - Brasil.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Assim como qualquer outro sistema que compõe uma edificação, o sistema de cobertura também está passível de sofrer com as manifestações patológicas que passam surgir durante a vida útil da mesma, comprometendo assim, seu nível de desempenho requerido. Infiltrações podem vir a ocorrer quando o sistema de cobertura não possui sua impermeabilização feita de maneira correta ou quando, por algum motivo, ela deixou de agir e passou a abrir espaço para a percolação da água (Frazão, 2015).

Por estas razões e de forma semelhante a outros materiais e elementos de construção, eles devem estar sujeitos a um processo sistemático de inspeção de rotina em que um diagnóstico seja desenvolvido (Walter et al., 2005).

A comunidade científica tem dedicado mais atenção ao vasto campo de inspeção, diagnóstico, manutenção e reabilitação de edifícios, incluindo sistemas para apoiar à inspeção de anomalias (Ferraz, G.T.et al., 2016). Com o intuito de fornecer bons resultados, este processo de inspeção e diagnóstico deve ser planejado e padronizado. Portanto, além de um cronograma, o inspetor deve seguir um conjunto de procedimentos padrões para obter resultados confiáveis.

No estudo realizado por Conceição et al., (2019) onde obteve como análises de dados a inspeção de 105 coberturas planas, e determinou que o uso do sistema de inspeção, diagnóstico e reabilitação criado aumenta a objetividade e eficácia de uma inspeção. O autor também frisa que as fichas de inspeção são necessárias para uma caracterização adequada das anomalias, além de utilizar um dos métodos recomendados durante as inspeções, sendo este o uso de mapeamento. O mapeamento determina a incidência de cada anomalia, bem como a sua gravidade, permitindo a criação de seu projeto de reparo e de outros elementos construtivos.

Conceição et al., (2017) propõe um sistema com classificação de técnicas para diagnosticar anomalias em coberturas planas associadas através de uma matriz de correlação, afirmando que durante a inspeção, todas as anomalias devem ser identificadas e classificadas. O autor caracteriza técnicas de diagnóstico e descreve que os aspectos visuais foram o único critério utilizado para a classificação das anomalias.

3.1 Normativas de inspeção predial

Disponível no Brasil, com o objetivo de auxiliar os profissionais do ramo, tem-se a norma ABNT NBR 5674:2012 Manutenção de Edificações – Requisitos para o sistema de gestão de manutenção

através de procedimentos gerais que devem ser implementados. Para tanto, se faz necessário os procedimentos de manutenção nos elementos das construções durante sua vida útil e anterior a esta fase, inspeções para a avaliação e correta prescrição da manutenção.

A norma ABNT NBR 5674:2012 define que as inspeções devem ser feitas sob um roteiro definido para os sistemas de uma edificação, levando em conta o padrão de degradação e as manifestações esperadas para cada elemento, além das reclamações de usuários.

Outra instituição de referência no Brasil, acerca de inspeção e avaliação de estruturas em Engenharia, é o Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia – IBAPE, sendo esta uma Norma de Inspeção Predial Nacional. O IBAPE define procedimentos de inspeção de edificações com vistas ao que é requerido na ABNT NBR 5674:2012 e na ABNT NBR 15575-1:2013, sobre manutenção de edificações e requisitos gerais de desempenho de edificações habitacionais, respectivamente. Tal normativa, especifica que as inspeções realizadas devem ser classificadas em três níveis de complexidade e posteriormente listado todos os sistemas e elementos a serem vistoriados, por meio de uma sequência sistemática e lógica que leve em consideração a relação entre os componentes.

Tendo posse do proposto anteriormente, parte-se para a vistoria propriamente dita, fase de obtenção *in loco* das reais condições, anomalias e falhas que possam decorrer em manifestações patológicas. Além de definidos as prioridades de tratamento das anomalias e falhas com base em metodologias definidas e apropriadas aos elementos. Tais prioridades determinarão a necessidade de possíveis interdições, totais ou parciais da estrutura (Ibape, 2012).

Também deve ser realizada uma indicação de recomendações técnicas para os problemas, ou seja, como as anomalias e falhas podem ser corrigidas de forma a recuperar as exigências e requisitos mínimos de desempenho a que a estrutura deve seguir.

