

Revista **ALCONPAT**

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

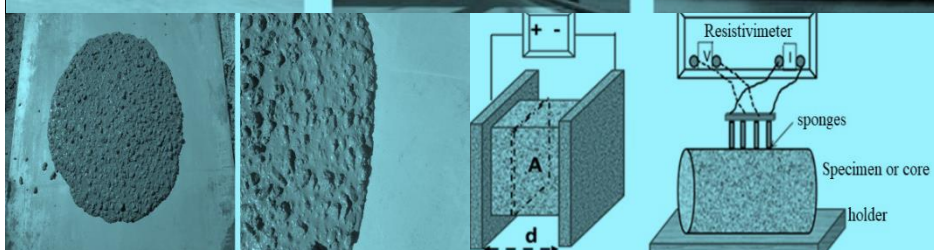
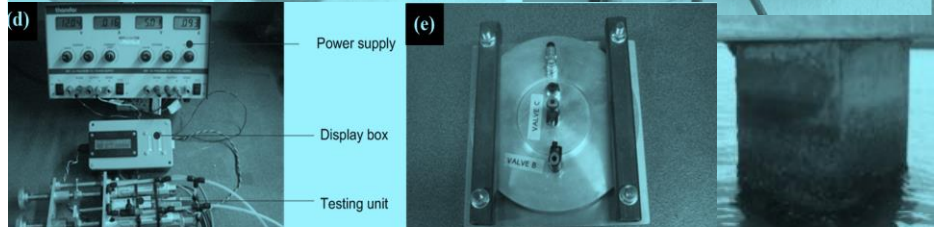
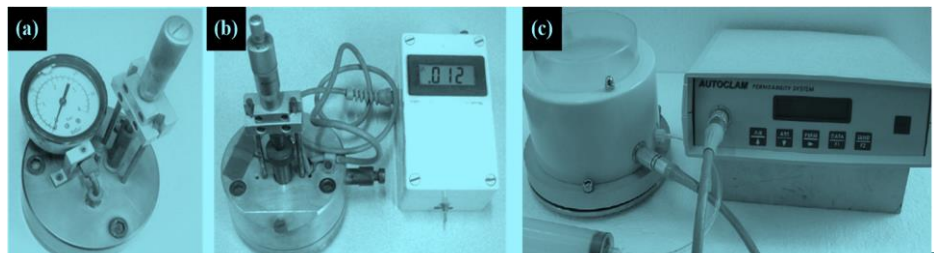
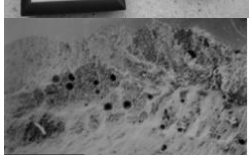
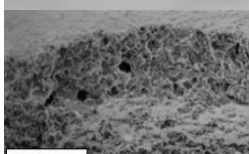
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3>
editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volume 8

Setembro – Dezembro 2018

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 Perdrix, **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:

Arq. Margita Kliewer
Universidad Católica “Nuestra Señora de la Asunción”
Asuncion, **Paraguay**

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 LATINOAMERICANA DE
CONTROLE DA QUALIDADE, PATOLOGIA E
RECUPERAÇÃO DA CONSTRUÇÃO**

<http://www.revistaalconpat.org>

É motivo de muita satisfação e alegria para a equipe da Revista ALCONPAT ver publicada a terceira edição do nosso oitavo ano de divulgação.

O objetivo da revista é publicar estudos de caso, produção de citações (pesquisa básica e aplicada, revisões) e pesquisa documental, relacionadas aos temas de nossa associação, a saber, controle de qualidade, patologia e recuperação de construções.

Em 2017, foi realizado um workshop sobre a previsão da vida útil do concreto armado no CONPAT 2017, em homenagem a Carmen Andrade por seu 70º aniversário e frutífera carreira profissional. Como consequência, e como parte da celebração, o V8 N3 da RA é uma edição especial sobre questões relacionadas à vida útil das estruturas de concreto em homenagem a ela. Esta edição começa, precisamente, com uma recontagem de eventos históricos na área da corrosão e durabilidade, que ampliou o conhecimento desde o final do século passado, que Carmen viveu e narra em detalhe.

O primeiro trabalho nesta edição vem da **África do Sul**, onde Mark Alexander apresenta uma visão internacional do conhecimento atual e progresso no projeto de vida útil e modelagem de estruturas de concreto. Ele explora por que a modelagem de vida útil é necessária e indica que as demandas modernas de longevidade, durabilidade e sustentabilidade das estruturas de concreto não podem ser atendidas sem um modelo de vida útil. Aborda as abordagens atuais de projeto e especificação de durabilidade e conclui que é imperativo avançar em direção a abordagens baseadas em desempenho para avançar. O documento reconhece que as bases filosóficas já estão em vigor na forma de formulações gerais de código, mas que elas devem se tornar abordagens úteis.

No segundo artigo, do **Reino Unido-China**, M. Basheer e colegas fazem uma revisão de técnicas, destacando os desafios e oportunidades para avaliar as propriedades de transporte de concreto de alto desempenho. Eles confirmam que a caracterização in situ das propriedades de permeabilidade do concreto é o meio mais viável para avaliar a durabilidade e tem se tornado cada vez mais importante nos últimos 20 anos. Eles mostram e descrevem uma variedade de métodos que fornecem uma gama de parâmetros, tais como permeabilidade ao ar, absorção de água, absorção capilar e o coeficiente de migração de cloretos.

No terceiro artigo da **Espanha**, Carmen Andrade descreve o uso da resistividade elétrica do concreto como parâmetro de desempenho para durabilidade. Carmen menciona que os códigos atuais ainda têm requisitos prescritivos para o projeto de durabilidade

do concreto com base na resistência à compressão e disposições relacionadas ao teor de cimento e à relação água / cimento. Para corrosão do reforço, os códigos também especificam as larguras máximas de fissuras por flexão. No entanto, as tendências modernas especificam o desempenho mais do que as características do concreto. Essa abordagem de desempenho requer a definição de um parâmetro de controle de durabilidade, como o coeficiente de difusão de cloreto, com seu teste correspondente e o modelo para prever o tempo de corrosão do aço.

O quarto artigo, de Pedro Castro Borges e Paulo Helene, vem do **México-Brasil**; eles analisam e discutem um modelo conceitual que considera a natureza holística da vida de concreto armado serviço, mas a divide em sete estágios de tempo que podem ser comparados, para fins de compreensão, com um ser humano. O documento discute os diferentes estágios de tempo do modelo, bem como os motivos pelos quais os modelos de previsão podem falhar.

O quinto trabalho nesta edição é escrito por Enio Pazini e Carmen Andrade, do **Brasil-Espanha**. Eles avaliam a influência de cinco tipos diferentes de revestimentos aplicados em quadro para o coeficiente de difusão aparente de oxigênio ($D_{ap}(O_2)$) e a corrosão (I_{corr}) em comparação com um revestimento consistindo de uma argamassa de cimento e areia. Os valores do coeficiente de difusão aparente ($D_{ap}(O_2)$) variaram de $2,1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$, a $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, causando variações na intensidade das medições de corrosão (I_{corr}), devido ao controle de corrosão pelo processo catódico.

No sexto trabalho, da **Argentina**, Yuri Villagran e colegas apresentam uma análise dos dados experimentais de betão relativamente convencional para a taxa de absorção capilar e a penetração de água sob pressão, comparar estes parâmetros com a taxa de difusão de cloreto de especial em laboratório e num ambiente marinho real. Os resultados mostram as limitações de ambos parâmetros como índices prescritivos, com a velocidade de absorção capilar apresentando algumas vantagens sobre a penetração de água sob pressão.

No sétimo trabalho, da Venezuela-México, Oladis Troconis de Rincón e colegas, avaliam a correlação entre a largura de fissura produzida pela corrosão e a taxa de corrosão aparente (i_{CORR}) de amostras de concreto armado, expostas há mais de 6 anos a um ambiente marinho tropical na estação de La Voz, Venezuela. Uma correlação empírica foi estabelecida entre a velocidade de propagação da fissura superficial e i_{CORR} , o que poderia ajudar a estimar o valor da i_{CORR} , se valores médios da largura máxima da fissura do elemento estiverem disponíveis, corroendo durante um período de monitoramento de pelo menos um ano.

O oitavo artigo, de Paulo Helene e colegas, vem do **Brasil**; apresentam resultados de controle de resistência à compressão de concreto com padronização brasileira, bem como comparações com os controles propostos pela ACI 318-14 e EN 206. Para este artigo foi realizado um estudo de caso real, onde foi utilizada uma dosagem de concreto com $f_{ck} = 40\text{MPa}$, auto-consolidável, produzido durante 2 anos e

9 meses e aplicado na estrutura de um empreendimento na cidade de São Paulo.

O artigo que encerra a edição é de Miguel Martínez e colegas do **México-Estados Unidos**, que apresentam um teste de carga e uma análise de qualificação em um píer danificado pela corrosão no Golfo do México para avaliar sua integridade estrutural. Os resultados mostraram que os danos causados pela corrosão não representaram uma ameaça estrutural extrema; no entanto, descobriu-se que os elementos estruturais de vários pilares estão atualmente sobrecarregados e precisam ser reforçados externamente. Os procedimentos para teste, análise e manipulação de dados são descritos.

Esta terceira edição termina com a notícia de que a RA atendeu aos requisitos de qualidade para continuar a ser uma revisão internacional da avaliação do CONACYT.

Como um fato interessante, esta edição aumenta o número de artigos de acordo com a tendência esperada. Da mesma forma, a natureza internacional da RA com artigos da Argentina, Brasil, China, Espanha, Estados Unidos, México, Reino Unido, África do Sul e Venezuela é novamente manifestada, sendo quatro deles colaborações internacionais, o que, naturalmente, aumentará o impacto da RA.

Estamos confiantes de que os artigos desta edição serão uma referência importante para os leitores envolvidos com questões de modelagem e vida útil. Agradecemos aos autores que participaram desta edição por sua disposição e esforço em apresentar artigos de qualidade e atender aos prazos estabelecidos.

Para o Conselho Editorial



Pedro Castro Borges
Editor chefe

BREVE NOTAS HISTÓRICAS

C. Andrade¹

¹International Center for Numerical Methods in Engineering. CIMNE. UPC, Spain.
candrade@cimne.upc.edu

RESUMO

Aniversários são uma boa desculpa para fazer alguns resumos de eventos históricos. Muito brevemente, alguns avanços da pesquisa inicial na especialidade de corrosão de reforço que começou nos anos 60 estão resumidos. O uso de técnicas eletroquímicas foi um marco que permitiu, a partir da década de 1970, estudar o efeito de cada variável com muito mais rigor. Os estudos sobre vida de serviço começaram na década de 1980, embora não fossem de interesse geral até a década seguinte. A partir de 1990, os Comitês RILEM e o Programa Ibero-americano de Corrosão de CYTED ampliaram o conhecimento de forma tão ampla que, no século XXI, o assunto atraiu muito interesse de pesquisa.

Palavras-chave: técnicas eletroquímicas; vida de serviço; corrosão; reforço.

BRIEF HISTORICAL NOTES

ABSTRACT

Anniversaries are a good excuse to make some summaries of historical events. Very briefly, some advances made from the initial research in the speciality of reinforcement corrosion which started in the 60's are summarized. The use of electrochemical techniques was a milestone which enabled, from the decade of the 1970, to study the effect of each variable with much more rigour. The studies on service life started in the decade of 1980, although they were not of general interest until the next decade. From 1990 RILEM Committees and the Iberoamerican Program on Corrosion of CYTED extended the knowledge so widely that in the XXI century the subject attracts much research interest.

Keywords: electrochemical techniques; service life; corrosion; reinforcement.

BREVES NOTAS HISTÓRICAS

RESUMEN

Los aniversarios son una buena excusa para hacer algunos resúmenes de eventos históricos. Muy brevemente, se resumen algunos avances realizados a partir de la investigación inicial en la especialidad de la corrosión por armadura que comenzó en los años 60. El uso de técnicas electroquímicas fue un hito que permitió, desde la década de 1970, estudiar el efecto de cada variable con mucho más rigor. Los estudios sobre la vida útil comenzaron en la década de 1980, aunque no fueron de interés general hasta la próxima década. A partir de 1990 los Comités RILEM y el Programa Iberoamericano de Corrosión de CYTED ampliaron el conocimiento de manera tan amplia que en el siglo XXI el tema atrae mucho interés de investigación.

Palabras clave: técnicas electroquímicas; vida de servicio; corrosión; reforzamiento.

1. INTRODUÇÃO

A corrosão da armadura é atualmente um dos temas em que mais recursos são investidos para investigar e também é reconhecido como o principal problema para a durabilidade do concreto. Tenho acompanhado o desenvolvimento deste campo de pesquisa desde o início, primeiro é feito um relato muito breve de alguns marcos de pesquisa de forma histórica cronológica, antes de desenvolver o assunto sobre o qual está pesquisadora contribui para esta edição especial.

2. INVESTIGAÇÕES ATÉ 1980

Quando se iniciou esta pesquisa por sugestão do Sr. José Calleja no Instituto de Construção e Cimento "Eduardo Torroja", não havia mais do que 30 citações em toda a bibliografia consultada (Gouda e Monfore, 1965; Stratfull, 1964; Cigna et al. 1966). Sua sugestão surge por ter sido detectado corrosão devido ao uso de CaCl_2 para acelerar a cura do concreto. A corrosão das armaduras era uma questão de interesse completamente irrelevante na década de 1960-70, já que o ambiente construído em concreto armado era limitado.

Na minha dissertação de mestrado e na minha tese de doutorado (Hausmann, 1964) estudei um total de 8 cimentos com adições de CaCl_2 e NaNO_2 , este último como um possível inibidor de corrosão, fabricando vigas protendidas de 2 m de comprimento com 6 vergalhões incorporados. Os resultados mostraram claramente o efeito corrosivo do CaCl_2 e a capacidade inibitória do nitrato. Para medir a corrosão, a técnica de medição não-destrutiva chamada Resistência de Polarização foi aplicada pela primeira vez em concreto, que seria mais tarde reconhecida juntamente com outros resultados novos do RILEM quando a autora recebeu a Medalha Robert L'Hermite.

A Fig. 1 mostra os corpos de prova utilizados na tese da autora, como curiosidade, são mostrados no lado direito os dispositivos utilizados na medição, um dos quais já havia sido utilizado na dissertação e outro, o galvanostato indicado com um G na foto, foi fabricado por José M^a Tobio do IETcc com os desenhos produzidos por Sebastián Feliú da CENIM, que foi quem sugeriu usar o R_p , até então uma nova técnica de medição.

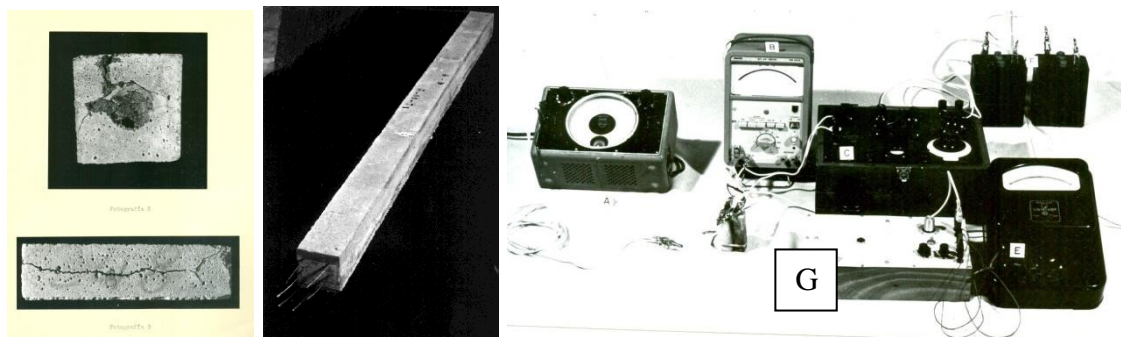


Figura 1. Os corpos de prova corroídos utilizados durante a tese da autora (Hausmann, 1964) apresentada no ano de 1973 na Universidade Complutense de Madri. Aparelho utilizado na tese de doutorado (Andrade, 1973)

As técnicas que foram aplicadas até aquele momento para estudar a corrosão da armadura foram de tipo acelerado, principalmente as curvas de polarização (Gouda e Monfore, 1965) que foram incorporadas em um ensaio potenciostático proposto por Kaesche e Baümel (Andrade, 1970; Andrade, 1978) posteriormente padronizado pela DIN e pelo CEN para a detecção de substâncias corrosivas em aditivos para concreto.

Destacam-se também, nesses anos, os trabalhos de Hausmann (Andrade, 1978) que estabelecem a relação crítica de cloretos em relação ao pH do concreto a um valor de $\text{Cl} / \text{OH} = 0,6$. Valor que

permaneceu válido até hoje. Também as obras de Gouda (Gouda e Monfore, 1965) e Treadaway (Kaesche, 1959) se baseiam em técnicas eletroquímicas para detectar a corrosividade dos aditivos e a proteção dos inibidores.

3. DÉCADAS DE 1980-2000

O uso de técnicas eletroquímicas foi um marco fundamental que permitiu (Baumel, 1959), a partir de 1970, abordar os estudos com muito mais rigor sobre o efeito de cada variável. Foi assim que começaram a estudar os efeitos da carbonatação (González, Algaba e Andrade, 1980) e os possíveis métodos para evitar a corrosão, principalmente galvanização a quente, inibidores, revestimentos epóxi para reforços e proteção catódica.

No entanto, na década de 1980, foi abordado o cálculo da vida útil, que não foi objeto de atenção geral até 1990. Assim, K. Tuutti publica sua tese de doutorado (González, Algaba e Andrade, 1980) em 1982 com a diagrama mostrado na Fig. 3 e que articulou todos os estudos subsequentes. A Fig. 3 também mostra K. Tuutti durante uma reunião do Comitê RILEM 60-CSC- “Corrosion of Steel in Concrete” (Tuutti, 1982). Tanto esta comissão como as subsequentes, bem como o Subprograma "DURAR" de CYTED (Schiessl, 1988) e a publicação de Page e Treadaway na Nature (Page e Treadaway, 1982) supuseram uma revelação do problema em seus aspectos básicos que contribuíram significativamente para a multiplicação de congressos e publicações.

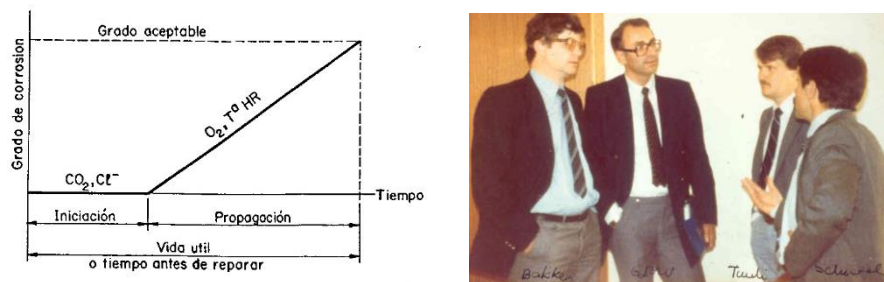


Figura 3. Esquerda: diagrama de tempo de vida de Tuutti. Direita: da esquerda para a direita Rob Bakker (Holanda), O. Gjørsv (Noruega), K. Tuutti (Suécia) e P. Schiessl (Alemanha).

Durante a década de 1990, enormes avanços foram feitos no conhecimento básico, dentre os quais a possibilidade de medição in loco (medidor de corrosão GECOR que permite a medição no local através do confinamento da corrente (Page e Treadaway, 1982)) pode ser mencionada (Fig. 4), a prática de proteção catódica tanto em estruturas novas (Feliú et al, 1990) e deteriorada, quanto na detecção de problemas com revestimentos epóxi (Lazzari e Pedferri, 2006).