4. MÉTODO

Para atingir os objetivos do trabalho, o método utilizado para a inspeção será conforme o requerido pela Norma de Inspeção Nacional do IBAPE que define os procedimentos de inspeção de edificações, e a norma ABNT NBR 5674:2012, sob a vistoria e definição de critérios de atribuição de prioridades de intervenção proposto por Morgado (2012) em Portugal. O método é aplicado em um estudo de caso, este sendo um dos edifícios da Universidade de Brasília (UnB).

4.1 Definição do critério para prioridade de intervenção

De maneira simplificada, na metodologia apresentada por Morgado (2012), com relação a inspeção, são identificados *in loco* os elementos de uma cobertura sob a ótica de manutenção e inspeção, os chamados de Elementos Fontes de Manutenção (EFM), para que possam ser registrados e sistematizados as patologias, causas e intervenção que possam vir a ser propostas. Os EFM's podem ser encontrados nas Tabelas 4.1 e 4.2 da dissertação de Morgado (2012).

A cada EFM é associado as possíveis anomalias para cada elemento, para isso são utilizados as Tabelas 4.3; 4.4; 4.5 e 4.6 para as manifestações presente em Morgado (2012).

Cada uma das anomalias identificadas possui 4 critérios para caracterizá-la. A agressividade do meio que está disposta a cobertura, a extensão da anomalia (relativa a área da EFM), o nível de degradação do EFM e a severidade da anomalia. Cada um desses critérios possui uma pontuação para cada nível de degradação e um fator multiplicador para o mesmo. Observar Tabela 1 a seguir para estas informações.

Tabela 1. Proposta de classificação de anomalias em EFM de coberturas de edifícios (Adaptado de Morgado, 2012).

Crítérios	Nível	Descrição	Pontuação	Fator multiplicativo
Agressividade do meio	Reduzido	Meio rural	1	1
	Médio	Meio urbano	2	
	Alto	Zona costeira	3	
Extensão da anomalia	Reduzido	≤ 20%	1	2
	Médio	21 a 70%	2	
	Alto	≥ 70%	3	
Nível de degradação EFM	0	Sem degradação relevante	1	3
	1	Degradação superficial	2	
	2	Degradação moderada	3	
	3	Degradação acentuada	4	
Severidade da anomalia	A	Influência negativa no aspecto estético	1	4
	B	Aumento considerável dos encargos de posteriores ações de manutenção	2	
	C	Diminuição da durabilidade dos elementos	3	
	D	Funcionalidade do edifício afetada	4	
	E	Perigo para a segurança dos utentes	5	

O indicador para o escalonamento das prioridades de intervenção desenvolvido por Morgado (2012) é calculado tendo em consideração o peso de cada anomalia com o pior dos cenários. Cada manifestação tem seu peso calculado conforme a Equação 1 de acordo com os valores presentes na Tabela 2.

$$P_{anomalia} = 1 \times A + 2 \times E + 3 \times D + 4 \times S \quad (1)$$

Em que:

$P_{anomalia}$ = peso de cada anomalia em análise;

A = agressividade do meio;

E = extensão da anomalia;

D = nível de degradação;

S = severidade.

Para determinar o indicador de prioridade de intervenção, o $P_{anomalia}$ é ponderado com o valor correspondente a pior situação possível, conforme a Equação 2.

$$P_{intervenção} = \frac{P_{anomalia}}{\text{Max}(P_{anomalia})} \times 100 = \frac{1xA + 2xE + 3xD + 4xS}{41} \times 100 \quad (2)$$

Em que:

$P_{intervenção}$ = indicador para o escalonamento da prioridade de intervenção;

$P_{anomalia}$ = peso de cada anomalia em análise.

Através da aplicação destes cálculos, é possível determinar diversos valores e percentuais e assim hierarquizar a urgência das ações de manutenção corretiva.

Por último, após a posse da nota $P_{ponderado}$, ela deve ser corrigida para um índice em porcentagem que indica a celeridade exigida para correção do problema, denominado $P_{intervenção}$, em que os intervalos estão presentes na Tabela 2, com uma escala dividida em quatro níveis.