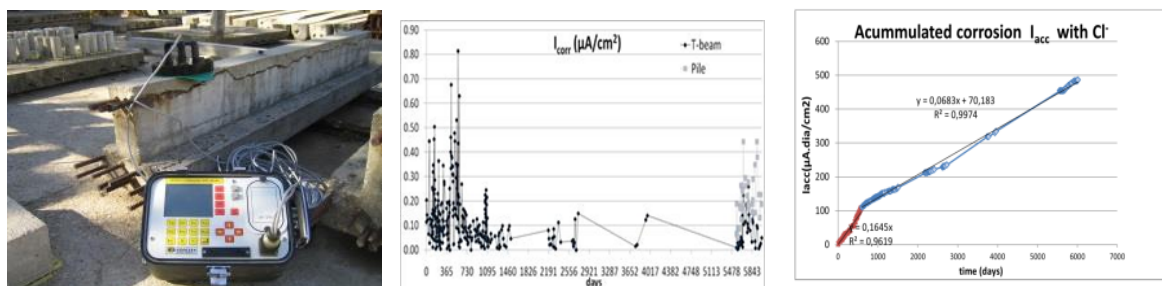


Figura 4. Aspecto do corrosímetro portátil GECOR 08 e medidas de velocidade de corrosão instantânea tomadas no feixe da figura, bem como o cálculo da penetração de corrosão (corrosão acumulada) a partir da integração no tempo dessas medições

Nesses anos, a RILEM estabeleceu vários comitês, tanto em técnicas de medição (TC-154) quanto em modelos baseados na difusão de cloretos e carbonatação (TC-178 e TC-213). A esse respeito, vale ressaltar a contribuição de D. Whiting, propondo-se na década de 1980, reduzindo a duração do ensaio de resistência ao cloreto (Sagüés et al, 2001) aplicando uma diferença de potencial ao concreto. Estas obras levaram a um intenso debate que levou ao trabalho (Whiting, 1981) que permitiu estabelecer as bases teóricas para a difusão de cloretos e sua migração através de campos elétricos, o que levou à profusão de modelos numéricos sobre vida útil do concreto.

4. DESDE 2000 ATÉ A ATUALIDADE

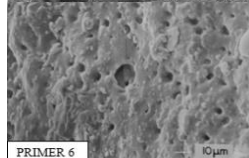
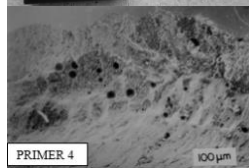
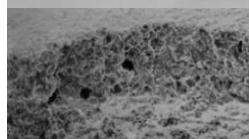
O mais notável nesses anos pode ser resumido no trabalho realizado no projeto DURAR (Andrade, 1993) em termos da divulgação de princípios básicos. O Manual do CONTECVET (CONTECVET IN30902I, 2001) que considera como calcular a capacidade estrutural residual quando as estruturas estão corroídas e o tratamento probabilístico dos modelos e cálculo da vida útil, dos quais podemos citar como resumo todo o trabalho realizado no projeto DURACRETE (DURACRETE, 2000) que levou à incorporação do fib Model Code do tratamento de durabilidade probabilística.

Uma área em que muita tecnologia foi desenvolvida está relacionada a métodos de reparo, dado o crescente número de estruturas que tiveram que ser reparadas. No entanto, no século XXI, a corrosão da armadura é uma das áreas que atrai constantemente o interesse de pesquisa, há muitos aspectos a serem esclarecidos, especialmente na eficácia de reparos e na calibração de modelos de vida.

5. REFERENCIAS

- Andrade, C. (1970), *Aportación al estudio de la corrosión de armaduras en el hormigón armado*. Tesina de licenciatura, Universidad Complutense. Facultad de Químicas, Madrid, Julio.
- Andrade, C. (1973), *Nueva técnica electroquímica de medida de la corrosión de armaduras en hormigones armados y pretensados. Empleo de aditivos inhibidores como método de protección*. Universidad Complutense, Facultad de Químicas – Junio.
- Andrade, C. and González, J. A. (1978), *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*, Materials and Corrosion, 29 (8), pp. 515. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion-coefficients in concrete from ionic migration measurements*. Cement and Concrete Research 23 (3), pp. 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- Baumel, A. (1959), *The effect of additives on the corrosion behaviour of steel in concrete*, Zement-Kalk-Gips, July, no.7 pp 294.
- Cigna, R., Maraghini, M., Schippa, G. (1966), *Effeto del contenuto di Ca_2Cl sul comportamento dei ferri affogati in malte cementizie*. L'Industria italiana del Cemento Marzo, p 139.
- CONTECVET IN30902I (2001) “*A validated user’s manual for assessing the residual life of concrete structures*”, DG Enterprise, CEC, (The manual for assessing reinforced structures affected by reinforcement corrosion can be seen at the web sites of IETcc (www.ietcc.csic.es) and GEOCISA (www.geocisa.es))
- DURACRETE. (2000), *Probabilistic performance based on durability design of concrete structures. EU-Brite EuRam Project BE95-1347*. A number of reports available from CUR Centre for Civil Engineering Research and Codes, Gouda, The Netherlands.

- Feliú, S., González, J. A., Feliú Jr., S., Andrade, C. (1990), "*Confinement of the electrical signal or in-situ measurement of Polarization Resistance in Reinforced concrete*," ACI Materials Journal. 87(5), pp. 457-460.
- González, J. A., Algaba, S., Andrade, C. (1980), *Corrosion of reinforcing bars in carbonated concrete*, British Corrosion Journal, 3 135-139.
- Gouda, V. K., Monfore, G. E. (1965), *A rapid method for studying corrosion inhibition of steel in concrete*, Journal Portland Cement Association, Septiembre, n° 3, 24.
- Hausmann, D. A. (1964), "*Electrochemical behaviour of steel in concrete*", Journal A. C. I., 171.
- Kaesche, H. (1959) *Testing corrosion danger of steel reinforcement due to admixtures in concrete*, Zement-Kalk-Gips, July, no.7 pp 289.
- Lazzari, L., Pedferri, P. (2006), *Cathodic Protection*, Milano: Polipress.
- Page, C. L., Treadaway, K. W. J. (1982), *Aspects of the electrochemistry of steel in concrete*. Narute 297 No. 5862, 109-115. <https://doi.org/10.1038/297109a0>
- Sagüés, A. A., Powers, R. G., Kessler, R. (2001) "*Corrosion Performance of Epoxy-Coated Rebar in Florida Keys Bridges*," NACE International. CORROSION 2001, 11-16 March, Houston, Texas. ID: NACE-01642
- Schiess, P. (1988) *Corrosion of steel in concrete: report of the Technical Committee 60 CSC, RILEM (the International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures)*, London, New York, Chapman and Hall.
- Stratfull, R.F. (1964), *Effect of reinforced concrete in ClNa and SO₄Na₂ environments*. Materials Protection, Dic, p 75.
- Tuutti, K. (1982), "*Corrosion of steel in concrete*", Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) n° 4-82. Stockholm.
- Whiting, D. 1981, "*Rapid determination of the chloride permeability of concrete*", Federal Highway Administration, Report FHWA/RD-81/119.



SUMÁRIO

REVISÃO

- | | Página |
|---|---------------|
| M. G. Alexander: Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação. | 224-245 |
| K. Yang, S. Nanukuttan, W. J. McCarter, A. Long, P. A. M. Basheer: Desafios e oportunidades para conhecer as propriedades dependentes dos mecanismos de transporte nos concretos de alto desempenho. | 246-263 |
| C. Andrade: Projeto e avaliação da vida útil através da resistividade elétrica do concreto. | 264-279 |

PESQUISA BÁSICA

- | | |
|---|---------|
| P. Castro-Borges, P. Helene: Uma abordagem conceitual holística para a vida útil das estruturas de concreto: divisão em diferentes estágios de tempo. | 280-287 |
| E. Pazini Figueiredo, C. Andrade: Coeficiente de difusão aparente de oxigênio e o controle da corrosão de armaduras revestidas com primers. | 288-300 |
| Y. A. Villagrán Zaccardi, M. E. Sosa, Á. A. Di Maio: Limitações da taxa de absorção capilar e da permeabilidade água para a estimativa da taxa de penetração de cloreto em concreto em relação à realização do design prescritivo para durabilidade em ambiente marinho. | 301-316 |

PESQUISA APLICADA

- | | |
|--|---------|
| O. Troconis de Rincón, V. Milano, A. A. Torres-Acosta, Y. Hernández-López: Correlação entre a largura da fissura e a taxa de corrosão na durabilidade do concreto armado em um ambiente marinho tropical altamente agressivo. | 317-332 |
|--|---------|

ESTUDIOS DE CASO

- | | |
|--|---------|
| R. Boni, C. Britz, P. Helene: Controle da resistência à compressão do concreto: análise comparativa entre os procedimentos propostos pela ABNT, ACI e EN. Estudo de Caso. | 333-346 |
| M. Martínez-Madrid, A. A. Torres-Acosta, S. Aschermann, B. Commander, J. Grimson, P. Castro-Borges: Avaliação da capacidade de carga da estrutura de um cais corroído no Golfo do México. | 347-362 |

Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação

M. G. Alexander^{1*}

* Autor de Contato: mark.alexander@uct.ac.za

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.325>

Recepção: 21/030/2018 | Aceitação: 05/07/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

O artigo apresenta uma visão internacional do conhecimento atual e do progresso na modelagem de um projeto de vida útil de estruturas de concreto. Explora porque a modelagem da vida útil é necessária e mostra que as demandas modernas de longevidade, durabilidade e sustentabilidade das estruturas de concreto não podem ser atendidas sem uma correta modelagem da vida útil. Discute as abordagens atuais de projeto e especificação da durabilidade e conclui que uma mudança para uma abordagem baseada em desempenho é imperativa para que um desenvolvimento significativo seja logrado. Exemplos da experiência internacional são citados para ilustrar o progresso que tem sido obtido. Por último, é discutido como avançar, reconhecendo que as bases filosóficas já estão em vigor na forma de formulações gerais nas normas prescritivas e de desempenho, mas que precisam ser transformadas em abordagens úteis ao exercício profissional.

Palavras-chave: modelagem do projeto de vida útil; especificações baseadas em desempenho; durabilidade do concreto; indicadores de durabilidade; norma modelo.

Citar como: M. G. Alexander (2018) “*Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação*”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 224-245, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.325>

¹ CoMSIRU, Department of Civil Engineering, University of Cape Town, Cape Town, South Africa.

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 ou terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Service life design and modelling of concrete structures – background, developments, and implementation

ABSTRACT

The paper presents an international overview of current knowledge and progress in service life design and modelling of concrete structures. It explores why service life modelling is needed, and indicates that modern demands for longevity, durability, and sustainability of concrete structures cannot be fulfilled without service life modelling. It addresses the current approaches to durability design and specification and concludes that a move to performance-based approaches is imperative for progress to be made. Examples from international experience are cited to illustrate progress that has been made. Lastly, the paper discusses ways of moving forward, recognizing that the philosophical bases are already in place in the form of general code formulations, but which need to be converted into useful approaches.

Keywords: service life modelling; performance-based specifications; concrete durability; durability indicators; model code.

Diseño y modelado de vida útil de estructuras de hormigón: antecedentes, desarrollos e implementación

RESUMEN

Se presenta una visión general internacional del conocimiento actual y el progreso en el diseño de vida útil y el modelado de estructuras de hormigón. Explora por qué es necesario el modelado de la vida útil e indica que las demandas modernas de longevidad, durabilidad y sostenibilidad de las estructuras de hormigón no pueden cumplirse sin un modelo de vida útil. Aborda los enfoques actuales del diseño y la especificación de la durabilidad y concluye que es imperativo avanzar hacia enfoques basados en el desempeño para avanzar. Se citan ejemplos de la experiencia internacional para ilustrar el progreso que se ha logrado. Por último, el documento discute formas de avanzar, reconociendo que las bases filosóficas ya están en su lugar en formulaciones de códigos generales, pero que deben convertirse en enfoques útiles.

Palabras clave: modelado de vida de servicio; especificaciones basadas en el desempeño; durabilidad del concreto; indicadores de durabilidad; código modelo.

1. INTRODUÇÃO - porque a necessidade de modelar a vida útil de projeto VUP?

Estruturas de concreto podem se deteriorar prematuramente, resultando em baixo desempenho frente à durabilidade. As razões incluem uma má compreensão dos processos de deterioração, avaliação equivocada da agressividade local, e mudanças nas propriedades do cimento e práticas de construção com o tempo (Neville, 1987). Os problemas de durabilidade em estruturas de concreto cobrem uma vasta gama incluindo agentes agressivos externos (por exemplo, sulfatos), incompatibilidades de material interno (por exemplo, reação álcali agregado) e ambientes agressivos tais como aqueles sujeitos à ação de congelamento-descongelamento. A maior ameaça ao concreto armado é a corrosão da armadura, levando a fissuras, manchas e destacamento do cobrimento de concreto - veja a Fig. 1. Isso pode comprometer a funcionalidade das estruturas, comprometer a segurança, a estabilidade e a estética. Tais estruturas se tornam um passivo indesejável para seus proprietários ou gestores, resultando em perdas econômicas substanciais, além de serem insustentáveis por desperdiçar recursos naturais valiosos.



Figura 1. Danos causados por corrosão em uma ponte de concreto exposta à brisa marinha (cloretos) próxima à costa da Cidade do Cabo na África do Sul.

Atualmente está ocorrendo uma “crise de durabilidade do concreto”. Isso tem várias consequências: para proprietários de infraestrutura que exigem cada vez mais tempo de vida útil; pelo imperativo de uma gestão adequada do financiamento de infraestruturas públicas; e para o desenvolvimento de soluções de engenharia que estabeleçam uma base de confiança na provisão futura de infraestrutura. Essas consequências são sérias e precisam de atenção contínua e urgente da comunidade do concreto.

1.1 Durabilidade e corrosão de estruturas de concreto armado

Como mencionado, a maior ameaça à durabilidade do concreto armado é a corrosão da armadura. A corrosão é iniciada por uma alteração na solução do poro em torno do aço, devido tanto à acidificação por carbonatação, quanto devida à entrada de íons cloreto a partir da brisa marinha num ambiente junto à costa. A armadura é protegida do meio ambiente por uma camada de cobrimento de concreto relativamente fina, que deve "garantir" a vida útil da estrutura. A durabilidade é controlada pela qualidade do concreto de cobrimento, que é suscetível às influências de deterioração de uma cura insuficiente, secagem em idade precoce, compactação inadequada, e a penetração de agentes ambientais agressivos. O problema da durabilidade em estruturas de concreto depende em grande parte da qualidade do concreto e da espessura da sua camada de cobrimento, que é função de uma decisão de projeto e um correto procedimento de execução. A Fig. 2 apresenta um esquema da camada de cobrimento do concreto, ilustrando os seus elementos mais importantes.

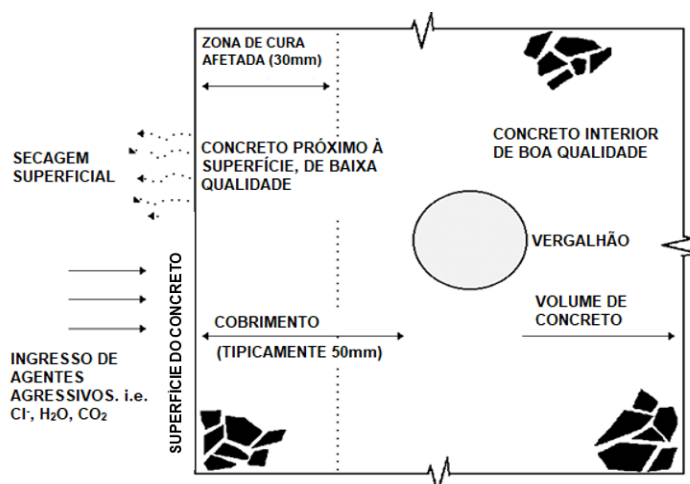


Figura 2. Esquema dos fatores relevantes na qualidade do concreto e de sua espessura de cobrimento

Consequentemente, as estratégias de durabilidade que provavelmente proporcionarão os maiores benefícios devem abordar diretamente a qualidade e a espessura do concreto de cobrimento da

armadura. “Qualidade” refere-se, principalmente, à capacidade de resistir à penetração de fluidos/gases agressivos a partir do ambiente externo, que é uma função do tipo de aglomerante e da relação água/aglomerante, supondo que a cura é efetivamente realizada (uma premissa falsa, em muitos casos!). O sistema aglomerante é importante porque sua composição química governa a interação e a imobilização de íons agressivos, como os cloretos. Para os projetistas, isso está relacionado a dois aspectos: a capacidade de (1) quantificar as propriedades da camada de cobertura para fins de especificação e (2) realizar a previsão da vida útil de projeto VUP, o que significa prever a taxa de deterioração de uma estrutura de concreto. Para os construtores, a questão é selecionar os materiais e proporções de concreto apropriados e implementar locais adequados que garantam que as propriedades do concreto de cobertura especificadas sejam alcançadas na construção real.

1.2 Vida Útil de Projeto VUP

Os engenheiros precisam de ferramentas para modelar ou prever a deterioração das estruturas de concreto ao longo de sua vida útil. O chamado 'Service Life Modeling' (SLM) ou Modelagem da Vida Útil destina-se a permitir a quantificação da vida útil de projeto de estruturas, para fins de otimização econômica, eficiência operacional e desempenho estrutural e estético. Assim, 'modelagem da vida útil' SLM e 'projeto da vida útil' estão intimamente relacionados: o projeto racional precisa de bons modelos e os modelos alimentam o projeto (modelos também são usados para outros fins, como pesquisa e diagnóstico).

A norma de Modelo de Previsão da Vida Útil de Projeto (*fib*, 2006) define 'Vida útil de projeto' como o período assumido para o qual uma estrutura ou parte dela é usada para o propósito pretendido, e em que:

- a deterioração e o desempenho do material são quantificados tanto quanto possível (incluindo cinética do processo)
- é adotada uma abordagem adequada de 'risco', geralmente baseada na probabilidade que leva a medidas de confiabilidade
- quantificações, custos, intervenções (por exemplo, manutenção) e similares podem ser racionalmente considerados.

Embora o treinamento e a experiência dos engenheiros estruturais se concentrem principalmente nos aspectos físicos e mecânicos do projeto e da especificação, a "nova demanda" é uma caixa de ferramentas mais abrangente, contendo dados para soluções práticas de problemas de deterioração com base no tempo. Isto também deve incluir provisões para deterioração e custos de manutenção que podem ser substanciais, facilmente chegando a vários pontos percentuais do PIB, e, frequentemente excedendo 50% dos orçamentos totais da construção. Hoje em dia, muita tecnologia e conhecimento é exigido dos engenheiros modernos, e a modelagem da vida útil é uma dessas "novas" demandas.

2. COMO PROJETAR PARA CONSIDERAR A VIDA ÚTIL DE PROJETO?

Praticamente, como projetar para uma vida útil de projeto de 50 ou 100 anos quando não há evidência objetiva sobre em que basear nossas decisões? A implementação da “modelagem da vida útil – SLM” racional é complexa e depende dos ambientes de exposição (por exemplo, aquecimento global, mudança rápida de materiais como cimentos mais novos), conhecimento e modelos inadequados, qualidade de construção variável, percepções diferentes do que significa 'vida útil' e impossibilidade de verificar os projetos a longo prazo. Claramente, o problema não é simples! Um exemplo histórico é a Casa Coignet em Paris, França, mostrada na Fig. 3. Esta foi provavelmente a primeira casa de concreto armado, construída em 1853, e agora com mais de 160 anos de idade. Para colocar isso no contexto: como essa casa deveria ter sido projetada no século XIX para se

adequar às exigências do século XXI? Muito poderia mudar durante a vida útil de uma estrutura que poderia tornar as melhores tentativas iniciais de SLM insignificantes.



Figura 3. Coignet House nos arredores de Paris, França (4 andares). Considerada a primeira casa em concreto armado do mundo, 1853. Argamassa ou concreto primitivo com argila calcinada misturada com cal.

A vida útil de uma estrutura de concreto é ilustrada esquematicamente na Fig. 4, que mostra o progresso da deterioração ao longo do tempo de uma estrutura (A), à medida que ela começa a se deteriorar a partir de sua condição inicial construída (no tempo zero). Idealmente, o tempo em que a estrutura atinge um nível inaceitável de dano deve ser igual ou superior à vida útil de projeto e deve ser capaz de ser modelado. No entanto, muitas estruturas deterioram-se prematuramente, como em (B) na Fig. 4, apresentando durabilidade inadequada e rápida deterioração, exigindo reabilitação durante sua vida útil. Essa deterioração muitas vezes não é esperada, o que ilustra a necessidade de prever com mais precisão o desempenho das estruturas de concreto durante sua vida útil. A crescente frequência de manifestações patológicas precoces e os custos de reparo associados demonstram que os proprietários de infraestrutura exigem que os projetistas e construtores forneçam garantia de uma vida útil de projeto, pré-acordada, de forma mais precisa e confiável, conduzindo a estruturas duráveis sem sobressaltos e reparos não previstos.

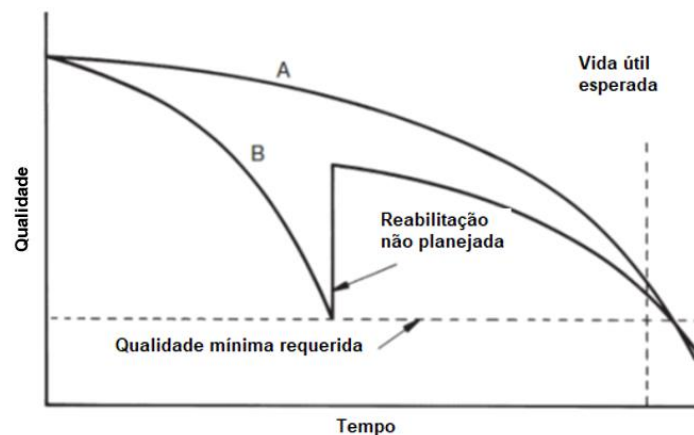


Figura 4. Ilustração esquemática do conceito de 'vida útil' de uma estrutura

Resumindo: a construção da vida útil de projeto, VUP, requer modelagem da vida útil e previsão da vida útil. A vida útil deve atender a um estado limite de durabilidade, que ainda não foi definido em normas, aderido ao estado limite de serviço. Portanto, no contexto deste artigo, é necessário rever os critérios, requisitos e procedimentos de projeto e especificação atualmente adotados nas novas obras.

2.1 Projeto de durabilidade atual e especificações

O projeto de durabilidade das estruturas de concreto armado é o processo de determinar a combinação mais adequada de materiais e detalhes estruturais para garantir a durabilidade (com facilidade de manutenção) da estrutura ao longo de sua vida útil e em seu ambiente de projeto (Alexander & Santhanam, 2013). Isso deve ser enquadrado em termos de confiabilidade aceitável ou probabilidade de a estrutura funcionar satisfatoriamente. O problema envolve o balanço entre o risco de deterioração indevida com a economia de garantir durabilidade e pode incluir manutenção e reparos planejados. As especificações de durabilidade estão intimamente ligadas ao projeto. A especificação estabelece requisitos para garantir que a estrutura seja construída de acordo com a intenção do projeto e deve fornecer informações claras sobre a natureza desejada ou os resultados da construção.

Existem dois tipos principais de especificações ou normas:

1. Prescritivas, estabelecendo métodos, materiais, processos e procedimentos que instruem exatamente como realizar o trabalho. O construtor tem poucas opções e deve simplesmente executar as instruções de especificação, deixando pouco espaço para inovação.
2. Desempenho, delineando o que é necessário como um produto acabado, ou seja, os resultados desejados da construção, definindo esses resultados claramente em termos de critérios de desempenho mensuráveis por ensaios e simulações.

2.1.1 Crítica aos procedimentos atuais de projeto da vida útil

Atualmente, há poucos projetos de durabilidade realmente desenvolvidos para estruturas de concreto. Qualquer projeto de durabilidade é geralmente limitado a especificações vagas (ou, especificações complexas e irrealizáveis), na esperança de que se a especificação for respeitada, a durabilidade da estrutura será assegurada (ou seja, uma abordagem "de receitas" "ou prescritiva" ou "considerada-a-satisfazer" do *fib* Model Code 2010).

Além disso, muitas especificações de durabilidade são frequentemente baseadas em abordagens ultrapassadas e suposições irrealistas. No entanto, existem alguns exemplos notáveis de projetos racionais da durabilidade (ver, por exemplo, Parte III [Alexander, 2016A]) que lida com estudos de casos práticos como a ponte Confederação do Canadá; da Marinha na região do Golfo; as Pontes dinamarquesas da Passagem do Estreito; o projeto Hong Kong-Zhuhai- Macau Sea Link; e o Novo Canal do Panamá.

A prática atual considera que a resistência à compressão é o fator crucial, muitas vezes usado como um substituto para a durabilidade (Alexander et al., 2008). No entanto, diferentes métodos para obter a mesma resistência do concreto não resultam na mesma durabilidade. Além disso, a resistência de amostras de laboratório bem compactadas e corretamente curadas não refletem os processos de construção como lançamento, compactação e cura, que afetam a qualidade do cobrimento de concreto. Os fatores importantes de controle da taxa de deterioração são os constituintes do material concreto, a qualidade do concreto de cobrimento e a agressividade do ambiente. Geralmente, é impraticável controlar ou modificar as condições de exposição. Portanto, as estratégias para melhorar a vida útil devem se concentrar nos materiais e na qualidade da construção. Tais estratégias requerem modelos de vida útil e especificações de desempenho e de durabilidade adequadas (Mackechnie & Alexander, 2002). Esses desenvolvimentos facilitam o projeto de durabilidade inovador e responsivo, que está em grande parte ausente no momento.

2.2 Necessidade de uma nova abordagem: do projeto e especificação prescritivos ao projeto por desempenho

Existem esforços internacionais concentrados para se deslocar de normas prescritivas a normas por desempenho. Por exemplo, a iniciativa P2P do Nacional Ready Mix Concrete Association (NRMCA) dos EUA e do programa francês PERFDUB (Linger & Cussigh, 2018). Há grandes benefícios em migrar de norma prescritiva para normas baseadas no desempenho (Simons, 2004,

Dia, de 2005, Bickley et al, 2006). No geral, embora a filosofia de especificações baseadas no desempenho estejam bem estabelecidas (Wolf et al, 2005, CAN / CSA, 2004), a divergência permanece em definições adequadas e medidas confiáveis de parâmetros de qualidade.

Métodos de ensaio apropriados são cruciais, e sem estes, pouco progresso real pode ser feito. As abordagens de ensaio foram revisadas pelo RILEM TC-NEC (RILEM, 2005), e outros desenvolvimentos podem ser esperados. Embora alguns ensaios estejam bem estabelecidos, como o ensaio de permeabilidade a cloretos (ASTM C1202, 2010), o desafio consiste em criar e padronizar novos métodos de ensaio.

2.2.1 Crítica das especificações prescritivas

O concreto estrutural é projetado para atender a critérios específicos de trabalhabilidade, resistência, durabilidade e assim por diante. Tal como indicado, as especificações atuais são em grande parte prescritivas, que estabelecem os valores para os parâmetros limitantes, tais como: consumo mínimo de ligante ou cimento, relação água/ligante máxima, resistência mínima à compressão, quantidade máxima ou mínima de ar aprisionado, e outras.

Especificações prescritivas geralmente são obscuras em questões como condições de exposição para a estrutura. Elas decorrem de uma experiência anterior em que a complexidade do material era menor e a durabilidade não era a questão crítica que é agora. Sua principal desvantagem é que elas especificam parâmetros que são geralmente inverificáveis na prática, e, portanto, não podem ser verificados objetivamente. Normalmente, nas obras, só a resistência à compressão é medida para garantir a conformidade com os requisitos de projeto. Mesmo nesse caso, os corpos de prova são produzidos e ensaiados sob condições de exposição de pouca semelhança com aquelas que a estrutura real está submetida.

Tomando a resistência à compressão como um referencial para a durabilidade, ignora-se o fato de que a resistência e a durabilidade não estão, necessariamente, diretamente relacionadas. Por exemplo, o ensaio de resistência à compressão não é capaz de explicar a natureza físico-química de diferentes ligantes e sua resistência aos efeitos agressivos do ambiente. Além disso, a resistência é regulada pelo volume de vazios interno do concreto do núcleo, nem sempre a principal variável de durabilidade, uma vez que o importante é o concreto da superfície correspondente à espessura de cobertura. Este concreto é criticamente afetado por manuseamento, lançamento, adensamento e cura. Uma medida confiável da qualidade da zona de cobertura só pode ser obtida avaliando-se o concreto após o endurecimento na estrutura, e não nas amostras de resistência.

A eventual conexão entre a durabilidade e a resistência à compressão é dada na Fig. 5, que mostra correlações entre um parâmetro de durabilidade OPI, índice de permeabilidade ao oxigênio (escala log) medidos nas estruturas existentes, e a resistência à compressão medida em cubos no laboratório, moldados e curados nas condições padrão. Como se mostra, está claro que não há correlação! Isso ilustra que as medições nas estruturas existentes são a única maneira confiável de avaliar e verificar a durabilidade do concreto.

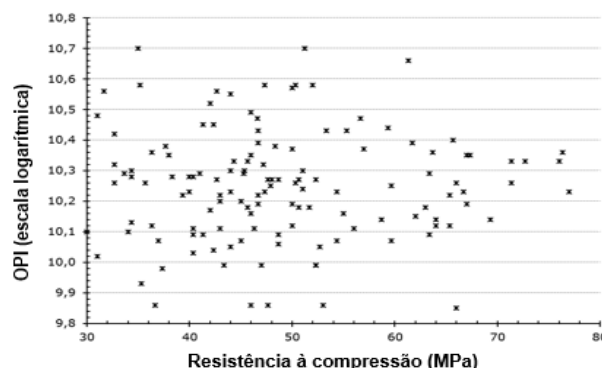


Figura 5. Falta de correlação entre a resistência à compressão padrão e a permeabilidade ao oxigênio medidas nas estruturas reais (Nganga et al, 2013)

Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação

Day (2005) sugere que as especificações prescritivas oferecem pouca vantagem ao produtor de concreto, porque limitam a extensão em que os desenvolvimentos mais recentes em tecnologia de materiais e técnicas de dosagem de mistura podem ser aplicados. Simplificando, as especificações prescritivas sufocam a inovação na fabricação e no uso do concreto.

Não obstante o exposto, alguns elementos de especificações prescritivas ainda são úteis, para orientação em processos como adensamento e cura. Na prática, e no futuro previsível, uma abordagem híbrida para as especificações, com maior ênfase em critérios de desempenho, é adequada quando o proprietário e projetista decidem juntos sobre o nível de desempenho desejado no ambiente de serviço e proponham ensaios comprobatórios (veja adiante), que são usados para respaldar as especificações. O fornecedor e o contratado fornecem então um sistema de concreto (pré-qualificado, utilizando ensaios realizados antes da construção real) que satisfaça os parâmetros ou limites definidos pelo proprietário / projetista. O “sistema concreto” não apenas descreve os requisitos, mas também abrange os procedimentos de concretagem adotados.

2.2.2 Especificações baseadas em desempenho

A discussão acima indica deficiências nas especificações prescritivas e aumenta a importância de que os principais parâmetros relacionados à durabilidade sejam medidos nas construções existentes, ou seja, já prontas. Assim, as especificações baseadas em desempenho estão ganhando terreno, o que ajuda a avaliar e garantir o nível necessário de qualidade do concreto para durabilidade de longo prazo no ambiente de serviço fornecido.

Lobo et al. (2005) descrevem as especificações de desempenho como “um conjunto de instruções claras, mensuráveis e exequíveis que descrevem os requisitos funcionais específicos da aplicação para o concreto endurecido”. As especificações baseadas em desempenho também mudam os responsáveis que, em geral, são apenas o projetista e o construtor. Em uma especificação prescritiva, o principal risco é colocado sobre o proprietário e projetista, enquanto especificações por desempenho coloca a responsabilidade ao proprietário, ao projetista, ao produtor de concreto, e ao construtor (Taylor, 2004).

A principal desvantagem das especificações baseadas em desempenho é a falta de concordância, consistência ou padronização em ensaios para medir as propriedades do concreto de cobertura. Por exemplo, a EN 206-1 (2013), que trata da especificação, desempenho, produção e conformidade para a construção de concreto, “evita” a abordagem baseada no desempenho com base na falta de acordo sobre os métodos de ensaio. Como argumentado anteriormente, a resistência à compressão não é um indicador adequado de durabilidade. Em vez disso, são necessários ensaios e parâmetros que reflitam os fatores de deterioração, como os constituintes do material, a qualidade do concreto acabado e a agressividade do ambiente. Portanto, as especificações de durabilidade devem basear-se na medição das propriedades de transporte do concreto da espessura de cobertura. Esses enfoques abrem caminho para a elaboração de especificações de desempenho inovadoras.

Resumindo: a chave para melhorar a durabilidade do concreto armado é exigir que as estruturas construídas atendam a certos critérios críticos de desempenho em termos de prováveis modos de deterioração, notadamente a corrosão da armadura. O objetivo é garantir que a estrutura, durante sua vida útil, não se aproxime do “estado limite” além do qual a capacidade funcional da estrutura ficaria comprometida. O objetivo das especificações baseadas em desempenho é garantir que uma probabilidade aceitável de desempenho seja alcançada. A mudança de especificações prescritivas para especificações de desempenho é um dos passos importantes e necessários para lidar com as deficiências que são frequentemente aparentes na atual construção de concreto armado.

2.2.3 Indicadores de durabilidade ou índices de durabilidade

O conceito de “indicadores ou índices de durabilidade” (DIs) originado a partir de trabalho realizados na década de 2000 (Andrade e Izquierdo, 2005; Alexander et al, 2001 e Baroghel-Bouny,

2004), todos propondo o uso de indicadores ou índices para controle de durabilidade. Esses DIs pretendem descrever e, portanto, controlar uma série de problemas de deterioração e incluem parâmetros físicos, químicos e eletroquímicos. Geralmente descrito com base em propriedade de transporte ou mecanismo de deterioração e pode ser utilizado para caracterizar o concreto em termos da sua durabilidade “potencial” (Alexander et al, 2017).

Refere-se ao potencial para o concreto para ser durável no ambiente considerado, desde que seja devidamente proporcionado com os constituintes correto e em seguida uma cura bem feita. Para obter estruturas de concreto duráveis usando este conceito, vários parâmetros são necessários para servir como 'índices' de durabilidade do material ou estrutura. Ao medi-los em curto prazo, eles podem ser usados como indicadores do provável desempenho de durabilidade da estrutura no longo prazo. Devem ser parâmetros fundamentais do material relacionados aos mecanismos de transporte e aos processos de deterioração. Estes parâmetros devem ser mensuráveis em ensaios simples, rápidos e precisos no sentido de que eles corretamente possam representar o problema durabilidade efetivo. A efetividade dos indicadores ou índices deve ser avaliada por ensaios *in loco* ao longo da vida útil da estrutura (Alexander & Ballim, 1993).

2.3 Prevendo e Modelando a Vida Útil de Projeto

A modelagem de vida útil para estruturas de concreto armado envolve cálculos quantitativos ou estimativas para prever o tempo de danos inaceitáveis (por exemplo, fissuras, corrosão, perda de seção, etc.) para um determinado ambiente. Os modelos de vida útil são geralmente de natureza semi-empírica, baseados em dados de laboratório e de campo, que são necessários para a calibração. Alternativamente, SLMs podem ser construídos a partir de conceitos básicos, usando modelos de transporte iônicos e princípios de fluxo em meios porosos (Van der Lee et al., 2008). Esses modelos representam os aspectos de 'interação-transporte' do fluido ou do fluxo iônico no concreto, com abordagens baseadas em princípios termodinâmicos e geoquímicos (Guillon et al, 2013). No entanto, esses modelos não são necessariamente mais precisos ou confiáveis em suas previsões, e a complexidade adicional nem sempre justifica os resultados obtidos. Em qualquer caso, estes modelos também devem ser calibrados com dados laboratoriais e de campo, e aqui reside o problema: em quase todos os casos, os concretos de um traço são únicos e precisam ser testados em ambientes apropriados para coletar dados que podem ser usadas para calibrar ou construir o modelo. Os SLMs também são úteis na 'retro-análise' de estruturas existentes quando a penetração de contaminantes, como os cloretos, é conhecida por concreto e ambiente específicos em um determinado momento; então é possível usar o modelo para determinar o tempo de corrosão necessário para danificar. Para uma abordagem probabilística completa, a variabilidade também precisa ser considerada (Muigai, et al, 2009).

2.3.1 O modelo de vida útil conceitual de dois estágios

O bem aceito "modelo" conceitual para a vida útil é o modelo de dois estágios proposto por Tuutti (Tuutti, 1992) para o caso da corrosão de armaduras. A deterioração é concebida em duas fases distintas, a fase de iniciação e a fase de propagação - ver a Fig. 6. Durante o período de iniciação, há a penetração dos agentes agressivos. A duração deste período depende da qualidade do concreto, da espessura do revestimento, das condições de exposição e do limiar ou concentração crítica necessária para iniciar a corrosão.

Uma vez despassivado o aço, considera-se que houve o começo da segunda fase de propagação da corrosão. A Fig. 6 mostra a propagação e esse período pode ainda ser subdividido em diferentes estados limite, como manchas, fissuração devido a produtos de corrosão, delaminação por expansão e possível colapso final da estrutura.

2.3.2 Modelos práticos de vida útil

Vários modelos de vida útil existem em diferentes partes do mundo, em grande parte em resposta às condições ambientais nas várias localidades onde os SLMs foram desenvolvidos. A maioria dos modelos cobre a penetração de cloretos e dióxido de carbono no concreto, como o modelo europeu "DuraCrete" (DuraCrete, 1998) e o norte-americano "LIFE-365" (2005). Na África do Sul, os modelos de carbonatação e ingresso de cloreto também foram desenvolvidos (Mackechnie & Alexander, 2002).

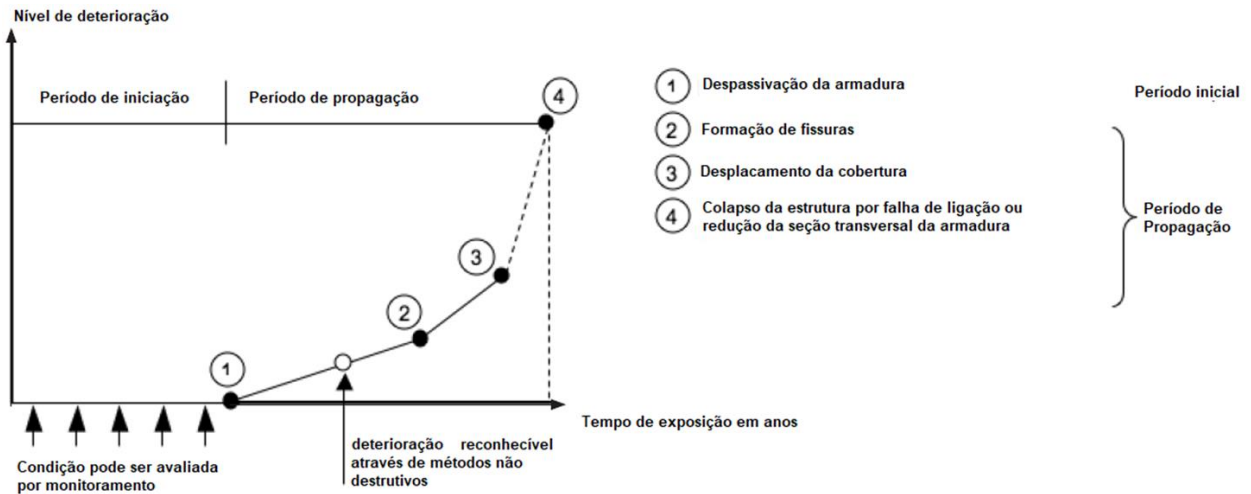


Figura 6. Modelo Tuutti de dois estágios

A Tabela 1 fornece um resumo de alguns dos modelos de vida útil mais proeminentes disponíveis no momento. A modelagem de cloretos é comumente representada. (Mais detalhes sobre SLMs são fornecidos na seção sobre esforços internacionais).

Tabela 1. Resumo de alguns modelos de vida útil para concreto armado

Modelo	Características	Referência
Life-365®	Modelo de difusão de cloretos, baseado na lei de Fick. Semi-probabilístico. Fornece análise de custo do ciclo de vida.	Software gratuito. www.Life365.org
Stadium®	Modelo multi-iônico, baseado na equação de Nernst-Planck. Fornece taxa de entrada de cloreto e iniciação à corrosão. Também fornece perfis de carbonatação e sulfato. Probabilística completa.	Proprietário do software: www.simcotechologies.com
fib Bulletin 34	Baseado na segunda lei de Fick. Aborda principalmente entrada de cloreto e carbonatação. Usado em fib Model Code 2010. Full probabilístico.	Bulletin para livre acesso: ISBN: 978-2-88394-074-1
Concrete Works	Baseado na lei de Fick. Prevê concentração, entrada de cloreto, quebra térmica	www.texasconcreteworks.com (Folliard et al, 2008)
Clin Conc	Modelo de difusão de cloreto.	(Tang, 2008)

2.4 Esforços internacionais no desenvolvimento de SLMs e especificações baseadas em desempenho

Esta seção descreve os desenvolvimentos em SLMs e especificações baseadas em desempenho em várias partes do mundo. A maioria dos modelos está preocupada com a previsão do início da corrosão do aço no concreto e, portanto, com a reação do dióxido de carbono ou cloretos, e a discussão será limitada a esses mecanismos de deterioração. As observações gerais são dadas primeiro, seguidas de detalhes importantes para cada país ou região.