Tabela 2. Proposta de classificação de prioridade de intervenção em EFM de coberturas.
(Adaptado de MORGADO, 2012)

Nível	Prioridade de intervenção	$P_{intervenção}$
1	Ações sem urgência	$24\% \leq P_{intervenção} \leq 40\%$
2	Ações a médio prazo (2 a 5 anos) com necessidade de monitorizar	$40\% \leq P_{intervenção} \leq 60\%$
3	Ações a curto prazo (1 a 2 anos)	$61\% \leq P_{intervenção} \leq 80\%$
4	Ações de prioridade imediata (6 meses)	$P_{intervenção} \geq 80\%$

4.2 Descrição do estudo de caso, estrutura e vedação

Para este trabalho é proposto a inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura do Bloco C - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (ENC) da Faculdade de Tecnologia (FT) da Universidade de Brasília – UnB que possui uma área total de 17.500m² localizada no Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, às margens da via L3. A identificação do Bloco C, em meio a toda FT, encontra-se destacado em vermelho na Figura 1, a seguir:

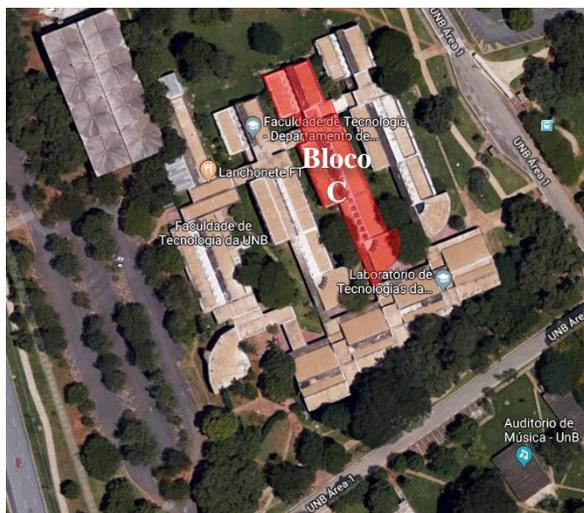


Figura 1. Situação dos Edifícios na Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília; - 15.763476° Latitude e -47.872465° Longitude (Adaptado de Google maps, 2019).

As referidas estruturas estão em uma edificação com grau de complexidade médio, com instalações específicas, como elétrica de alta potência e bombas, não possuindo um plano de manutenção plenamente definido, sendo assim, dentro do exposto, trata-se de uma inspeção de nível 2, de acordo com a norma do IBAPE.

O projeto do sistema de cobertura do bloco C é composta por lajes de concreto armado nervuradas impermeabilizadas nas zonas em que não há telhado e nas regiões em que há a presença deste elemento se faz uso de lajes nervuradas protegido pelas telhas.

Nas zonas de laje impermeabilizada estão os módulos com *shed* para a iluminação zenital, as soleiras e a cobertura do hall de entrada do auditório. Os telhados são os responsáveis por

transportar as águas pluviais até calhas perimetrais de seção retangular, construídas no próprio concreto e impermeabilizadas.

A partir de consultas realizadas na Prefeitura do Campus (PRC) e departamento, verificou-se que não possui um plano de manutenção para o bloco C. A norma do IBAPE, preza como fase preliminar de inspeção tomar junto a usuários e responsáveis pela obtenção de informações e reclamações que tiveram do ambiente.

Os problemas listados pelos usuários, serviram de guia para a definição de áreas de foco nas vistorias. A partir disto, alunos e funcionários do ENC demonstraram grande desconforto relacionado ao sistema de cobertura durante o período chuvoso no Distrito Federal, de setembro a abril.

4.3 Vistoria

Para a realização utilizou-se uma folha com informações gerais da edificação proposto por Morgado (2012), identificado em seu trabalho no Anexo A.4.1. Durante a visita uma segunda folha com a caracterização da cobertura de acordo com a tipologia (cobertura plana ou inclinada pela classificação de Morgado (2012)) e elementos fontes de manutenção.

4.3.1 Descrição das áreas de foco da vistoria

A partir dos projetos fornecidos pelo no Centro de Planejamento Oscar Niemayer (CEPLAN), destaca-se na Figura 2 o atual sistema de cobertura do bloco C, respectivamente o Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – ENC, e as áreas de focos representadas.



Figura 2. Destaque na planta de situação para a área construída (Adaptado de CEPLAN, 1973).