Os modelos de previsão de cloreto europeus, escandinavos e sul-africanos são abordagens baseadas no desempenho, ou seja, eles são baseados na medição atual das propriedades do material da mistura ou estrutura de concreto sob consideração. O início da corrosão é previsto usando a segunda lei de difusão de Fick, que permite modelar os perfis de cloreto usando um coeficiente de difusão relevante, as condições de exposição e a concentração superficial do cloreto. Os coeficientes de difusão baseados em vários materiais e proporções de mistura são experimentalmente determinados ou obtidos a partir da experiência.

Diferentes métodos de ensaio são usados em diferentes partes do mundo para estimar os coeficientes de difusão de cloreto. Os modelos europeus e escandinavos usam a ASTM C 1202 (NTBUILD 492, 1999), enquanto que o ensaio do índice de condutividade de cloreto (CCI) (Streicher e Alexander, 1995) é utilizado na África do Sul. Para os modelos de carbonatação, a resistência à carbonatação do concreto é geralmente encontrada em ensaios de carbonatação acelerada, normalmente usando espécimes curados em laboratório.

Por outro lado, o modelo norte-americano "LIFE-365" é baseado em simulações computacionais e não envolve ensaios. A vida útil e os custos do ciclo de vida de estruturas de concreto armado são estimados a partir de parâmetros de entrada, como proporções de mistura e materiais, medidas preventivas (inibidores de corrosão, revestimentos, aço inoxidável ou revestido com epóxi) e condições ambientais. Diversos países ao redor do mundo adotaram, em diferentes graus, o uso de especificações baseadas em desempenho para a construção em concreto, e são discutidos abaixo.

2.4.1 Canadá e Austrália

Bickley et al. (2006) fazem uma breve revisão do uso de especificações de desempenho na Austrália e no Canadá. Um fator comum nesses países é o refinamento das definições de classes de exposição, permitindo uma descrição clara do tipo de desempenho desejado em uma situação específica. A especificação de concreto australiana (AS, 2007) fornece uma classificação especial que pode ser solicitada usando critérios de desempenho ou prescritivos. De acordo com Day (2005), as especificações australianas proporcionam uma boa plataforma para produtores de concreto competentes. Um componente essencial desse arranjo é a presença de um sistema de qualidade que monitora o concreto e permite o controle de desvios. No entanto, o principal impulso dessas especificações ainda é o controle da resistência do concreto.

As normas canadenses de concreto (CAN / CSA, 2004) dão a opção de especificar critérios de desempenho ou prescritivos. As classes de exposição foram extensivamente definidas, e limites são sugeridos para constituintes ou propriedades que levarão à produção de concretos duráveis para a condição de exposição específica. Esses limites podem ser interpretados em especificações prescritivas ou de desempenho. No primeiro caso, o cumprimento dos limites seria necessário, enquanto no segundo, os limites serviriam como uma diretriz valiosa para o fornecedor.

Bickley et al. (2006) indicam que as normas canadenses usam requisitos de desempenho, tais como a carga total passante (em Coulomb) para categorias especiais de exposição a cloretos, além das prescrições normativas rotineiras. Vários métodos de ensaio padronizados estão disponíveis para usar em especificações de desempenho, ou seja, a resistividade elétrica (ASTM C1202, 2010), índice de vazios (ASTM C457, 2010), sorvidade (ASTM C1585, 2004), e difusão de íons cloreto (ASTM C1556, 2004). Esses ensaios podem ser realizados em amostras moldadas durante a

concretagem ou a partir de ensaios em testemunhos. No entanto, nem todos esses ensaios são úteis para fins de controle de qualidade de rotina.

2.4.2 EUA

Como mencionado, o modelo norte-americano de vida útil "LIFE-365" para cloreto é baseado em simulações de computador e não envolve ensaios diretamente. No entanto, Thomas et al., (2012) mostraram que o modelo previu com sucesso a penetração de cloretos em diferentes concretos em um local de exposição marinha em Maine, EUA (Thomas et al, 2012, Alexander e Thomas, 2015). Para outros tipos de deterioração, Simons (2004) descreveu a experiência com especificações de desempenho no Novo México, onde também há um alto risco de reação álcali agregado no concreto. A partir de uma especificação contra risco de AAR, congelamento e descongelamento e danos salinos relacionados, foram desenvolvidas especificações mais recentes que abordavam questões de variabilidade dos agregados, diferenças nos equipamentos e procedimentos operacionais e minimização de fissuras. Isso levou a controles sobre a quantidade de cimento, bem como o ganho controlado de resistência do concreto. Nas especificações mais recentes, referências ao consumo mínimo de cimento, teor máximo de água e proporção areia-agregado foram removidas, enquanto ensaios apropriados para medir o potencial de AAR, permeabilidade e ação do gelo-degelo foram delineados. As especificações mais antigas não podiam "garantir" a proteção contra os problemas de durabilidade, pois não havia ensaios diretos.

2.4.3 Escandinávia

Na Escandinávia, o modelo "ClinConc" de ingresso de cloreto foi desenvolvido (Nilsson et al, 1996, Tang, 2008). Ele modela o transporte de cloreto na estrutura de poros do concreto, a partir do teor de cloretos livres e do teor de cloretos totais. É, portanto, um tipo de modelo de 'transporte-interação'.

Na Noruega, Gjörv, pioneiro na abordagem do projeto baseado em probabilidade usando o DURACRETE para diretrizes de durabilidade, mas expressado em um modelo baseado em probabilidade chamado Duracon (Gjörv, 2014). Usando a segunda lei de Fick modificada e uma simulação de Monte Carlo, obtém-se a probabilidade de corrosão durante um certo "período de serviço" para a estrutura no ambiente dado, com os seguintes parâmetros de entrada:

1. Carga ambiental: carga ou concentração de cloreto, idade de atuação de cloreto e temperatura
2. Qualidade do concreto: difusividade do cloreto, dependência do tempo da difusividade do cloreto e teor crítico de cloreto
3. Cobrimento de concreto nominal

Um determinado "período de serviço" é especificado antes que a probabilidade de início da corrosão do aço exceda um nível de serviço superior a 10%, o que está de acordo com os padrões atuais de confiabilidade das estruturas. Com base nos cálculos, uma combinação da qualidade do concreto e do cobrimento de concreto pode ser selecionada, que reunirá o especificado "período de serviço." No caso de plataformas offshore de concreto do Mar do Norte, os requisitos de desempenho com base em difusividade de cloreto (medido no ASTM C 1202) e resistividade do concreto, bem como a espessura do cobrimento foram especificados. Gjörv sugere que a resistividade pode ser usada para avaliar a difusividade do cloreto do concreto estrutural, bem como para o controle de qualidade *in loco*.

2.4.4 Espanha

Na Espanha, Andrade et al (1993) propuseram o uso da resistividade elétrica para caracterizar os processos de transporte de massa universalmente no concreto, ou seja, para a difusão de cloreto e permeabilidade de gás. A resistividade fornece uma medida rápida, fácil e barata da penetração do concreto, também adequada para uso no local para controle de qualidade de novas estruturas. Uma

limitação do ensaio é que não pode considerar a influência da capacidade de ligação nos mecanismos de transporte. A resistividade tem a vantagem de possibilitar a avaliação das estruturas existentes por meio de mapeamento sistemático, descrito na Recomendação RILEM TC 154-EMC (Andrade et al, 2004). Além das medidas de resistividade, Andrade propôs o uso de medidas de potencial de meia-célula e determinação do local da taxa de corrosão usando Resistência de Polarização (Andrade et al, (2004).

Modelos de vida útil (SLM) para o período de iniciação e propagação da corrosão, com base na resistividade elétrica, foram desenvolvidos e são relatados em Andrade (2004) e Andrade e d'Andrea (2010). Os parâmetros de entrada no modelo são o tipo de cimento, classe de exposição a partir da qual o valor do CO₂ é obtido, vida útil, por ex. 100 anos, cobertura e fator de envelhecimento. A partir desses parâmetros de entrada, a resistividade é obtida como um indicador de corrosão (ou indicador de durabilidade) que pode ser usado para avaliar o desempenho de uma estrutura.

2.4.5 Suíça

A norma Suíça SN 505 262/1: 2013 incorpora vários DIs, prescrevendo valores limites para o cumprimento pelos produtores de concreto. Entre eles estão o ensaio de migração de cloreto ASTM C1202 e um ensaio de carbonatação acelerada. Uma DI é prescrita para conformidade, para o acompanhamento do produto final, usando o ensaio *in situ* de permeabilidade ao ar desenvolvido por Torrent (1992), com valores limite para cloretos e corrosão induzida por carbonatação.

As regras para a aplicação do ensaio de permeabilidade ao ar de Torrent para controle de qualidade e durabilidade são fornecidas na norma suíça SN 505 262/1 (2013), resumida por Torrent et al (2012). Limitando os valores de coeficiente de permeabilidade, kT, são fornecidos com base nas condições de exposição na EN 206-1. O concreto *in situ* deve ser ensaiado entre 28 e 91 dias após o seu lançamento. Para cimentos de reação lenta, com cinzas volantes, deve ser considerada uma idade mínima de ensaio de 63 dias. Precauções devem ser tomadas para evitar ensaios de concreto em temperaturas muito baixas ou com altos níveis de saturação. O teor de umidade é verificado usando um instrumento baseado em impedância elétrica, com um limite superior de umidade de 5,5% (em massa). Mais detalhes sobre avaliação de conformidade e ensaios de aceitação são dados na norma Suíça ou em (Jacobs et al., 2009), (Torrent e Jacobs, 2014).

2.4.6 África do Sul

A indústria de concreto da África do Sul tem experimentado especificações de desempenho e projeto de durabilidade há dois anos (Alexander et al, 2001). Uma abordagem de "índice de durabilidade" foi desenvolvida para melhorar a qualidade da construção de concreto armado, ou seja, visa controlar a corrosão do vergalhão. Baseia-se na medição das propriedades de transporte da camada de cobertura, tanto para o laboratório como para o concreto *in situ*. Os principais estágios na formulação dessa abordagem foram o desenvolvimento de métodos de ensaio adequados para medir os índices de durabilidade, caracterizando uma série de concretos usando esses ensaios, estudando o desempenho *in situ* e aplicando os resultados à construção prática. A abordagem progrediu até o ponto em que o projeto de durabilidade racional e as especificações de durabilidade baseadas em desempenho existem e estão sendo aplicados na construção real.

A abordagem do Índice de Durabilidade (DI) baseia-se nos seguintes princípios:

- A durabilidade do concreto armado depende da qualidade do concreto do cobertura ou camada superficial, ou seja, sua capacidade de proteger o aço.
- A durabilidade só pode ser garantida se um parâmetro de durabilidade puder ser medido.
- A qualidade da camada de cobertura deve ser caracterizada usando parâmetros que influenciam os processos de deterioração e que estão ligados a mecanismos de transporte relevantes.

- Os ensaios são necessários para cobrir o intervalo de problemas de durabilidade, cada ensaio deve ser vinculado a um mecanismo de transporte relevante para esse processo.
- A utilidade dos ensaios é avaliada por referência ao desempenho de durabilidade atual das estruturas construídas usando os índices para fins de controle de qualidade.

Três ensaios de DI foram desenvolvidos: índice de permeabilidade ao oxigênio, índice de condutividade do cloreto e ensaios do índice de sorvidade (absorção capilar) da água (ver Tabela 2). DIs são parâmetros quantificáveis de 'engenharia' que caracterizam o concreto na estrutura construída (ou do laboratório) e são sensíveis a fatores materiais, de processamento e ambientais, como tipo de cimento, relação água/aglomerante, tipo e grau de cura, etc. A indexação de materiais fornece medidas de engenharia reproduzíveis da microestrutura e das principais propriedades do concreto em uma idade relativamente precoce (por exemplo, 28 dias).

O ensaio dos valores DI é feito em amostras que são removidas de qualquer laboratório ou de painéis de ensaio ou estruturas reais. Ensaios de demonstração de locais rigorosos mostraram que a extração de testemunhos não é adequada, sendo os painéis de ensaio mais representativos da construção *in situ* (Ronny e Everitt, 2010). Normalmente, painéis de ensaio (400 mm de largura, 600 mm de altura e 150 mm de espessura) são construídos adjacentes à mesma estrutura de concreto, tipo de obturador, métodos de compactação e cura usados no painel e ao mesmo tempo na estrutura real. Os testemunhos são extraídos em 28 - 35 dias e levados para um laboratório para ensaios de durabilidade. Para elementos pré-moldados, as amostras para ensaio são obtidas diretamente dos elementos atuais.

A abordagem também permitiu correlações entre os índices de durabilidade, os resultados dos ensaios diretos de durabilidade e o desempenho estrutural, e os índices podem, portanto, ser usados da seguinte maneira:

- Para controlar uma determinada propriedade ou qualidade da zona de cobrimento, refletida por uma especificação de construção na qual os limites para valores de índice são especificados
- Para avaliar a qualidade de construção para conformidade com um conjunto de critérios de desempenho
- Para pagamento justo para a obtenção de qualidade concreta.
- Para prever o desempenho do concreto no ambiente de projeto, sendo vinculado aos Modelos de Vida útil. Dois SLMs que incorporam os índices de durabilidade relevantes foram desenvolvidos para condições de serviço - um modelo de entrada de carbonatação e um modelo de ingresso de cloreto (Mackechnie e Alexander, 2002).

É importante ressaltar que o trabalho da África do Sul representa uma abordagem "integrada" na qual os índices de durabilidade medidos que fornecem a qualidade real do material em pré-ensaios, situações de laboratório ou na estrutura *as-built* estão vinculados às especificações de construção para fins de controle de qualidade e modelos de previsão de vida útil usados no projeto. Tal abordagem permite integração completa e consistência entre projeto, especificação e qualidade de construção. (A implementação da abordagem sul-africana é posteriormente explorada).

2.5 Resumo: abordagens baseadas no desempenho

A Tabela 2 resume modelos de previsão de vida útil de projeto em países selecionados para especificações baseadas em desempenho.

A Tabela 2 indica que houve de fato progresso em direção a métodos baseados em desempenho em várias partes do mundo. Os problemas ainda existem, e é duvidoso que uma abordagem universal possa surgir facilmente em breve. No entanto, é provavelmente mais apropriado que sejam encontradas soluções locais ou regionais que possam ajudar a levar adiante a construção de concreto nessas localidades.

No entanto, há uma ressalva importante: as especificações de desempenho devem exigir que a avaliação da qualidade do concreto, em relação à durabilidade, seja considerada verdadeiramente "baseada no desempenho". A pré-qualificação e o ensaio de misturas de laboratório não são

suficientes, o que significa que muitas das abordagens ditas de 'desempenho' são apenas parciais nesta fase. (Mais informações e sobre a implementação de abordagens baseadas em desempenho em partes do mundo podem ser encontradas no Capítulo 6 de Alexander et al, 2017).

Tabela 2. Resumo das abordagens baseadas em desempenho de durabilidade em vários países (com base em indicadores ou índices de durabilidade) (Detalhes em Alexander (2016b))

País	Parâmetro de Durabilidade (Indicador ou Índice)	Modelo de vida útil de projeto	Método de ensaio de durabilidade
Canadá	Penetração de íon cloreto	Nenhum identificado	ASTM C 1202 Ensaio de penetração de cloreto
França	Coefficiente de difusão de cloreto - permeabilidade ao gás aparente - permeabilidade à água líquida - Conteúdo inicial de Ca (OH) ₂ - Porosidade acessível por água	LCPC Modelos empíricos	Difusão de cloretos - ensaios de migração e difusão Permeabilidade ao ar e à água
Holanda	Penetração de íon cloreto	DuraCrete Projeto de durabilidade baseado em probabilidade	NT Build 492, ensaio rápido de migração de cloreto Dois Métodos de Eletrodo (TEM)
Noruega	Difusividade de Cloreto	DuraCon Baseado em probabilidade Projeto de durabilidade	NT Build 492, ensaio rápido de migração de cloretos Dois Método de Eletrodo (TEM)
Espanha	Resistividade elétrica	- Baseado em resistividade modelo - LIFEPROD	Dois pontos ou Wenner quatro pontos ensaio de resistividade
Suíça	Migração de Cloreto Carbonatação Acelerada Permeabilidade ao ar no local	Nenhum identificado	Limites Máximos: SN 505 262/1-B (NT Build 492) Limites Máximos: SN 505 262/1-I Limites Máximos: SN 505 262/1-E (Torrent kT)
África do Sul	Permeabilidade ao oxigênio Sorção de água Condutividade do cloreto Laboratório ou site	Cloreto e Modelos de iniciação de corrosão induzida por carbonatação	Índice de permeabilidade de oxigênio OPI Índice de condutividade de cloreto CCI Índice de absorção capilar da água WSI

3. CAMINHOS A SEGUIR E PASSOS PRÁTICOS

“Modelando Vida Útil e Projeto da Vida Útil” estão intimamente relacionados: i) ambos envolvem avaliação do desempenho em durabilidade de uma estrutura durante a sua vida útil projetada, ii)

projeto racional para durabilidade precisa de modelos de deterioração preditivos que fornecem a química e cinética do problema e iii) modelagem preditiva fornece a base para o projeto. No entanto, em última análise, os engenheiros de projeto trabalham com normas técnicas. Assim, os modelos preditivos precisam ser vinculados a normas, seja implicitamente sendo incorporados a eles ou explicitamente sendo aceitos como modelos adequados para o projeto que se vinculam aos requisitos da norma de projeto. Praticamente, o 'progresso real' só ocorrerá com a formulação e ratificação de normas e padrões de projeto. Esta seção revisa os aspectos da normalização atual para o projeto de durabilidade e fornece um exemplo da prática sul-africana da implementação de uma especificação de desempenho de durabilidade.

3.1 Ações para a normalização do projeto de vida útil

O *fib* Model Code for Service Life Design (2006) classifica abordagens para o projeto de vida útil como: probabilístico completo, método dos fatores parciais, método prescritivo ou considerada-para-satisfazer, e método para evitar a deterioração. Qualquer uma dessas abordagens pode ser usada, embora uma abordagem probabilística completa seja desejável para grandes projetos de infraestrutura pública ou estruturas de prestígio.

Atualmente, as abordagens para projeto de durabilidade racional são limitadas e de implementação variável. Por exemplo, as abordagens Europeias no DURACRETE (1998) e Life-365 (2005), embora úteis, são de localização específica e não representam totalmente uma abordagem integrada, que requer parâmetros de durabilidade mensuráveis do local, que são usados em uma especificação de desempenho e acoplado a modelos de vida útil. O projeto de durabilidade também precisa de uma especificação para implementação durante a construção, para garantir que as premissas de projeto para qualidade e composição do concreto sejam alcançadas. Uma vez que as abordagens mencionadas não são normalizadas, as autoridades de projeto e especificação encontram justificativa limitada para usá-las, especialmente se não tiverem os conhecimentos necessários.

3.1.1 Enfoque de vida útil de projeto e estados limites

Walraven sugere que a aplicação prática de uma abordagem baseada no desempenho para a avaliação de vida útil e normatização requer os seguintes elementos (Walraven, 2008): (i) limitar critérios estaduais, (ii) uma vida útil definida, (iii) modelos de deterioração, (iv) ensaios de conformidade, (v) estratégias de manutenção e reparo, e (vi) sistemas de controle de qualidade. Critérios de estado limite para durabilidade do concreto devem ser quantificados, com significado físico claro, como porcentagem de fissuras, e similares. Os modelos de deterioração são geralmente matemáticos e devem incluir parâmetros vinculados aos critérios de desempenho.

Como indicado, a importância das normas torna essencial que qualquer abordagem útil seja normalizada. As normas estruturais, que incluem previsões de durabilidade, costumam ser lentas para serem atualizadas, de modo que novos conhecimentos de pesquisa e prática demorem a entrar nas normas. Como um exemplo de projeto de durabilidade baseado em desempenho, a ISO 13823 (2008) descreve uma metodologia de estado limite, resumida na Fig. 7, que está relacionada a diferentes abordagens de projeto de vida útil.

A Fig. 7 também é refletida no *fib* Model Code (2010), com várias abordagens para o projeto da vida útil. Em princípio, as abordagens de projeto no Model Code evitam a deterioração causada pela ação ambiental, similar às abordagens atuais de projeto; eles são, portanto, "inteligíveis" para engenheiros de projeto estrutural. Baseado em modelos quantificáveis para as ações ambientais e a resistência (ou seja, a resistência contra a ação ambiental), as opções de projeto com o *fib* são sob uma abordagem probabilística completa; abordagem semi-probabilística (fatores parciais); regras prescritivas consideradas satisfatórias; ou evitar o ataque que acarreta deterioração.

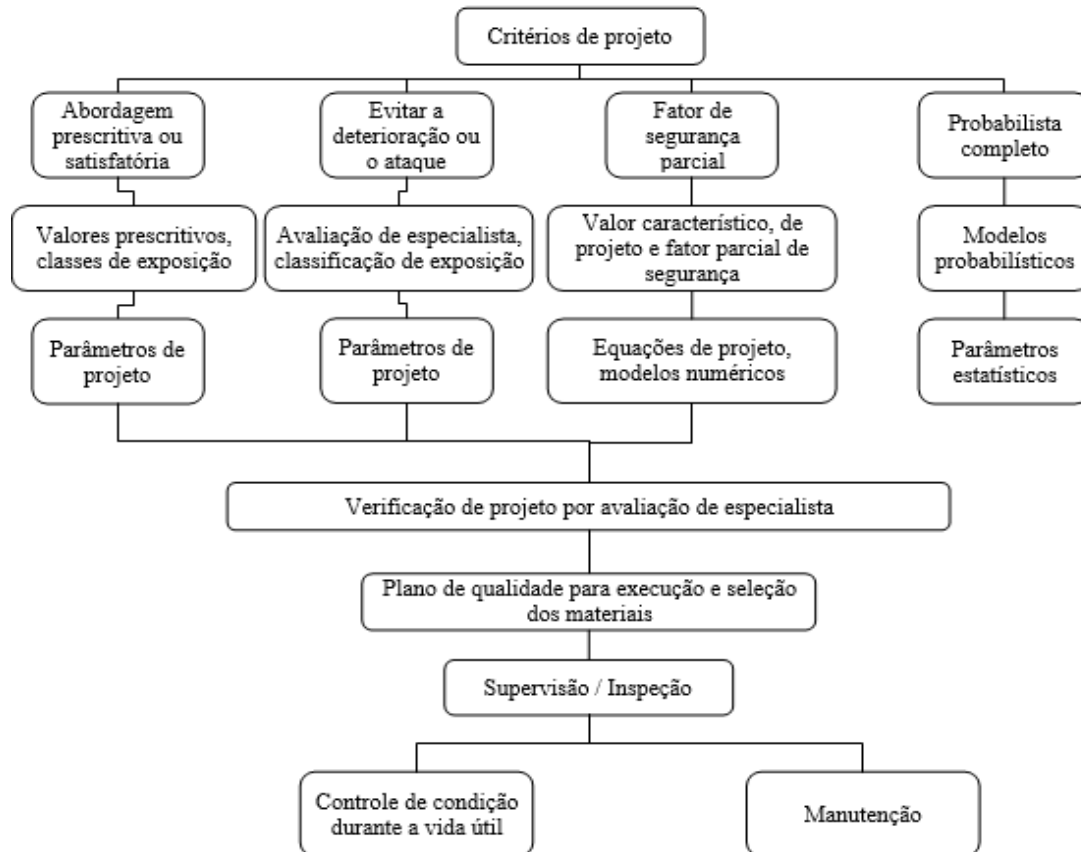


Figura 7. Resumo das abordagens de projeto de vida útil (ISO 13823, 2008)

A abordagem probabilística completa deve ser usada apenas para estruturas excepcionais e é baseada em modelos probabilísticos que são suficientemente validados para fornecer resultados realistas e representativos de mecanismos de deterioração e resistência do material. A base é formada por métodos de ensaio apropriados e modelos de avaliação estatística, os quais ainda não são significativos. As duas primeiras opções de incluir a avaliação quantitativa do desempenho de uma estrutura utilizando a teoria de estado limite, documentada na norma ISO 2394 (2015), com três estados limite: estado limite último (ULS), estado limite de serviço (SLS), e estado limite de durabilidade (DSL). O ULS aborda a segurança e a estabilidade da estrutura (ver, por exemplo, EN 1990-1: 2002). O SLS considera deformações e vibrações na estrutura. O DLS marca o início da falha de durabilidade, por exemplo, a iniciação da corrosão em uma estrutura RC (ISO 13823: 2008). Cada um dos três estados é caracterizado por um limite de desigualdade. Equação 1:

$$R - S > 0 \quad (1)$$

A tarefa do projetista é realizar a verificação do desempenho de uma estrutura para garantir que as variáveis de projeto escolhidas sejam tais que o estado limite especificado não é alcançado dentro da vida útil projetada. A verificação do desempenho depende da abordagem probabilística utilizada, por exemplo, o fator probabilístico total ou parcial de segurança (semi-probabilístico). Discutindo ainda a abordagem do fator de segurança parcial, a natureza probabilística do problema (dispersão da resistência do material e dados de carregamentos) é considerada através de fatores de segurança parciais. Baseia-se nos mesmos modelos da abordagem probabilística completa e pretende apresentar uma ferramenta de projeto prática e estatisticamente confiável.

A abordagem considerada-a-satisfazer (prescritiva) é comparável às especificações de durabilidade dadas na maioria dos códigos e normas atuais, ou seja, especificações prescritivas com base em uma seleção de determinados valores de projeto (dimensionamento, seleção de materiais e

produtos, procedimentos de execução) dependendo das classes ambientais. A diferença entre a abordagem considerada-para-satisfazer do *fib* Model Code e as regras tradicionais de projeto de vida útil é que o último comumente não é baseado em modelos físicos e químicos para concreto, mas em grande parte na experiência prática anterior.

No entanto, uma estimativa de vida útil específica não é necessária na abordagem da 'Considerada-para-Satisfazer', tornando-a uma abordagem prescritiva. Por exemplo, a norma europeia EN 206-1:2013 adota uma abordagem Considerada-para-Satisfazer e prescreve consumo mínimo de cimento, máxima relação a/c, e classe mínima de resistência à compressão para componentes de concreto em várias classes de risco ambiental.

O quarto nível de projeto da vida útil (ou seja, evitar a deterioração) exige a utilização de materiais resistentes à deterioração, tal como o aço inoxidável ou revestimentos de proteção superficial do concreto, tais como, epóxi, membranas, poliuretano, etc. A manutenção pode ainda ser necessária com a renovação desses revestimentos de tempos em tempos.

Além disso, muitas estruturas ou partes de estruturas não estão expostas a graves mecanismos de deterioração ambientais ou operacionais, caso em que uma atenção simples de boas práticas construtivas já fará a diferença e se alcançará a vida útil desejada. Isto é exemplificado na categoria de exposição XO da EN 206-1:2013. Descrita como "Concreto dentro de edifícios com baixíssima umidade do ar", o que representa uma grande proporção de construção de concreto em ambientes suaves ou benignos, considerados de agressividade nula.

3.2 Exemplo de implementação: A abordagem do DI sul-africano na prática

A abordagem da modelagem do projeto de vida útil da África do Sul foi revisada anteriormente, e esta seção esboça brevemente um exemplo de implementação (Alexander, 2016b). A abordagem progrediu ao ponto em que tanto o projeto de durabilidade racional quanto as especificações de durabilidade baseadas em desempenho estão em vigor e sendo aplicadas na construção atual (Nganga et al, 2013, Alexander et al, 2001, Gouws et al, 2001, Raath, 2004). A abordagem permite que a variabilidade do material e da produção seja quantificada e que seja buscado um equilíbrio de forma que as metas sejam alcançadas tanto pelo produtor de concreto quanto pelo construtor de concreto, com base em princípios estatísticos (Alexander et al, 2008).

3.2.1 Implementação baseada no desempenho do Índice de Durabilidade DI nos principais projetos de pontes

Uma implementação significativa e em grande escala usando a abordagem baseada no desempenho do DI foi realizada em um grande projeto de infraestrutura - o Projeto de Melhoria da Freeway de Gauteng (GFIP) - que melhorou o sistema de autoestradas na província de Gauteng entre 2007 e 2012 para aliviar o congestionamento. O trabalho envolveu o alargamento da autoestrada através da adição de faixas de tráfego e a construção de intercâmbios com pontes associadas a um custo de cerca de US \$ 2 bilhões. Devido ao ambiente interno, a abordagem de DI exigiu que apenas os ensaios de OPI e de sorvidade (absorção capilar) fossem realizados no concreto *in situ*. Os valores limites adotados foram um mínimo de 9.70 para OPI e uma máxima de 10 mm / sorhr. As profundidades de cobertura de concreto à armadura também foram monitoradas (ver Tabela 3). Os valores limites aplicados estão resumidos na Tabela 3.

Tabela 3. Valores limites utilizados no GFIP (SANRAL, 2010)

	Índice de Permeabilidade de Oxigênio (OPI)		Cobrimento de concreto	
	OPI (escala logarítmica)	Porcentagem pagamento	Cobrimento geral (mm)	Porcentagem pagamento
Aceitação total	> 9.70	100%	≥ 85% <(100%+15mm)	100%

Aceitação condicional^a	$> 8.75 \leq 9.70$	80%	$< 85\% \geq 75\%$	85%
Aceitação condicional^b	-	-	$< 75\%$	70%
Rejeição	< 8.75	Não aplicável	$< 65\%$	Não aplicável

Verificou-se que, embora os valores-limite tenham sido obtidos em média, os conjuntos individuais de resultados (de diferentes subprojetos) mostraram alta variabilidade, ilustrada na Tabela 4. A dispersão da variabilidade obtida em subprojetos selecionados é clara, e a diferenças entre a construção de 'qualidade' (aqui representada pela variabilidade) são removidas completamente. Somente o subprojeto 9 (um pátio de construção pré-moldado) alcançou uma variabilidade baixa aceitável, com todos os resultados atendendo às especificações do projeto. Os resultados *in-situ* dos outros subprojetos são uma boa ilustração da variabilidade que pode ser introduzida nas estruturas *as-built* pelos processos de construção *in loco*, uma vez que são basicamente os concretos da mesma fonte.

4. CONCLUSÃO

É claro que, para a modelagem do projeto de vida útil de estruturas de concreto, um progresso considerável foi alcançado em décadas, embora ainda haja muito progresso por alcançar. A necessidade de abordagens baseadas no desempenho, sem as quais o projeto de vida útil não pode ser implementado, é agora razoavelmente bem reconhecida, mas nem sempre pode ser praticada.

Tabela 4. Resumo numérico dos resultados de ensaio OPI – GFIP (Nganga et al, 2013)

Subprojeto	n	OPI (escala log)				Coeficiente de variação (%)	Porcentagem de falhas* (%)
		Médio	Máx.	Mín.	s		
1	172	9.75	10.41	9.07	0.28	2.84	40.1
2	94	9.91	10.42	9.37	0.22	2.24	13.8
4	116	9.87	10.40	9.39	0.23	2.33	18.1
6	91	10.06	11.10	8.83	0.46	4.60	26.4
9	132	10.25	10.70	9.85	0.18	1.75	0

*Valores que não atingiram o valor limite de 9,70

Abordagens surgiram em diferentes partes do mundo em grande parte em resposta às necessidades percebidas de melhor durabilidade das estruturas de concreto. No entanto, ainda falta uma abordagem verdadeiramente universal, embora os documentos do *fib* Model Code e outros tenham delineado a filosofia básica e as abordagens necessárias. Grandes progressos podem ser esperados nesta importante área de projeto e construção de concreto nos próximos anos.

5. REFERÊNCIAS

Alexander, M. G. & Ballim, Y. (1993), “*Experiences with durability testing of concrete: a suggested framework incorporating index parameters and results from accelerated durability tests*”. Proc. 3rd Canadian Symp. on Cement and Concrete, Ottawa, August 1993, Nat. Res. Council, Ottawa, Canada, 1993: 248-263.

- Alexander, M. G., Mackechnie, J. R., Ballim, Y. (2001), *"Use of durability indexes to achieve durable cover concrete in reinforced concrete structures"*, Chapter, Materials Science of Concrete, V. VI, Ed. J. P. Skalny and S. Mindess, American Ceramic Society, pp 483 – 511.
- Alexander, M. G., Ballim, Y., Stanish, K. (2008), *"A framework for use of durability indexes in performance-based design and specifications for reinforced concrete structures"*, Materials & Structures, V. 41, No. 5, pp. 921-936.
- Alexander, M. G., Santhanam, M. (2013), *"Achieving durability in reinforced concrete structures: durability indices, durability design and performance-based specifications"*. Keynote paper at International Conferences on Advances in Building Sciences & Rehabilitation and Restoration of Structures, IIT Madras, Chennai, India, 21pp.
- Alexander, M. G. & Thomas, M. (2015), *"Service Life Prediction and Performance Testing – Current Developments and Practical Applications"*. Cement & Concrete Research, Vol 78, pp. 155-164.
- Alexander, M. G. Ed. (2016a), *"Marine concrete structures. Design, durability and performance"*. Ed. M.G. Alexander, Cambridge: Woodhead Publishers (Imprint of Elsevier). 400 pp.
- Alexander, M. G. (2016b), *"Performance-based concrete durability design and specification in South Africa – background, implementation, and quo nunc?"* Proceedings fib Symposium, Cape Town, Lausanne, fib, pp. 52-62.
- Alexander, M. G., Bentur, A., Mindess, S. (2017), *"Durability of Concrete: Design and Construction"*. CRC Press, Taylor & Francis Group, U.K.
- Andrade, C., Alonso, C., Goni, S. (1993), *"Possibilities for electrical resistivity to universally characterize mass transport processes in concrete"*. In Concrete 2000 Economic and durable construction through excellence Volume Two: Infrastructure, research, new applications. Dhir, R. K. and Jones, M. R. ed. Scotland, UK: E & FN SPON, pp. 1639–1652.
- Andrade, C. (2004), *"Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcements by using the electrical resistivity"*. In International Symposium: Advances in Concrete through Science and Engineering. Evanston, Northwestern University, USA, (2004) p. 8.
- Andrade C, Alonso C, Gulikers J, Polder R, Cigna R, Vennesland Ø, Salta M, Raharinaivo A, Elsener B. (2004), *"RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion. Recommendations Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method"*, Materials & Structures V. 37, No. 273, pp. 623-643.
- Andrade, C., Izquierdo, D. (2005), *"Benchmarking through an algorithm of repair methods of reinforcement corrosion: the Repair Index Method"*, Cement & Concrete Composites, V. 27, No. 6, pp.727-733.
- Andrade, C., d' Andrea, R. (2010), *"Electrical resistivity as microstructural parameter for modelling of service life of reinforced concrete structures"*, In 2nd International symposium on service life design for infrastructure. pp. 379–388.
- Australian Standard (AS) (2007), AS 1379: *"Specification and Supply of Concrete"*. Sydney: Standards Australia.
- ASTM International. (2010). *ASTM C457/C457M-10a Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0457_C0457M-10A
- ASTM International. (2010). *ASTM C1202-10 Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C1202-10>
- ASTM International. (2004). *ASTM C1556-04 Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C1556-04>

- ASTM International. (2004). *ASTM C1585-04e1 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C1585-04E01>
- Bickley, J. A., Hooton, D. and Hover, K. C. (2006), “Performance specifications for durable concrete”. *Concrete International*, 28(9): 51-57.
- Canadian Standards Association (2004), *CAN/CSA-A23.1-04/A23.2-04: Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Methods of Test and Standard Practices for Concrete*, Toronto, 516 pp.
- Day, K. W. (2005), “Prescriptive on prescriptions”, *Concrete International*, V. 7, pp.27–30.
- DuraCrete (1998), “Probabilistic performance-based durability design: modelling of degradation”, Document, D. P. No. BE95-1347/R4-5, The Netherlands.
- EN 1990-1 (2002), Eurocode: “Basis of structural design”, CEN, Brussels, 2002.
- EN 206-1 (2013), “Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity”, CEN, Brussels, 2013.
- fib Model Code for Service Life Design (2006) *fib Bulletin 34, fib*, EPFL Lausanne, 116 pp.
- fib Model Code (2010, 2013), International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland.
- Gjørsv, O. E. (2014), “Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments”, 2nd edition, Taylor & Francis, CRC Press, London.
- Gouws, S. M., Alexander, M. G., Maritz, G. (2001), “Use of durability index tests for the assessment and control of concrete quality on site”, *Concrete Beton*, 98 pp. 5-16.
- Guillon, E., Le Bescop, P., Lothenbach, B., Samson, E. and Snyder, K. (2013), “Modelling degradation of cementitious materials in aggressive aqueous environments”, Part II in Star 211-PAE, Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments, pp. 1- 39. Springer.
- ISO 13823-1 (2008), “General Principles on the design of structures for durability”, International Organization for Standardization, Geneva.
- ISO 2394 (2015), “General Principles on Reliability for Structures”, International Organization for Standardization, Geneva, 111pp.
- Jacobs, F., Leemann, A., Denarié, E., Teruzzi, T. (2009), SIA 262/1. “Recommendation for the quality control of concrete with air permeability measurements”, VSS report, Zurich. 22 pp.
- LIFE-365 (2005). ACI-Committee-365, “Service life prediction model, Computer program for predicting the service life and life-cycle costs of reinforced concrete exposed to chlorides”. American Concrete Institute.
- Linger, L., Cussigh, F. (2018), “PERFDUB: A New French Research Project on Performance-Based Approach for Justifying Concrete Structures Durability”. In High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet.1. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2>
- Lobo, C., Lemay, L. and Obla. K. (2005), “Performance-based specifications for concrete”. *The Indian Concrete Journal*, 79(12): 13-17.
- Mackechnie, J. R, Alexander, M. (2002), “Durability predictions using early-age durability index testing”. Proceedings, 9th Durability and Building Materials Conference, Australian Corrosion Association, Brisbane, (2002) 11pp.
- Muigai, R. N., Alexander, M. G., Moyo, P. (2009), “Use of chloride conductivity index in probabilistic modelling for durability design of RC members”. *Restoration of Building Monuments Journal*, V. 15, No. 4, pp. 267-276.
- National Ready-mix Concrete Association, (NRMCA), n.d. www.nrmca.org/P2P
- Neville, A. M. (1987), “Why we have concrete durability problems”, ACI SP-100, Katherine and Bryant Mather International Conference on Concrete Durability, American Concrete Institute, Detroit, USA, pp. 21-48.

- Nganga, G., Alexander, M. G., Beushausen, H. (2013), "*Practical implementation of the durability index performance-based design approach*". Construction & Building Materials, Published online: 6-MAY-2013. Construction and Building Materials. V. 45, pp. 251-261.
- Nilsson, L. O., Poulsen, E., Sandberg, P., Sørensen, H.E., Klinghoffer, O. (1996), "*Chloride penetration into concrete*", State of the Art, Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models, Copenhagen: Danish Road Directorate, pp.23-25.
- NTBUILD 492, (1999), "*Concrete, mortar and cement based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady state migration experiments*". Esbo, Finland: Nordtest.
- Raath, B. (2004), "*Practical Issues of Concrete Specification*". Concrete Society of Southern Africa, National Seminar: Specifying Concrete for Durability - State of the Art of South African Practice, Presented at Johannesburg Durban, Port Elizabeth and Cape Town, South Africa.
- RILEM TC 189-NEC (2005), "*Non-destructive evaluation of the concrete cover: Comparative test - Part I: Comparative test of 'penetrability' methods*". Materials and Structures (284), 2005.
- Ronny, R., Everitt, P. (2010), "*Durability specification and testing results from four bridge structures in Kwa Zulu-Natal*", In Concrete for a sustainable environment, Emperor's Palace, Kempton Park, Gauteng, South Africa.
- The South African National Roads Agency Limited (SANRAL) (2010), "*Project document: Project specifications*".
- Simons, B. (2004), "*Concrete performance specifications: New Mexico Experience*". Concrete International, 26(4): 68-71.
- Streicher, P., Alexander, M. G. (1995), "*A chloride conduction test for concrete.*" Cement and Concrete Research, V. 25, No. 6, pp 1284-1294.
- Swiss Standard SN 505 262/1 (2013), "*Concrete Construction – Complementary Specifications*", Schweizer Norm, 52 p. (in German and French)
- Tang, L. (2008), "*Engineering expression of the ClinConc model for prediction of free and total chloride ingress in submerged marine concrete*", Cement and Concrete Research, 38(8–9), 1092–1097.
- Taylor, P. (2004), "*Performance-Based Specifications for Concrete*", Concrete International, 8: 91 – 93.
- Thomas, M. D. A., Green, B., O'Neal, E., Perry, V., Hayman, S. Hossack, A. (2012), "*Marine Performance of UHPC at Treat Island*", Proceedings of Hipermat, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials (Editors Michael Schmidt et al), Kassel, pp. 365-370.
- Torrent, R. J. (1992), "*A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site*, Materials & Structures, V. 25, No. 6, pp.358-365.
- Torrent, R., Denarié, E., Jacobs, F., Leemann, A., Teruzzi, T. (2012), "*Specification and site control of the permeability of the concrete cover: The Swiss approach*", Materials and Corrosion, V. 63, No. 12, pp.1127-1133.
- Torrent, R., Jacobs, F. (2014), "*Swiss Standards 2013: World's most Advanced Durability Performance Specifications*", 3rd Russian Intern. Confer. on Concrete and Ferrocement, Moscow.
- Tuutti, K. (1992), "*Corrosion of steel in concrete*". Swedish Cement and Concrete Research Institute, CBI Research Report, No. 4 p 82.
- Van der Lee, J., De Windt, L., Lagneau, V. (2008), "*Application of reactive transport models in cement-based porous media*". Proceedings in the International RILEM Symposium on Concrete Modelling – CONMOD'08, Delft, The Netherlands.
- Walraven, J. (2008), "*Design for service life: how should it be implemented in future codes*", International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Proceedings ICCRRR Cape Town, (2008) pp. 3-10.