As queixas concentram-se sobre infiltrações no corredor de sala de aula do ENC (área foco 1, 2 e 3) mostrado na Figura 3, na sala de aula CT 25/15 (área foco 4) com vertimento de água na parede, que segundo usuários vem do encontro entre a viga que sustenta a cobertura e a alvenaria, figura 4. E por fim, no bloco C – ENC, há queixas acerca dentro do Auditório do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, no centro da sala, também junto a vigas que sustentam a cobertura (área foco 5) Figura 5.

4.3.2 Problemas identificados

O sistema de cobertura avaliado do bloco C – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental apresenta-se generalizadamente sujo, com formações de fungos, especialmente próximo as árvores que margeiam a edificação. Tais manifestações tem origem por fatores da dinâmica da natureza da envoltória. Há de se salientar que as causas e manifestações apresentadas são apenas hipóteses prováveis e determinadas a partir da inspeção tátil visual que ocorreu durante a visita *in loco*.

a) Área de Foco 1, 2 e 3

Na visita interna realizada no dia 30/10/2018 no período da manhã, após um período de chuva, percebeu-se infiltrações no teto do corredor das salas de aulas (área 1, 2 e 3), mesmo depois que chuva já havia cessado, como demonstrado na Figura 3 e Figura 4. As goteiras são múltiplas e estão dispersas numa ampla área do teto.



Figura 3. Goteiras no forro do teto do corredor com bolor, manchas de umidade e descascamento do revestimento.



Figura 4. Telhado deformado com acúmulo de água e presença de detritos.

b) Área de Foco 4

Outro grande gerador de reclamações no Bloco C são as infiltrações na sala de aula CT 25/15 (área 4) do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. As imagens fornecidas foram feitas na manhã do dia 29/10/2018, após uma noite chuvosa. Nas imagens da Figura 5 e Figura 6 destaca-se que as infiltrações possuem fluxo de água com origem na transição viga-alvenaria no interior da sala, e na extremidade da zona de vistorias, próximo a zona de foco 4, há uma junta estrutural sem indícios de selante para impedir a passagem de água.



Figura 5. Escorrimento de água na interface viga-alvenaria



Figura 6. Junta estrutural sem selante

c) Área de Foco 5

Outro local em que foi expresso situações de desconforto relacionado a perda de desempenho de estanqueidade da cobertura, foi o auditório do ENC (área 5). A vistoria interna foi realizada no dia 13/11/2018 para a verificação de infiltrações relatados. É possível constatar junto a uma viga do teto do auditório marcas de goteiras recém-secas, inclusive com as poças provenientes ainda no

piso. A Figura 7 e Figura 8 a seguir ilustra tais manchas que indicam o caminho da água e a formação de poças de água.



Figura 7. Manchas de umidade no teto em destaque



Figura 8. Poças de água formadas pela goteira

d) Áreas que influenciam no desempenho do sistema

Estas áreas foram descobertas a partir da realização da inspeção externa *in loco*, tais áreas influenciam no desempenho do sistema pelo aparecimento de anomalias.

Nos *sheds* e na cobertura do hall de entrada do auditório a cobertura não possui telhado, apresentando-se em lajes maciças impermeabilizadas, figura 9, figura 10 e figura 11. Os *sheds* presentes na cobertura apresentam-se do ponto de vista estrutural, bem como desempenho do elemento de sistema de cobertura em boas condições, apenas com sujidades superficiais incrustadas.

Na estrutura de suporte não possui sinais que indique impermeabilização posterior após a retirada do telhado. Foram verificadas fissuras de retração na maior parte por toda a laje e em alguns locais pequenas desagregações de concreto. As juntas existentes ao longo do comprimento da laje, bem como entre as lajes e as calhas apresentam-se bastante degradadas, sem sinal de elementos de enchimento e selante, com acúmulo de água.



Figura 9, Figura 10 e Figura 11. Estrutura de suporte sem telhado / Claraboias.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Prioridade de intervenção das anomalias do Bloco C

A seguir, é apresentado a Tabela 3 com as anomalias existentes no bloco C, com indicação da sigla e descrição, conforme as Tabelas 4.3, Tabela 4.4, Tabela 4.5 e Tabela 4.6 presentes na metodologia descrita na dissertação de Morgado (2012).

Tabela 3. Identificação das anomalias existentes no Bloco C para a prioridade de intervenção (Autor, 2018).

EFM	Sigla Anomalia	Descrição
Revestimento (Telhado)	A-R 1	Deformação acentuada do revestimento
	A-R 4	Acumulação de detritos e sujidade superficial
	A-R 7	Desenvolvimento de vegetação parasitária
Estrutura de suporte (apenas laje descoberta)	A-E 2	Fissuração
	A-E 3	Sujidade superficial e acumulação de detritos
	A-E 4	Degradação biológico por efeito de fungos, insetos xilófagos
	A-E 5	Desagregação
	A-E 10	Umidade
Claraboias	A-V 1	Sujidade superficial e acumulação de detritos
Sistema de drenagem (calhas e tubos de queda)	A-D 1	Sujidade superficial e acumulação de detritos
	A-D 2	Manchas de água
	A-D 3	Acumulação de água
	A-D 5	Fraturas ou fissuras na calha
	A-D 9	Inexistência de ralos

A seguir, na Tabela 4 e Tabela 5 o procedimento para definição da prioridade de intervenção das anomalias.

Tabela 4. Procedimento para definição da prioridade de intervenção da cobertura do Bloco C (Autor, 2018).

EFM	Anomalia	Agressividade do meio		Extensão	
		Nível	Pontuação	Nível	Pontuação
Revestimento (Telhado)	A-R 1	Médio	2	Médio	2
	A-R 4	Médio	2	Alto	3
	A-R 7	Médio	2	Médio	2
Estrutura de suporte (apenas laje descoberta)	A-E 2	Médio	2	Médio	2
	A-E 3	Médio	2	Alto	3
	A-E 4	Médio	2	Reduzido	1
	A-E 5	Médio	2	Reduzido	1
	A-E 10	Médio	2	Alto	3
Claraboia	A-V 1	Médio	2	Alto	3
Sistema de drenagem (calhas e tubos de queda)	A-D 1	Médio	2	Alto	3
	A-D 2	Médio	2	Alto	3
	A-D 3	Médio	2	Médio	2
	A-D 5	Médio	2	Reduzido	1
	A-D 9	Médio	2	Alto	3

Tabela 5. Continuação (Autor, 2018).

Anomalia	Nível de Degradação		Severidade das anomalias		P _{ponderado}	P _{intervenção}	Prioridade de Intervenção
	Nível	Pontuação	Nível	Pontuação			Nível
A-R 1	2	3	B	2	23	56%	2
A-R 4	1	2	A	1	18	44%	2
A-R 7	1	2	B	2	20	49%	2
A-E 2	2	3	D	4	31	76%	3
A-E 3	1	2	B	2	22	54%	2
A-E 4	1	2	B	2	18	44%	2
A-E 5	2	3	D	4	29	71%	3
A-E 10	1	2	A	1	18	44%	2
A-V 1	0	1	A	1	15	37%	1
A-D 1	2	3	D	4	33	80%	4
A-D 2	1	2	A	1	18	44%	2
A-D 3	2	3	B	2	23	56%	2
A-D 5	2	3	D	4	29	71%	3
A-D 9	2	3	D	4	33	80%	4

Ressalta-se que os critérios de agressividade do meio, extensão, nível de degradação e severidade das anomalias foram atribuídos a cada uma das anomalias de acordo com o observado na vistoria externa.

Percebe-se pelos níveis de prioridade encontrados que a maior parte dos problemas estão no nível 2, ou seja, sem necessidade de reparo imediato, com ações de médio prazo (2 a 5 anos), porém com monitoramento constante da situação para verificar a evolução das anomalias. A claraboia, por exemplo, está em boa situação e com nível de intervenção 1, ou seja, não possui ações de urgência. Há que se preocupar com as manifestações com critério de prioridade de intervenção nível 3, como as fissuras na laje suporte, pequenas desagregações no concreto desta e as fissuras nas calhas e suas juntas, que exigem ações de curto prazo, no espaço de 1 a 2 anos no máximo.

Certamente as ações que demandam ação imediata, no período de até 6 meses e classificadas no nível 4 é a acumulação de detritos e sujidades nas calhas, indicando uma necessidade de limpeza imediata, o que é plenamente comprovado inclusive pela enormidade de folhas verificados nos elementos, obstruindo a passagem de água.