Desafios e oportunidades para conhecer as propriedades dependentes dos mecanismos de transporte nos concretos de alto desempenho

K. Yang^{1,2}, S. Nanukuttan³ , W. J. McCarter⁴ , A. Long³ ,
P. A. M. Basheer^{2*} 

* Autor de Contato: P.A.M.Basheer@leeds.ac.uk

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.301>

Recepção: 03/03/2018 | Aceitação: 04/07/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

Neste artigo, é feita uma revisão dessas técnicas, destacando os desafios e as oportunidades para avaliar as propriedades de transporte do concreto de alto desempenho. O conhecimento do desempenho do concreto estrutural é necessário para propósitos de projeto e conformidade. Uma das fortes vantagens para o uso de concreto de alto desempenho (HPC) é obter uma durabilidade destacada, mas seria errado supor que todos os HPCs podem fornecer, automaticamente, um nível de desempenho desejado. A caracterização in loco das propriedades de permeabilidade do concreto é o meio mais viável para avaliar a durabilidade e tem se tornado cada vez mais importante nos últimos 20 anos. Existe uma variedade de métodos que fornecem uma gama de parâmetros, como, por exemplo, permeabilidade ao ar, absorção de água, absorção capilar, e coeficiente de migração de cloretos.

Palavras-chave: concreto de alto desempenho; permeabilidade; especificação por desempenho; ensaios não destrutivos NDT; confiabilidade.

Citar como: K. Yang, S. Nanukuttan, W. J. McCarter, A. Long, M. Basheer (2018), “Desafios e oportunidades para conhecer as propriedades dependentes dos mecanismos de transporte nos concretos de alto desempenho”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 246-263, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.301>

¹ School of Materials Science and Engineering, Chongqing University, China

² School of Civil Engineering, University of Leeds, United Kingdom.

³ School of Natural and Built Environment, Queen’s University Belfast, United Kingdom.

⁴ School of Energy, Geoscience, Infrastructure and Society, Heriot-Watt University, United Kingdom.

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 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Challenges and opportunities for assessing transport properties of high-performance concrete

ABSTRACT

In this paper, a review of techniques is given so that both, the challenges and opportunities for assessing transport properties of high-performance concrete, are highlighted. A knowledge of performance of structural concrete is required for design and compliance purposes. One driving force for the use of high performance concretes (HPC) is enhanced durability yet it would be wrong to assume that all HPCs can deliver the desired performance level. In situ characterisation of the permeation properties of concrete is the most viable means for assessing durability and has become increasingly important over the past 20 years. A variety of methods exist that provide a range of parameters, e.g. air permeability, water absorption rate, sorptivity and chloride migration coefficient.

Keywords: high-performance concrete; permeation properties; performance-based specification; NDT test methods; reliability.

Retos y oportunidades para evaluar las propiedades de transporte del concreto de alto rendimiento

RESUMEN

En este artículo, se realiza una revisión de esas técnicas, destacando los desafíos y las oportunidades para evaluar las propiedades de transporte del concreto de alto desempeño. El conocimiento del desempeño del concreto estructural es necesario para propósitos de diseño y conformidad. Una de las fuertes ventajas para el uso de concreto de alto rendimiento (HPC) es obtener una durabilidad destacada, pero sería erróneo suponer que todos los HPCs pueden ofrecer, automáticamente, un nivel de desempeño deseado. La caracterización in situ de las propiedades de permeabilidad del concreto y el medio más viable para evaluar la durabilidad y se ha vuelto cada vez más importante en los últimos 20 años. Existe una variedad de métodos que presentan una gama de parámetros como, por ejemplo, permeabilidad al aire, absorción de agua, absorción capilar, y coeficiente de migración de cloruros.

Palabras clave: concreto de alto rendimiento; permeabilidad; especificación por rendimiento; ensayos no destructivos NDT; confiabilidad.

Nomenclature

A	área da seção transversal sujeita ao fluxo (m^2)
ΔC	diferença de concentração (g / m^3)
C	concentração na profundidade x (g / m^3)
C_0	concentração de íons na superfície exposta (g / m^3)
D_c	coeficiente de difusão de carbonatação ($m / s^{0.5}$)
D_g	coeficiente de difusão de gás (m^2 / s)
D_v	coeficiente de difusão de vapor (m^2 / s)
D_{is}	coeficiente de difusão do íon (m^2 / s)
D_{ia}	coeficiente de difusão (m^2 / s)
D_{js}	coeficiente de migração (m^2 / s)
D_{in}	coeficiente de migração (m^2 / s)
d	profundidade de penetração (m) no instante t (s)
d_c	profundidade de carbonatação (m)
ΔE	diferença de potencial aplicada (V)

F	Constante de Faraday (c / mol)
ΔH	diferença de pressão expressa em metro coluna de água (m)
i	volume absorvido por unidade de área (mm)
J_g	fluxo de massa de gás (g / m ² • s)
J_v	fluxo de massa de vapor (g / m ² • s)
J_s	fluxo de massa iônica (g / m ² • s)
J_j	fluxo (kg / m ² • s)
K_{gs}	coeficiente de permeabilidade (m ²)
K_{gn}	coeficiente de permeabilidade (m / s)
K_{ws}	coeficiente de permeabilidade a água (m / s)
K_{wn}	coeficiente de permeabilidade (m / s)
L	espessura da amostra (m)
P_e	pressão a montante (N / m ²)
P_s	pressão a jusante (N / m ²)
P_i	pressão no início do ensaio (N / m ²)
P_t	pressão no final do ensaio (N / m ²)
Q_s	vazão, taxa de fluxo volumétrico em estado estacionário (m ³ / s)
R	constante universal de gás (J / mol • K)
S_w	adsorção capilar dos materiais (mm / min ^{0.5})
S_d	capacidade de sorção (mm / min ^{0.5})
T	temperatura absoluta (K)
t	tempo (s) decorrido
t_t-t_i	duração do ensaio (s)
v	porosidade da amostra (%)
V_c	volume da câmara de ensaio (m ³)
erf	função de erro
x	profundidade de penetração de íons (m)
Z_j	carga elétrica
μ	viscosidade dinâmica do gás (Ns / m ²)

1. INTRODUÇÃO

No projeto de estruturas de concreto, a durabilidade e a previsão da vida útil aumentaram em importância nos últimos anos. Isso se deve ao desempenho inadequado da durabilidade de muitas estruturas de concreto armado construídas nas últimas décadas, o que coloca uma pressão considerável nos orçamentos de construção. Este é um problema mundial (Beushausen e Luco, 2016). O uso de concreto de alto desempenho (HPC) é uma abordagem estabelecida para aumentar a durabilidade de estruturas de concreto armado e protendido (Aitcin, 1998). No entanto, com os níveis de desempenho do HPC, ele é frequentemente avaliado em ensaios com base em laboratório, o desempenho de longo prazo das estruturas de concreto em serviço depende, em grande parte, de fatores como a qualidade da construção. Com base nesse cenário, a capacidade de realizar uma avaliação de qualidade precisa e no local da HPC é fundamental.

Quando se discute o ensaio de durabilidade do concreto, são as propriedades de permeabilidade e transporte de massa que são importantes e os termos tais como adsorção¹, difusão, migração, absorção e permeabilidade são utilizados a este respeito. Os ensaios são normalmente realizados

¹ A adsorção não é discutida aqui, pois esse parâmetro não é comumente usado como um indicador de durabilidade.

em corpos de prova cilíndricos de 150 ± 300 mm, utilizando métodos de ensaio padrão, geralmente com a idade de 28 dias. Deve ser lembrado que as propriedades de transporte podem ser determinadas por técnicas laboratoriais e / ou técnicas *in loco* (Basheer et al., 2008, McCarter et al., 2017). As técnicas laboratoriais são fáceis de executar e foram padronizadas para determinar a conformidade das estruturas com seu projeto (Dhir et al., 1989; Zhang et al., 2017). Ensaio de permeabilidade no local podem ser usados para obter muita informação. No entanto, isso não sugere a interrupção total das medições laboratoriais, conforme observado no Relatório Técnico da Concrete Society-31 (2008). Fica clara a importância dos ensaios *in loco* para assegurar ao proprietário uma documentação robusta de aceitabilidade da estrutura acabada comparável à documentação requerida para outros aspectos da garantia de qualidade de concreto armado (Bentur e Mitchell, 2008).

Numerosas técnicas têm sido aplicadas para avaliar as propriedades de permeabilidade do concreto normal (NC), mas poucas delas são adequadas para distinguir HPCs. Existem dois desafios técnicos para as técnicas de ensaio atuais: em primeiro lugar, as características da HPC devido à sua estrutura de poros densos e, em segundo lugar, a dificuldade em controlar as condições de ensaio antes e durante as medições. Este artigo revisa as técnicas atuais de ensaio de permeabilidade com o objetivo de identificar um método confiável para os HPCs. O escopo dos métodos de ensaio revisados está restrito a métodos diretos de permeabilidade.

2. MÉTODOS DE ENSAIO E MONITORAMENTO DO DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.1 Métodos de laboratório para avaliar as propriedades de permeabilidade

2.1.1 Métodos de permeabilidade

Os métodos para determinar a permeabilidade do concreto podem ser amplamente divididos em duas categorias, ensaios de permeabilidade ao gás (ar) e ensaios de permeabilidade à água, coeficientes de permeabilidade de gás podem ser determinados medindo o fluxo de gás, quer a uma pressão constante ou através da monitorização da queda de pressão ao longo de um intervalo de tempo especificado (Basheer, 2001). A taxa de vazão é medida para o ensaio de permeabilidade ao gás em estado estacionário. O outro tipo de ensaio de ar, conhecido como ensaio de queda de pressão, usa a queda de pressão para calcular o coeficiente de permeabilidade do gás. Ensaio de permeabilidade ao gás tornaram-se popular por causa da duração curta do ensaio e o efeito limitado as variáveis de ensaio sobre a estrutura de poro ter durante medições (Torrent, 1992, Basheer, 2001; Yang et al, 2013.).

Permeabilidade à água pode ser determinado por medições de fluxo de água de estado qualquer estado estacionário ou não-estacionário, bem como a penetração de água sob a influência de uma carga de pressão externa (Basheer, 1993; Yang et al 2013.). A principal diferença entre eles é a duração do ensaio. O tempo necessário para obter um fluxo constante varia de alguns dias a várias semanas ou meses, dependendo da qualidade do concreto (Hearn e Morley, 1997; El-Dieb e Hooton, 1995), enquanto que a duração do ensaio não-estável é muito mais curta, geralmente menos de 3 dias. O ensaio desenvolvido por El-Dieb e Hooton (1995) precisa ser destacado devido à sua novidade. Em comparação com outros métodos, ele fornece uma ampla faixa de pressão de ensaio de 0,5 MPa a 3,5 MPa e melhora a precisão da medição de vazão. O gama de coeficiente de permeabilidade à água de HPC determinado por Nokken e Hooton (2007) variou de 10-13 a 10-15 m / s, o que está de acordo com os resultados relatados por outros, utilizando um regime de ensaio semelhante (Galle et al., 2004 Reinhardt e Jooss, 2003).

Como os ensaios de estado estacionário requer a duração longa do ensaio para atingir o estado estacionário, a profundidade de penetração da água no concreto também tem sido utilizada para determinar o coeficiente de permeabilidade à água para concretos de baixa permeabilidade. Este método foi padronizado e é descrito pela norma BS-EN 12390-8 (2009). Chia e Zhang (2002) e Desafios e oportunidades para conhecer as propriedades dependentes dos mecanismos de transporte nos concretos de alto desempenho

Pocock e Corrans (2007) verificaram que a dispersão dos resultados é muito elevada e o coeficiente de variação dos resultados do ensaio é superior a 100%. A Tabela 1 apresenta um resumo dos valores típicos e sua variância para diferentes métodos de ensaio.

Tabela 1. Resumo dos valores típicos e variância dos coeficientes de permeabilidade determinados pelos diferentes métodos de ensaio

Coeficiente de permeabilidade	Concreto			Coeficiente de variação
	Pobre	Normal	Rico	
K_{gs} (m ²)	$>10^{-13}$	10^{-14} - 10^{-15}	$<10^{-16}$	15%-30%
K_{ws} (m/s)	$>10^{-11}$	10^{-11} - 10^{-13}	$<10^{-14}$	20%-40%
K_{wn} (m/s)	$>10^{-10}$	10^{-10} - 10^{-12}	$<10^{-13}$	40%-100%

2.1.2 Difusão de íons

O transporte de íons cloreto pode ser avaliado por meio de um ensaio de difusão iônica (Basheer, 2001, Tang et al., 2011). Esses resultados podem ser agrupados em duas categorias; métodos baseados em difusão e baseados em migração. Os ensaios de difusão simulam o movimento de íons cloreto sob a influência de um gradiente de concentração e a configuração tradicional inclui células de difusão (estado estacionário e estado não estacionário) ou imersão / submerso (estado não estacionário). No caso de ensaios em estado estacionário, a taxa de transporte iônico é medida e usando a primeira lei de difusão de Fick, onde coeficiente de difusão é calculado. No caso de ensaios não estacionários, a profundidade de penetração de cloretos é usada para calcular o coeficiente de difusão usando a função de erro da segunda lei de difusão de Fick. O ensaio de difusão em estado estacionário, normalmente, requer seis meses ou mais para atingir um estado estacionário de fluxo. A duração é curta para ensaios de estado não estacionário. Os ensaios de imersão geralmente levam cerca de 91 dias, o que pode ser usado para avaliar a resistência ao cloreto para a maioria dos projetos de construção, se houver tempo disponível.

Desde a década de 1980, muitos métodos têm sido propostos, que aplicam um campo elétrico externo para acelerar a entrada de íons cloreto. Alguns dos ensaios usaram uma alta concentração de solução de fonte de cloreto para acelerar ainda mais o movimento iônico (Tang et al., 2011). Um dos primeiros ensaios nesta categoria é o Ensaio de Permeabilidade Rápida em Cloreto (RCPT) e este foi adotado como um ensaio padrão pela AASHTO T277 (2015) e pela ASTM C1202 (2017). Neste ensaio, a resistência do concreto contra o cloreto é categorizada pela carga total que passa pela amostra durante as primeiras 6 h. Como a carga é realizada por todos os íons e não apenas pelos cloretos, este ensaio tem sido criticado por alguns pesquisadores na década de 1990 (Andrade, 1993, Tang e Nilsson, 1992). O ensaio mais recente é o ensaio de migração em estado estacionário. O arranjo de ensaio é semelhante ao RCPT, no entanto, neste caso, a concentração de cloreto do ânodo é medida em função da carga passante. O coeficiente de migração é calculado usando uma equação de Nernst-Planck modificada (Tang et al., 2011). Tang e Nilsson (1992) propuseram um ensaio rápido baseado na teoria da migração de cloreto no estado estacionário, conhecido como ensaio de migração rápida de cloreto (RCM). O coeficiente de migração de cloreto é calculado a partir da profundidade do cloreto e usando uma equação de Nernst-Planck modificada. Atualmente, este método está incluído nas normas nórdicas NT-Build 492 (1999). Devido a curta duração e simplicidade do ensaio, os três métodos baseados em migração têm uma vantagem sobre os ensaios baseados em difusão para determinar a resistência do concreto ao transporte de cloreto. No entanto, como afirmado anteriormente, o RCPT tem vários problemas inerentes. É relatado que este método mede a condutividade da solução, ao invés de propriedades de transporte de cloreto (Andrade,

1993, Basheer et al., 2005). O aumento da temperatura devido à alta tensão pode afetar significativamente a condutividade dos íons e, portanto, o resultado final em Coulombs. Portanto, o RCPT não pode fornecer uma indicação confiável da migração de cloretos. Os outros dois métodos são baseados na teoria bem estabelecida e amplamente aceita pelos pesquisadores para avaliar os HPCs. Os resultados típicos dos coeficientes de difusão / migração iônica são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos valores típicos e variância dos coeficientes de difusão / migração de íons determinado por diferentes métodos de ensaio

Coeficiente de difusão	Concreto			Coeficiente de variação
	Pobre	Normal	Rico	
D_{is} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹²	15%-25%
D_{ia} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹³	20%-35%
D_{js} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹³	20%-35%
D_{in} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹³	20%-35%

2.1.3 Métodos de Absorção Capilar

Sortividade é o parâmetro para estimar a capacidade de penetração do líquido devido à absorção capilar (Basheer, 2001; McCarter et al., 2009). Dois tipos de ensaios são usados para medir a sortividade: (1) método de ganho de peso; e (2) profundidade de penetração de água. O método de ganho de peso foi aceito como um método padrão europeu: EN-13057 (2002). Basheer (2001) revisou os resultados para NC, que variam de 0,05 e 0,15 mm / min^{0,5}. A profundidade de penetração de água - estimado utilizando uma técnica de divisão da amostra - causada por sucção capilar pode ser utilizada para avaliar também a sortividade (McCarter et al., 1995). No entanto, a necessidade de várias amostras é a principal desvantagem desse método. Também é difícil observar uma clara frente de água para o concreto contendo cinza volante e microssilica. Ganjian e Pouya (2009) estudaram os efeitos de materiais cimentícios complementares (MEC) em sortividade de HPCs e não encontraram nenhuma diferença significativa entre os diferentes HPCs. Resultados semelhantes também foram relatados por outros pesquisadores (Elahi et al., 2010) Assim, a sortividade não é um parâmetro sensível na avaliação do desempenho dos concretos.

2.1.4 Considerações sobre a avaliação das propriedades de permeabilidade dos HPCs por técnicas laboratoriais

Para avaliar as propriedades de permeabilidade dos HPCs usando métodos de ensaios laboratoriais, ensaios de permeabilidade à água e difusão iônica em estado estacionário oferecem um procedimento de análise simples. No entanto, eles têm uma limitação comum, a longa duração do ensaio, que pode levar a interações químicas e físicas acopladas. Os ensaios de estado não estacionário apresentam melhor desempenho neste aspecto e podem ser usados no HPC. Outro ponto que deve ser destacado é a condição inicial de uma amostra, incluindo a quantidade e distribuição da umidade, que tem um efeito predominante nos resultados e deve ser avaliada antes das medições. A Tabela 3 resume os métodos de ensaio laboratoriais e suas equações fundamentais, juntamente com recomendações para avaliar o HPC.