As infiltrações verificados pelos usuários estão provavelmente relacionados as juntas e fissuras na laje portante, e no critério de prioridade de intervenção acima tais manifestações ficaram no nível 3, que requer ações de curto prazo, não no nível 4 - imediatas, como seria de se pensar, o que é explicado por estes problemas não serem de grande extensão e sua severidade não ser tão acentuada a ponto de significar riscos mais graves aos usuários. Ainda assim, recomenda-se que estes problemas sejam analisados e solucionados por equipes de manutenção tão logo possível, pois podem representar grandes transtornos a comunidade acadêmica, se de fato forem as fontes das infiltrações.

Além das tabelas e soluções apresentadas, também foram analisadas anomalias que obtiveram maiores níveis de prioridade de intervenção. A figura 12 a seguir, mostra a contribuição relativa de cada anomalia para a amostra total de anomalias detectadas na cobertura plana, também permite aferir o nível de prioridade de intervenção das anomalias pelos EFM.

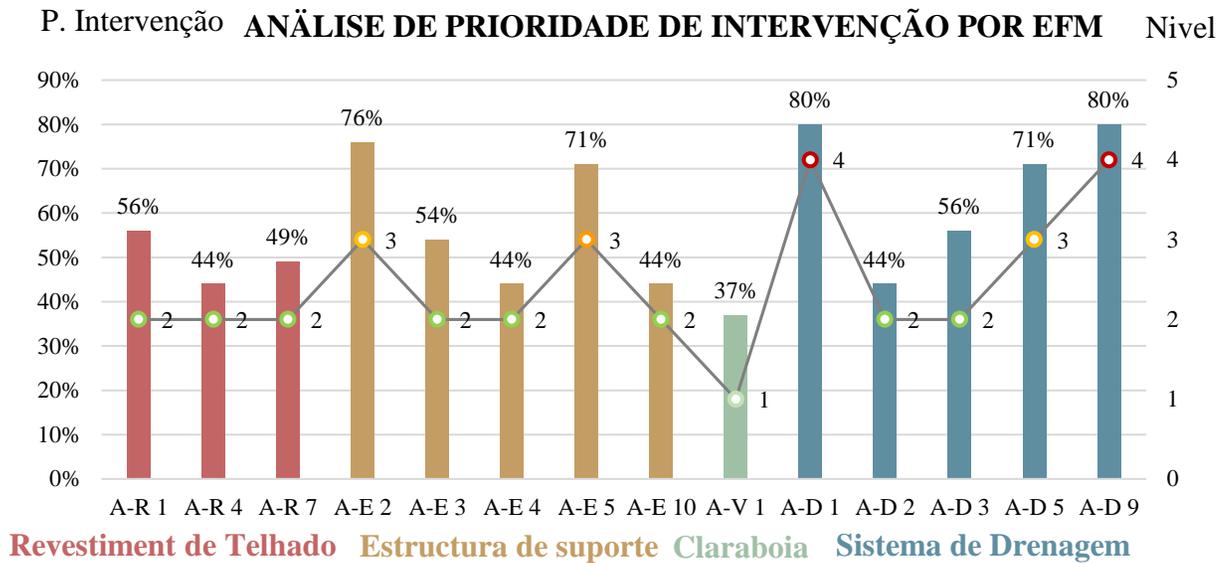


Figura 12. Prioridade de intervenção por EFM (Autor, 2018).

Percebe-se que a Estrutura de Suporte e o Sistema de drenagem obtiveram os maiores Níveis de prioridade de intervenção. Isto significa que para os níveis 3 e os níveis 4 encontrados nos EFM resultou em uma Prioridade de Intervenção na faixa de 70% a 80%.

Na figura 13 é apresentado um gráfico com a distribuição dos níveis de prioridade de intervenção. Vale destacar que o nível 3 exige ações de curto prazo, e concentram um total de 27% das anomalias, enquanto o nível 4 são ações de prioridade imediata obteve-se um total de 20%. Sendo assim, a prioridade de intervenção dada do nível 3 e nível 4 correspondem a quase 50% do total das anomalias observadas, concentradas em fissurações, desagregações, sujidades superficiais e pontos com inexistência de ralos.

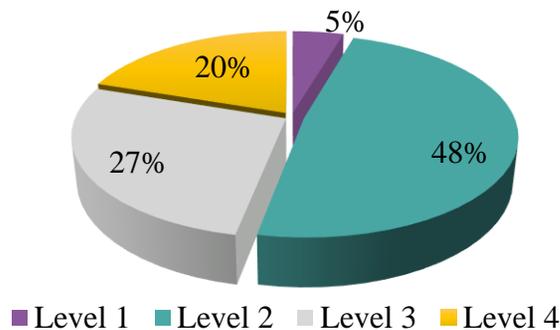


Figura 13. Distribuição dos níveis de prioridades de intervenção das anomalias detectadas (Autor, 2018).

Morgado (2012) apresenta a aplicação do método em coberturas planas de Portugal, e obteve resultados com maiores níveis de anomalias para o nível 2 e nível 3 justificando com dois aspectos; sendo um por um lado o fato de as anomalias de maior incidência terem sido anomalias estéticas e perda de aderência e fixação (sujidade superficial, acumulação de detritos e vegetação parasitária/ colonização biológica, diferenças de tonalidade e pequenas manchas de corrosão), e, por outro, quando as anomalias não são estéticas, elas podem ser pontuais, com níveis de degradação e severidade reduzidos. As anomalias estéticas estão associadas ao aspecto visual e não a segurança ou fissuração dos elementos fontes de manutenção, razões observadas que lhes conferem menores valores na análise de multicritério em causa.

Tal fato é apresentado no trabalho de Poça (2015), onde as principais anomalias detectadas por meio das inspeções estão relacionadas ao acúmulo de detritos, colonização biológica e desgaste superficial, sendo responsáveis por mais de 50% das anomalias. Resultados encontrados por Conceição et al. (2019) também analisaram que as principais anomalias detectadas foram devido à falta de manutenção resultando no desenvolvimento de acumulação de detritos e no crescimento biológico.

Uma abordagem interessante a ser destacada, é a respeito do desenvolvimento de sistemas de gestão integrada ao edifício. Autores como Ferraz, G.T. et al., (2005), faz um enquadramento dos métodos de avaliação da patologia em elementos não-estruturais de edifícios. Ressalta que, na reabilitação de edifícios, a maioria das ocorrências de anomalias em elementos não estruturais pode ser resolvida de forma sistêmica. Usando dados das inspeções, o cruzamento de informações, em um sistema de gestão integrada de um edifício, um inspetor pode diagnosticar a anomalia e definir a melhor técnica de reparação, e com isso, aumentar a vida útil expectável do edifício.

Logo, ao ocorrerem anomalias que podem afetar o funcionamento correto de uma cobertura, técnicas de diagnóstico devem ser usadas para localizar a origem da anomalia, de modo a avaliar a técnica de intervenção mais adequada e as possíveis reparações da estrutura.

6. CONCLUSÕES

A inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura neste estudo de caso do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília pôde caracterizar, avaliar e identificar de maneira satisfatória uma das principais anomalias que acomete os usuários do edifício e relacionados a esta parte da construção, as infiltrações.

Foram encontrados nos referidos sistemas de cobertura parte da laje de suporte apresentando desagregações, fissuras e sem sinais de impermeabilização, que deveria ter sido feito após a retirada arbitrária de parte do telhado, além de calhas com bastante sujidades, acúmulos de detritos e juntas de movimentação sem preenchimento de selante, prejudicando a estanqueidade dos elementos.

As situações que demandam solução rápida no bloco C estão concentradas em; sujidades e acúmulo de detritos nas calhas e instalação de elementos de proteção na entrada dos tubos de queda, recomendando-se também resoluções para as juntas e fissuras na laje descoberta. Os sistemas de ventilação e iluminação (*sheds*) apresentam um bom estado de conservação.

As infiltrações são bastante incômodas nas épocas de chuva, impactando diretamente na vida acadêmica, seja no conforto dos espaços de aula, seja em interdições nos espaços de locomoção ou no andamento de pesquisas e ensaios.