Tabela 3. Resos métodos de ensaio de permeabilidade laboratorial e equações fundamentais

Mecanismo de transporte	Meio do ensaio	Condição de umidade	Teoria	Equação fundamental	Adequado para ensaiar HPCs
Permeabilidade	Gás	Seco	Estado estacionário	$K_{gs} = \frac{2\mu L P_s Q_s}{A(P_e^2 - P_s^2)}$	Sim
			Estado não-estacionário	$K_{gn} = \frac{V_c L}{RTA} \times \ln \frac{P_i}{P_t} / (t_t - t_i)$	Sim
	Água	Saturado	Estado estacionário	$K_{ws} = Q_s / A \times L / \Delta H$	Não
			Estado não-estacionário	$K_{wn} = d^2 v / t \Delta H$	Sim
Difusividade e Migração	Gás	Seco	Estado estacionário	$D_g = J_g L / \Delta C$	Não
			Estado não-estacionário	$D_c = d_c / t^{0.5}$	Sim
	Vapor	Seco	Estado estacionário	$D_v = J_v L / \Delta C$	Não
		Saturado	Estado estacionário		
	Difusividade iônica	Saturado	Estado estacionário	$D_{is} = J_s L / \Delta C$	Não
			Estado não-estacionário	$C = C_0 [1 - \text{erf}(x / 2\sqrt{D_{ia}t})]$	Sim
	Migração iônica	Saturado	Estado não-estacionário	Classificação da resistência ao cloreto de acordo com a carga total que passa através de uma amostra	Não
			Estado estacionário	$D_{js} = \frac{J_j}{C_j} \times \frac{RT}{Z_j F} \times L / \Delta E$	Sim
			Estado não-estacionário	$D_{in} = \frac{RT}{Z_j F \Delta E} \times (x_d - 1.061x_d^{0.589}) / t$	Sim
	Sortividade (absorção capilar)	Água	Seco	Estado não-estacionário	$S_w = i / t^{0.5}$
Estado não-estacionário				$S_d = d / t^{0.5}$	Não

2.2 Métodos de campo

2.2.1 Ensaios de permeabilidade ao ar in loco

Ensaios de permeabilidade ao ar ganharam popularidade devido à sua curta duração de ensaio e ao fato de que a estrutura do concreto não é afetada durante o ensaio. Schonlin e Hilsdorf (1987) desenvolveram um método de ensaio de permeabilidade ao ar montado na superfície que permite medir a queda de pressão para calcular um índice de permeabilidade ao ar. Este método de pressão decrescente é extremamente rápido e pode ser realizado por um único operador. Mais tarde, numerosos pesquisadores modificaram a configuração e a teoria desse método. Uma modificação a ser destacada é o método de Torrent (1992) que introduziu um anel de proteção para desenvolver um aparelho de câmara dupla. Assumindo o fluxo unidirecional de ar através do concreto na câmara interna, o coeficiente de permeabilidade ao ar é calculado a partir da mudança de pressão na câmara interna. Da mesma forma, Guth e Zia (2001) usaram padrões de fluxo através de duas células concêntricas para determinar a permeabilidade ao ar do concreto. A aplicação de um anel de proteção foi proposta para o ensaio de absorção de água in loco. No sentido mais estrito, o anel de proteção não pode garantir o fluxo de ar unidirecional em toda a seção, como a simulação de fluxo realizada por Yang et al. (2015) indicou que o anel de proteção pode confinar o fluxo na superfície mais próxima e que o fluxo unidirecional não atinge toda a profundidade do corpo de prova. No entanto, o método de Torrent pode servir como uma aproximação conservadora da permeabilidade ao ar com as hipóteses simplificadoras. O outro tipo de ensaio de permeabilidade ao ar aplicado na superfície é o ensaio de fluxo de ar na superfície. Whiting e Cady (1992) aplicaram a técnica de vácuo para medir a permeabilidade ao ar in loco, chamada de ensaio de fluxo de ar na superfície (SAF). A taxa de fluxo de ar no estado estacionário sob um nível de vácuo constante é considerada como um indicador de permeabilidade ao ar.

Esse tipo de ensaio de permeabilidade ao ar montado na superfície pode identificar os efeitos da relação a/c, duração de cura e temperatura de cura na permeabilidade sob condições de ensaio controladas. O método Torrent, o dispositivo da Guth-Zia e o Autoclam foram usados para medir a permeabilidade dos HPCs. Romer (2005) relatou que resultados enganosos foram obtidos usando o ensaio de Torrent quando amostras de concreto úmido foram testadas. Resultado semelhante também foi relatado por Guth e Zia (2001) e Elahi et al. (2010). O Autoclam modificado (método de ensaio de baixo volume) foi concebido para medir a permeabilidade ao ar in loco de HPCs (Yang et al., 2015) e na Fig. 1 evidencia o progresso do desenvolvimento de ensaio AutoClam e os resultados típicos para medir a permeabilidade ao ar de 1 CNs e 5 HPCs. A pesquisa confirmou fortes relações positivas entre o método de ensaio proposto e o método de avaliação de permeabilidade padrão existente e forte potencial para se tornarem reconhecidos como métodos internacionais para determinar a permeabilidade de HPCs.

Figg (1973) desenvolveu o ensaio de sucção de furo de perfuração durante o seu trabalho no Building Research Establishment. Uma agulha hipodérmica é empurrada para dentro da cavidade e conectada a um manômetro cheio de mercúrio e a uma bomba de vácuo manual. Após a aplicação do vácuo na cavidade, o tempo necessário para o aumento da pressão do ar de 15 a 20 kN / m² é considerado uma medida da permeabilidade ao ar do concreto. Dois métodos de ensaio também são igualmente encontrados na literatura: desenvolvido por Parrott e Hong (1991) na British Cement Association, e o outro desenvolvido por Dinku e Reinhardt (1997) na Universidade de Stuttgart. Uma questão apontada por Figg (1973) é que as microfissuras são induzidas pela aplicação da broca de ação do martelo e podem afetar os resultados de maneira significativa. Para HPCs, a situação pode se tornar ainda mais severa devido à alta fragilidade e dificuldade de perfuração de concreto de alta resistência (Aitcin, 1998). É evidente, a partir da literatura, que há uma escassez de dados sobre as medidas de permeabilidade ao ar para HPCs.

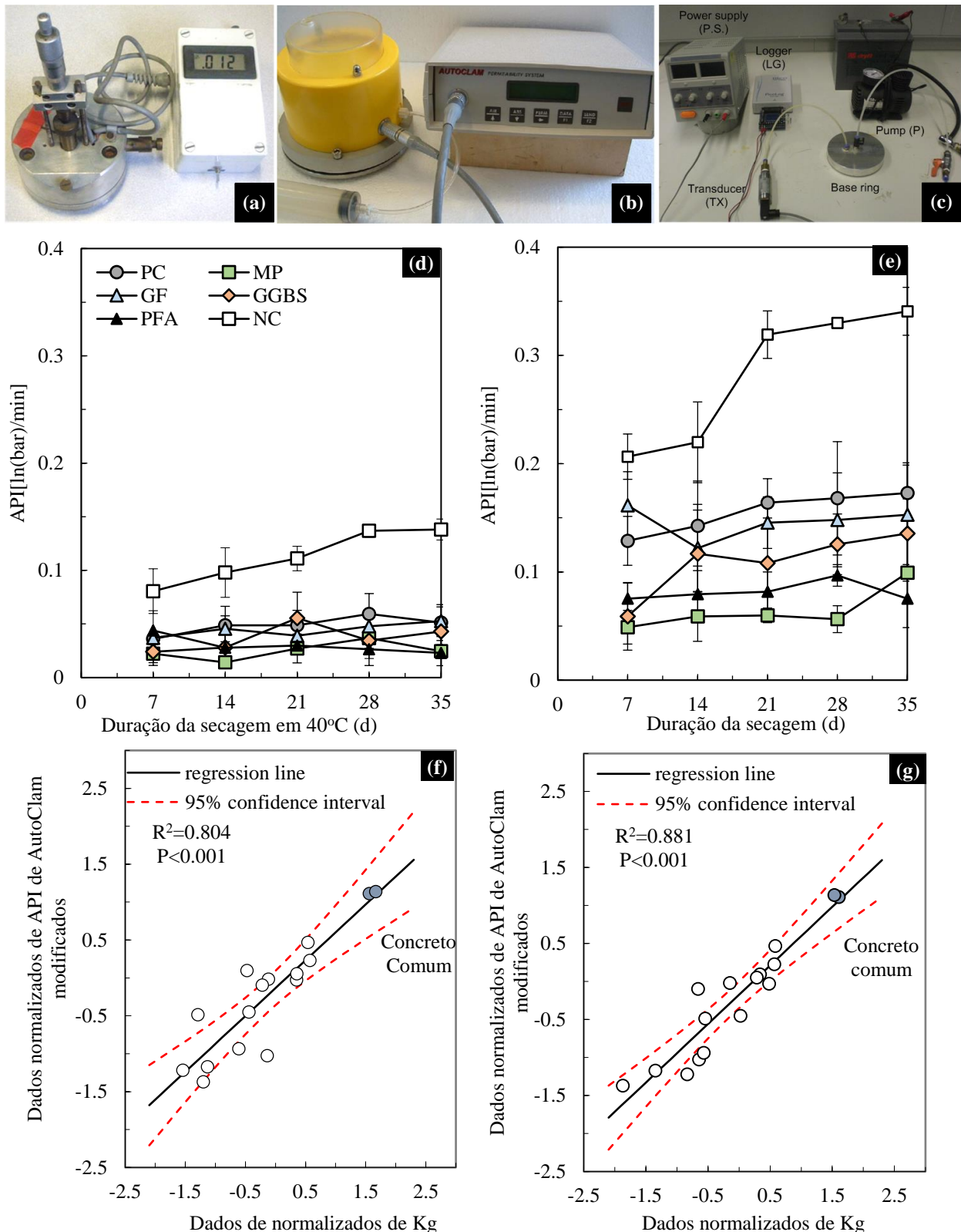


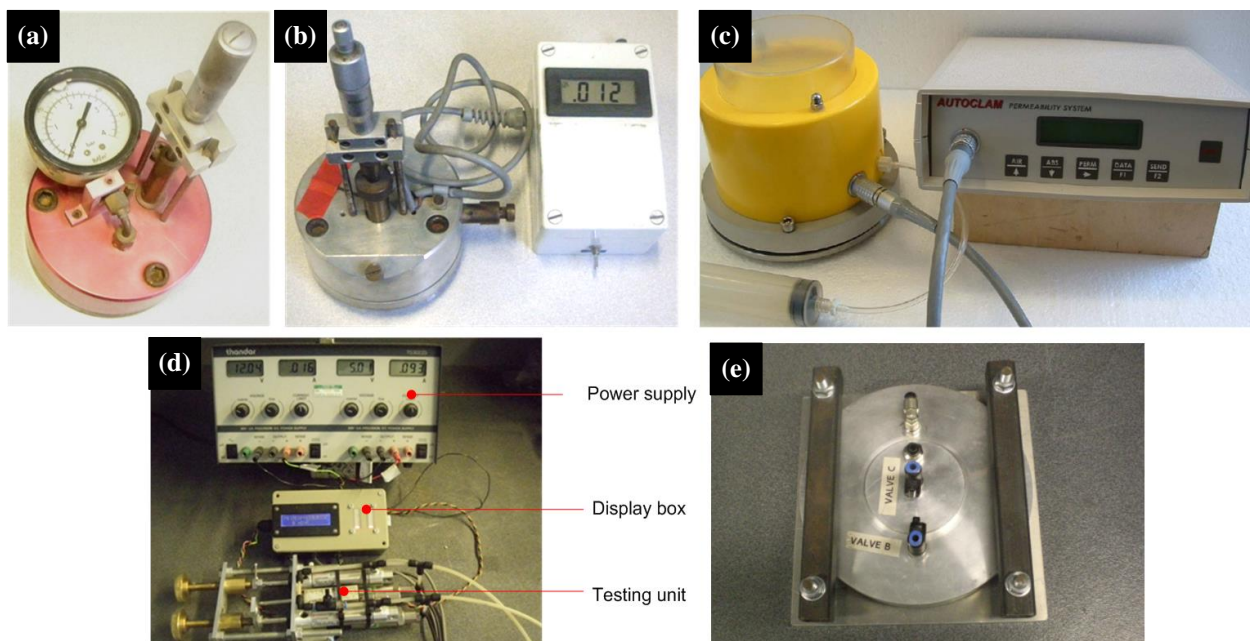
Figura 1. Desenvolvimento do ensaio de permeabilidade ao ar (Autoclam): (a) Ensaio de ar CLAM Universal (1985), (b) Ensaio de ar Autoclam (1992), (c) ensaio de ar Autoclam modificado (2011), (d) resultados do ensaio de ar Autoclam convencional (e) Resultados do ensaio de ar Autoclam modificado, (f) ensaio de ar Autoclam convencional vs ensaio de ar da RILEM

2.2.2 Ensaio de Permeabilidade de Água in loco

Deve-se notar que, para produzir resultados confiáveis, o concreto deve estar com uma umidade equivalente a 21 dias de secagem em estufa a 40°C (Yang et al., 2013). Isso pode ser assegurado pela obtenção de uma umidade relativa inferior a 60% na região próxima da superfície, com aproximadamente 40 mm de espessura (Basheer, 2001; Yang et al., 2013). Essa condição de umidade não é fácil de se obter in loco, especialmente na maior parte do norte da Europa, onde a precipitação anual é de 80 a 110 vezes e a precipitação anual varia de 600 a quase 2000 mm (Perry e Hollis, 2003). Portanto, é lógico que o concreto em estruturas deve ser testado quando se está num estado saturado, em vez de num estado seco e por esse motivo, os ensaios de permeabilidade a água in loco são preferíveis para ensaios de permeabilidade de ar para a avaliação da qualidade de concreto nestas regiões.

O primeiro ensaio padronizado teve como objetivo medir a absorção de campo do ensaio de absorção de superfície inicial (ISAT) na BS: 1881-208 (1996): Ensaio de concreto - Recomendações para a determinação da absorção inicial de superfície do concreto. A absorção de superfície inicial é definida como a taxa de fluxo de água em concreto por unidade de área sob uma pressão constante. O Autoclam usa o mesmo procedimento de ensaio e pode medir tanto a absorção de água quanto a sorvidade do concreto (Basheer et al., 1994). Figg (1973) e Dhir et al. (1989) desenvolveram métodos de perfuração que são capazes de realizar medições de absorção de água, mas não é apropriado estimar a sorvidade usando métodos intrusivos, já que o processo de absorção de água capilar é feito a partir do furo, e não da superfície. O ISAT pode ser usado para estudar a sorvidade do concreto, enquanto o Autoclam é uma maneira direta, fácil e rápida de determinar essa propriedade. Conforme discutido na seção 1, no entanto, a sorvidade não é um parâmetro para os HPCs.

O ensaio Clam, primeiramente relatado por Montgomery e Adams (1985), para medir a permeabilidade à água do concreto in loco foi modificado por Basheer et al. (1994), que está atualmente disponível como o Sistema de Permeabilidade Autoclam (Figura 2). É um ensaio de permeabilidade de superfície e a permeabilidade à água é estimada pela teoria de fluxo em estado estacionário ou não estacionário. Na última versão, uma pressão de ensaio de 7 bar pode ser selecionada para avaliar os HPCs e melhorar a repetitividade e a precisão das medições (Yang et al., 2015), cujos resultados são dados na Fig. 2.



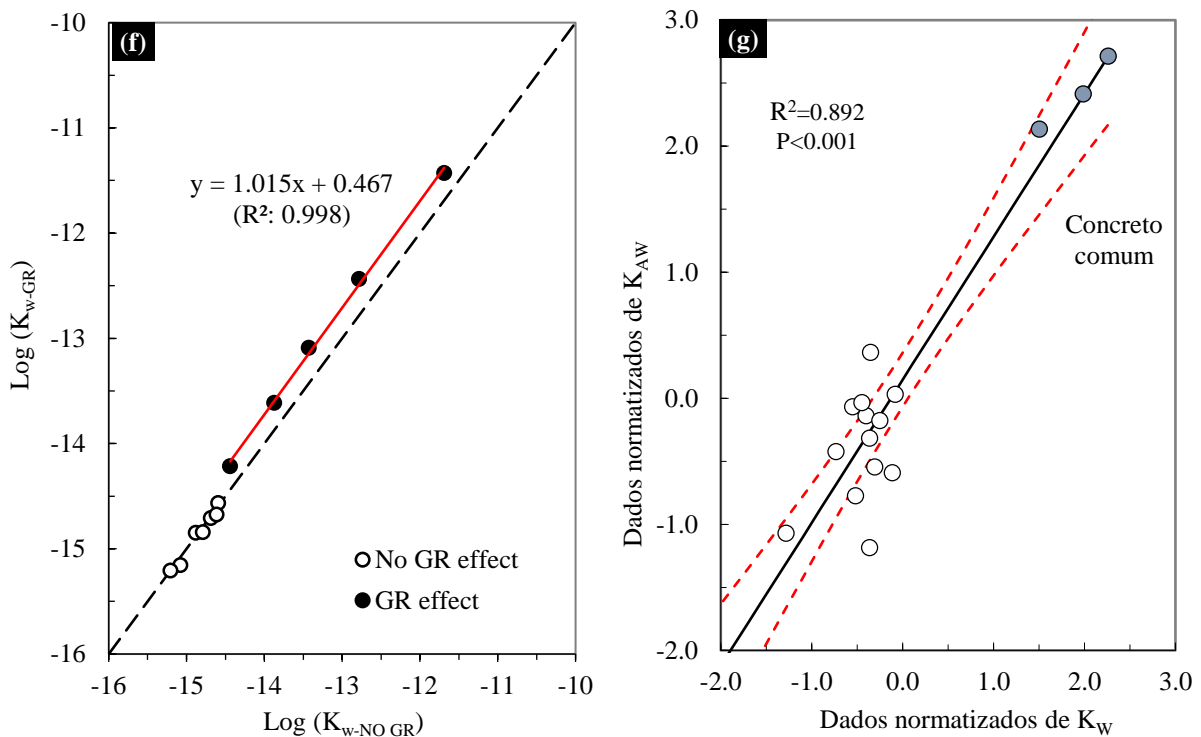


Figura 2. Desenvolvimento dos ensaios de permeabilidade à água CLAM (a) ensaio CLAM (1985), (b) ensaio CLAM Universal (1989), (c) Ensaio Autoclam (1992), (d) Ensaio de água CLAM de alta pressão (2012), (e) célula de ensaio com o anel de segurança, (f) relação entre o coeficiente de permeabilidade dos ensaios com e sem o anel de segurança, (g) ensaio de água CLAM de alta pressão (K_{AW}) Vs BS-EN ensaio de penetração de água (K_W)

Um ensaio de permeabilidade de campo (FPT) desenvolvido por Meletiou et al. (1992) usa um procedimento de permeabilidade à água em estado estacionário e para remover a influência da umidade nos resultados do ensaio, a saturação a vácuo é aplicada antes das medições. O fluxo de água é monitorado pelo nível de água no tubo do manômetro. Presume-se que o fluxo estabilize após 2 horas e a taxa de fluxo em regime permanente é usada para calcular o coeficiente de permeabilidade. Os resultados indicam que o efeito das variações de umidade é quase removido após a aplicação da saturação a vácuo, embora a potencial influência adicional de microfissuras não seja totalmente abordada.