Percebeu-se por meio dos resultados encontrados, que devem ser solucionados de imediato as anomalias obtidas pelo critério de prioridade de intervenção, nível 3 e nível 4, sendo que estas ações quando somadas, representam valores de aproximadamente 50% do total das anomalias observadas. A Estrutura de Suporte e o Sistema de Drenagem apresentaram os maiores índices e as maiores quantidades de anomalias. Sendo assim, os principais focos da intervenção.

É necessário que a gestão de manutenção responsável pelos edifícios se adeque a ABNT NBR 5674:2012, de forma a implantar um plano de manutenção com caráter periódico que possa identificar problemas e resolvê-los de maneira mais efetiva, evitando transtornos recorrentes a comunidade acadêmica, inclusive, a medida que anomalias são identificadas rapidamente, em fases iniciais são, geralmente, de reparo mais barato.

Destaca-se que o foco deste trabalho não foi a explicação de causas e atribuição de responsabilidades, o que configuraria uma perícia, mas tão somente a caracterização do estado atual dos sistemas de cobertura que foram objeto da vistoria e inspeção, tendo como foco identificação de problemas e indicações e recomendações técnicas para a resolução das situações.

7. REFERÊNCIAS

- Ambrozewicz, P. H L (2015), “*Construção de edifícios do início ao fim da obra*”. 1ª Edição. São Paulo: PINI.
- ASTM D1079 - American Society for Testing and Materials (2016). *Standard Terminology Relating to Roofing and Waterproofing*. Pensilvânia.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). *NBR 5674: Manutenção de edificações – Requisitos para o Sistema de gestão de manutenção*. Rio de Janeiro.
- Azeredo, H. A (1997), “*O Edifício até sua Cobertura*”. 2ª Edição. São Paulo: Edgard Blücher.
- Conceição, J. et al (2019), *Data Analysis of Inspection, Diagnosis, and Rehabilitation of Flat Roofs*. Journal Of Performance Of Constructed Facilities, [s.l.], v. 33, n. 1, p.04018100-0401810014, American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0001252](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001252).
- Conceição, J. et al (2017), *Inspection, Diagnosis, and Rehabilitation System for Flat Roofs*. Journal Of Performance Of Constructed Facilities, [s.l.], v. 31, n. 6, p.137-148. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0001094](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001094).
- Ferraz, G. T. et al (2016), *State-of-the-Art Review of Building Inspection Systems*. Journal Of Performance Of Constructed Facilities, [s.l.], v. 30, n. 5, p.04016018-04010188. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0000839](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000839).
- Ferraz, G. T. et al (2015), *Integrated management systems building technique: inspection and repair of non-structural elements*. Revista Alconpat, [s.l.], v. 5, n. 2, p.137-148. Revista ALCONPAT. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v5i2.83>.
- Frazão, Julie Cristie Faria (2015), “*Patologias Relacionadas às Coberturas: Estudo de caso em edificações unifamiliares de interesse social na cidade de Campo Mourão*” - PR. 2015. 53 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão.
- Google Maps. Disponível em: <<http://mapas.google.com>> Acesso em 12 jan. 2019.
- IBAPE - Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia (2012). *Norma de inspeção predial nacional*. São Paulo.
- Lopes, G. (2010). “*Waterproofing coatings on flat roofs*”, LNEC, Lisbon, Portugal.
- Morgado, João Nicolau Pires Lopes Veiga (2012), “*Plano de inspeção e manutenção de coberturas de edifícios correntes*”. 267f. Dissertação de Mestrado – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- NBR 15575-1 (2013). *Edificações habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*. Rio de Janeiro.
- Poça, Bruno João Fernandes (2015), “*Recuperação do edificado afeto ao Exército. Tecnologia e reabilitação de coberturas em terraço*”. 2015. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Militar, Técnico Lisboa, Portugal.
- Walter, Ana; BRITO, Jorge de; LOPES, Jorge Grandão (2005), *Current flat roof bituminous membranes waterproofing systems – inspection, diagnosis and pathology classification*. Construction And Building Materials, [s.l.], v. 19, n. 3, p.233-242. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.05.008>.
- Rato, Vasco; BRITO, Jorge de (2003), *Exigências Funcionais das Coberturas Inclinadas*. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/282251188>>. Acesso em: 29 abr. 2019.
- Rocha, Pedro Tomé da (2008), “*Anomalias em coberturas de terraço e inclinadas*”. 179f. Dissertação de Mestrado – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.