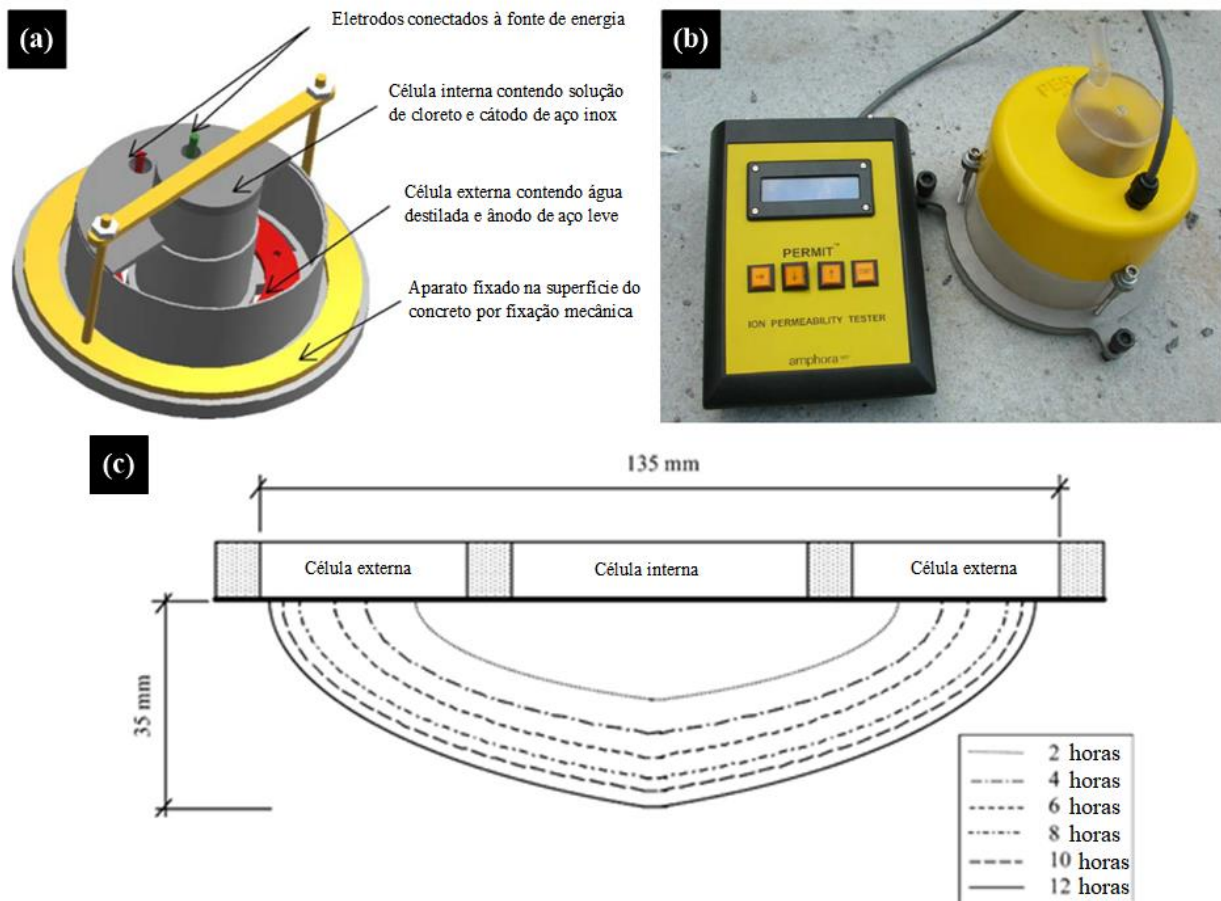
2.2.3 Ensaios de migração in loco

Ensaios de difusão em estado estacionário não são adequados para aplicação in loco devido à longa duração do ensaio. Um campo elétrico externo pode acelerar o transporte iônico e, como consequência, alguns ensaios de migração foram projetados como técnicas de ensaio de campo. Tais métodos incluem o ensaio de Coulomb desenvolvido por Whiting (1981), o ensaio rápido de migração de cloreto in loco (ensaio RCM) (Tang et al., 2011) e o ensaio de migração de íons PERMIT (Nanukuttan et al., 2015).

Whiting (1981) desenvolveu o ensaio de Coulomb com base no método RCPT. A carga passante é considerada como um índice para avaliar a difusividade do concreto. Como discutido anteriormente, o ensaio de Coulomb fornece uma estimativa da carga realizada por todos os íons e não apenas pelos cloretos. Além disso, esta técnica não fornece um coeficiente de migração. O segundo método de campo foi desenvolvido por Tang e Nilsson (Tang et al., 2011) e baseado no ensaio de migração rápida de cloreto (RCM). Um potencial externo é aplicado através da armadura e catodo na câmara. Após a medição, um testemunho é retirado da posição de ensaio e a frente de penetração de cloretos é examinada pela técnica colorimétrica. Como os testemunhos são

necessários para a interpretação do método RCM in loco, não há vantagem óbvia em comparação com os métodos laboratoriais.

O ensaio de migração iônica PERMIT (Figura 3) foi desenvolvido por Nanukuttan et al. (2009). Tanto o anodo quanto as câmaras catódicas estão na forma de reservatórios cilíndricos concêntricos. Os íons cloreto se movem do cátodo em direção ao anodo através do concreto influenciado pela diferença de potencial criada pelo campo elétrico externo. A mudança na condutividade do anodo é usada como um meio de monitorar o movimento do cloreto. O coeficiente de migração in loco é avaliado usando uma equação de Nernst-Planck modificada. A validação da autorização foi efetuada por comparação dos coeficientes de ensaio PERMIT contra o ensaio unidimensional de migração de cloreto, o coeficiente de difusão eficaz do ensaio de difusão padrão e o coeficiente de difusão aparente determinado a partir de perfis de cloretos (Basheer et al., 2005; Nanukuttan et al. 2015). Os resultados mostram que, para um vasto gama de misturas de concreto, um elevado grau de correlação existente entre o in loco ensaio de migração e os ensaios de laboratório, cujos resultados são apresentados na Figura 3. Note-se que o desempenho do PERMIT é confirmado em laboratório e para o local de aplicação, como a área de ensaio é saturada por um período de 24 horas, não é possível obter saturação completa da superfície até 30 mm, especialmente para HPCs. Portanto, o ensaio PERMIT precisa ser validado por sua capacidade de avaliar os HPCs in loco.



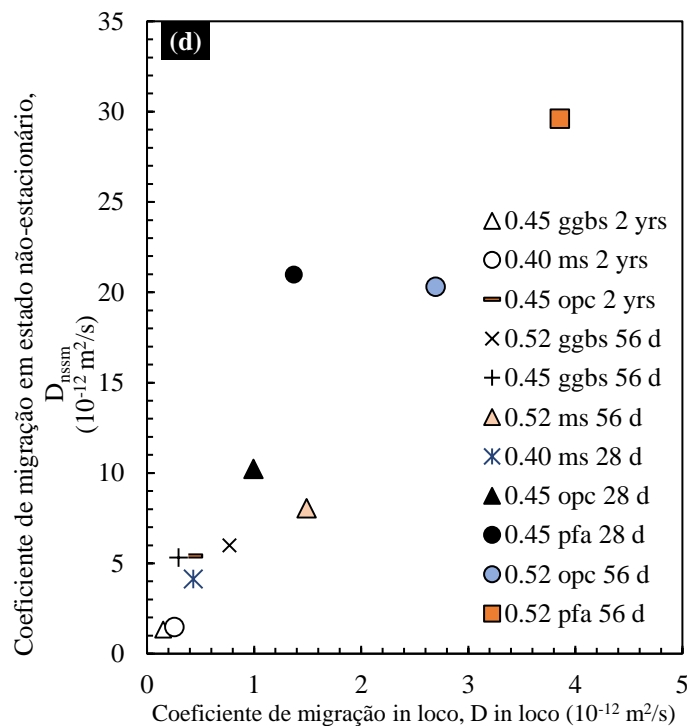


Figura 3. Desenvolvimento do ensaio PERMIT (a) esquemática do ensaio PERMIT, (b) o aparelho de ensaio de migração iônica PERMIT (2005), (c) área de fluxo de cloreto em diferentes tempos de ensaio, (d) PERMIT Vs ensaio de migração não-estacionário

As técnicas comercialmente disponíveis são agrupadas em ensaios de permeabilidade, ensaios de difusão e sorvidade (absorção de água), semelhantes aos métodos laboratoriais, cujas principais características estão resumidas na Tabela 4.

Tabela 4 Resumo do método de ensaio in loco para avaliar as propriedades de permeabilidade do concreto

Nome	Meio de penetração	Abordagem para controlar o efeito de umidade	Parâmetros determinados	Confiança	Custo por ensaio	Métodos montados em superfície ou intrusivos
Schonlin e Hilsdorf	Ar	Uso de uma pistola de calor para remover a umidade	Queda de pressão	Boa	Baixo	Montado na superfície
Torrent	Ar	Medida da Resistividade	Queda de pressão	Boa	Relativamente baixo	Montado na superfície
Guth e Zia	Ar	Nenhuma exigência	Queda de pressão	Fraca	Baixo	Montado na superfície
SAF	Ar	Nenhuma exigência	Taxa de vazão	Boa	Alto	Montado na superfície
Autoclav	Água, Ar	RH exigido	Queda de pressão ou volume de água	Boa	Relativamente baixo	Montado na superfície

LV Autoclam	Ar	RH exigido	Queda de pressão	Boa	Baixo	Montado na superfície
Figg	Água, Ar	Nenhuma exigência	Queda de pressão	Boa	Baixo	Método intrusivo
Parrot	Ar	RH medida	Queda de pressão	Boa	Relativa mente baixo	Método intrusivo
Dinku e Reinhardt	Ar	Uso de alta pressão	Queda de pressão	Boa	Relativa mente baixo	Método intrusivo
Dhir	Ar	Uso de vácuo para remover a umidade	Queda de pressão	Boa	Baixo	Montado na superfície
CLAM	Água	imersão por 24 horas	volume de água	Boa	Relativa mente baixo	Montado na superfície
Alta pressão CLAM	Água	Saturação de vácuo	volume de água	Boa	Relativa mente baixo	Montado na superfície
GWT	Água	RH medida	Taxa de vazão	Fraca	Relativa mente baixo	Montado na superfície
ISAT	Água	Superfície de ensaio protegida da água por pelo menos 48h	volume de água	Fraca	Baixo	Montado na superfície
FPT	Água	Saturação de vácuo	Taxa de vazão	Boa	Alto	Método intrusivo
CAT	Água	Nenhuma exigência	volume de água	Fraca	Relativa mente baixo	Método intrusivo
PERMIT	Ion	imersão por 24 horas	Condutividade	Boa	Relativa mente baixo	Montado na superfície
<i>In loco</i> RCM	Ion	Nenhuma exigência	Espessura de penetração	Fraca	Alto	Montado na superfície
Coulomb test	Ion	Saturação de vácuo	Coulomb	Fraca	Relativa mente baixo	Montado na superfície

Nota: Alguns métodos de ensaio *in loco* não estão incluídos nesta tabela porque não há informações suficientes.

2.2.4 Recomendação de métodos de permeabilidade *in loco* no contexto da avaliação de HPCs

Duas questões sempre surgem para o ensaio *in loco*. Uma é se ele pode fornecer a informação que é realmente necessária, uma objeção óbvia é que a maioria das técnicas mede algo relacionado às propriedades de transporte, exceto as características de permeabilidade intrínseca. O outro diz respeito à capacidade dessas técnicas para testar novos materiais cimentícios. Devido à diferença na microestrutura entre NC e HPCs, as características de desempenho do equipamento de ensaio

precisam ser cuidadosamente examinadas e validadas. Com relação aos métodos de permeabilidade discutidos acima, alguns pontos estão brevemente destacados abaixo:

- 1) O método de perfuração é um método parcialmente destrutivo, pois os reparos são inevitáveis após a realização das medições. Mais importante ainda, a ação de percussão da broca de perfuração usada para perfurar o furo pode criar um dano prejudicial e incontrolável do concreto nas proximidades do furo. Isso pode causar discrepâncias nos resultados do ensaio. Como tal, este tipo de método não é recomendado. O método montado na superfície pode superar as desvantagens acima. O fluxo da maioria dos métodos baseados na superfície é axi-simétrico, não unidirecional. Isso significa que a análise de fluxo multidimensional é necessária para examinar os resultados do ensaio.
- 2) As diferenças na permeabilidade dos HPCs são muito menores e isso desafia a maioria dos aparatos de ensaio in loco para diferenciá-los. Os ensaios de queda de pressão e de pressão constante são possíveis para caracterizar HPCs. O primeiro exige que a geometria do reservatório seja conhecida e registre a diminuição da pressão dentro do reservatório, enquanto o segundo precisa do conhecimento dos ensaios de geometria, vazão e pressão. O ensaio de água de alta pressão e o ensaio de ar modificado são projetados com base nesses conceitos para medir a permeabilidade de HPCs.
- 3) O sucesso das avaliações de campo é grandemente influenciado pelo teor de água e pelos gradientes de umidade no concreto. A importância da condição inicial antes das medições deve ser destacada. Amostras "secas" ou "saturadas" são preferidas para medir as propriedades de transporte. Além disso, a presença de fissuras e heterogeneidade no concreto também pode afetar significativamente as taxas de fluxo.
- 4) A maioria dos trabalhos concentra-se nos ensaios de permeabilidade in loco, enquanto apenas três ensaios de migração iônica foram testados para aplicação em campo. Mais esforços devem ser dados na investigação laboratorial para melhorar totalmente a eficácia desses métodos para aplicação em campo, pois os ensaios de migração de íons são capazes de avaliar a qualidade do cobrimento superficial até 30 mm.

3. CONCLUSÕES

Se o ensaio foi realizado mais cedo no processo de construção, então possíveis problemas podem ter sido identificados e medidas apropriadas tomadas no início da vida das estruturas. Os métodos de ensaio de permeabilidade in loco e de laboratório mostram potencial para avaliar o desempenho de durabilidade de HPCs. Embora testemunhos obtidos a partir de estruturas em serviço poderiam ser testados em laboratório sob condições de temperatura e umidade controladas, ensaios confiáveis de permeabilidade in loco têm a vantagem de realizar diversos ensaios no mesmo local de ensaio sem danificar a estrutura. Esses métodos de ensaio podem formar a base do desenvolvimento de uma estratégia de especificação baseada em desempenho para estruturas de concreto, mas eles têm seus próprios benefícios específicos e também desvantagens. Além disso, vários aspectos interessantes não foram totalmente abordados em estudos anteriores, ou seja, a influência da deterioração e do carregamento, a influência da fissuração, a relação entre a microestrutura e as propriedades de permeabilidade, adequação dos métodos de ensaio de permeabilidade convencionais para avaliar novos materiais cimentícios multifuncionais. Portanto, mais pesquisas são necessárias para esclarecer esses fatores. O conhecimento e técnicas estabelecidos para avaliar o desempenho de concretos de cimento Portland normais é uma área que requer desenvolvimento, se eles forem usados na avaliação do desempenho de HPCs.

4. AGRADECIMENTOS

Este artigo foi preparado com base em pesquisas realizadas pelos autores junto com seus colegas e alunos. Não foi possível listar todos os contribuintes como autores, mas a sua contribuição nas discussões e contribuições para o conteúdo deste documento é reconhecido com gratidão. O financiamento para o trabalho foi recebido de uma variedade de fontes, incluindo o Conselho de Pesquisa de Engenharia e Ciências Físicas, o Conselho de Estratégia de Tecnologia e a Fundação Nacional de Ciência da China.

5. REFERÊNCIAS

- Aitcin, P. C. (1998), *High performance concrete*. Spon Press.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2015,) *AASHTO T-277, Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, 15 pages.
- Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*, *Cement and Concrete Research*, vol 23, 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- ASTM C-1202(a) (2017), *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, ASTM, 8 pages.
- Basheer, P. A. M. (1993), *A brief review of methods for measuring the permeation properties of concrete in-situ*, *Structures and Buildings, Proceedings of the ICE*, vol 99, 74-83. <https://doi.org/10.1680/istbu.1993.22515>
- Basheer, P. A. M., Long, A. E. and Montgomery, F. R. (1994), *The Autoclam - a new test for permeability*, *Concrete*, vol 28, 27-29.
- Basheer, P. A. M. (2001), *Permeation analysis, in Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology: Principles, Techniques and Applications*, Editors V.S. Ramachandran and J. J. Beaudoin, Noyes Publications. 658-727.
- Basheer, P. A. M., Andrew, R. J., Robinson, D., Long, A. E. (2005), *'PERMIT' ion migration test for measuring the chloride ion transport of concrete on site*, *NDT & E International*, vol 38, 219-229. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2004.06.013>
- Basheer, L., Cleland, D. J. and Basheer, P. A. M. (2008), *Autoclam Permeability System to assess the protection provided by surface treatments*. In: JIN W.-L., UEDA T. & BASHEER P.A.M., eds. *Advances in Concrete Structural Durability, Proceedings of the International Conference on Durability of Concrete Structures*, 26-27 November Zhejiang University, Hangzhou, China. Zhejiang University Press, 1186-1192.
- Bentur, A. and Mitchell, D. (2008), *Materials performance lessons*, *Cement Concrete Research*, vol 38, 259-272. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.009>
- Beushausen, H. and Luco, L. F. (2016), *Performance-based specifications and control of concrete durability*, RILEM TC 230-PSC State-of-the-Art report, 373 pages.
- BS 1881-208 (1996), *Testing concrete. Recommendations for the determination of the initial surface absorption of concrete*, BSI, 14 pages.
- BS-EN 12390-8 (2009), *Testing hardened concrete. Depth of penetration of water under pressure*, BSI, 10 pages.
- BS-EN 13057 (2002), *Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of resistance of capillary absorption*, BSI, 16 pages.
- Chia, K. S. and Zhang, M. H. (2002), *Water permeability and chloride penetrability of high-strength lightweight aggregate concrete*. *Cement and Concrete Research*, vol 32, 639-645. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00738-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00738-4)
- Concrete Society Technical Report: No. 31, *Permeability testing of site concrete*. 2008, 90 pages.

- Dhir, R. K., Hewlett, P. C., Chan, Y. N. (1989), *Near-surface characteristics of concrete prediction of carbonation resistance*. Magazine of Concrete Research, vol 41, 137-43. <https://doi.org/10.1680/mac.1989.41.148.137>
- Dinku, A. and Reinhardt, H. (1997), *Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control*. Materials and Structures. 30: 387-393. <https://doi.org/10.1007/BF02498560>
- Elahi, A., Basheer, P. A. M., Nanukuttan, S. V. and Khan, Q. U. Z. (2010), *Mechanical and durability properties of high performance concretes containing supplementary cementitious materials*. Construction and Building Materials, vol 24, 292-299. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.045>
- El-Dieb, A. E. and Hooton, R. D. (1995), *Water permeability measurement of high performance concrete using a high pressure triaxial cell*. Cement and Concrete Research, vol 25, 1199-1208. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00112-P](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00112-P)
- Figg, J. W. (1973), *Methods of measuring the air and water permeability of concrete*. Magazine of Concrete Research, 25: 213-219. <https://doi.org/10.1680/mac.1973.25.85.213>
- Galle, C., Peycelon, H. and Bescop, P. L. (2004), *Effect of an accelerated chemical degradation on water permeability and pore structure of cement-based materials*. Advances in Cement Research, vol 16, 105-114. <https://doi.org/10.1680/adcr.2004.16.3.105>
- Guth, D. L. and Zia, P. (2001), *Evaluation of New Air Permeability Test Device for Concrete*. ACI Materials Journal, vol 98: p. 44-51.
- Ganjian, E. and Pouya, H. S. (2009), *The effect of Persian Gulf tidal zone exposure on durability of mixes containing silica fume and blast furnace slag*. Construction and Building Materials, vol 23(2): p. 644-652. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.02.009>
- Hearn, N. and Morley, C. T. (1997), *Self-sealing property of concrete—Experimental evidence*. Materials and Structures, vol 30, 404-411. <https://doi.org/10.1007/BF02498563>
- McCarter, W. J., Emerson, M. and Ezirim, H. (1995), *Properties of concrete in the cover zone: developments in monitoring techniques*, Magazine of Concrete Research, vol 47, 243-251. <https://doi.org/10.1680/mac.1995.47.172.243>
- McCarter, W. J., Starrs, G., Kandasami, S., Jones, M. R. and Chrisp, M. (2009), *Electrode configurations for resistivity measurements on concrete*, ACI Materials Journal, vol 106, 258-264.
- McCarter, W. J., Suryanto, B., Taha, H. M., Nanukuttan, S. and Basheer, P. A. M. (2017), *A Testing Methodology for Performance-Based Specification*, Journal of Structural Integrity and Maintenance, vol 2, 78-88.
- Meletioui, C. A., Tia, M. and Bloomquist, D. (1992), *Development of a field permeability test apparatus and method for concrete*. ACI Materials Journal. 89: 83-89.
- Montgomery, F. R. and Adams, A. E. (1985), *Early experience with a new concrete permeability apparatus*, Proceeding of Structural Faults, ICE London, 359-363.
- Nanukuttan, S. V., Basheer, P. A. M., McCarter, W. J., Tang, L., Holmes, N., Chrisp, T. M., Starrs, G. and Magee, B. (2015), *The performance of concrete exposed to marine environments: predictive modelling and use of laboratory/on site test methods*, Construction and Building Materials, vol 93, pp. 831-840.
- Nokken, M. R. and Hooton, R. D. (2007), *Using pore parameters to estimate permeability or conductivity of concrete*. Materials and Structures, vol 41, 1-16. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9212-y>
- NT Build-492 (1999), *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*, Nordtest method, 8 pages.
- Parrott, L. J. and Hong, C. Z. (1991), *Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete*. Materials and Structures. vol 24: 403-408. <https://doi.org/10.1007/BF02472013>
- Perry, M. and Hollis, D. (2003), *The generation of monthly gridded datasets for a range of climatic variables over the United Kingdom*. Met Office.

- Pocock, D. and Corrans, J. (2007), *Concrete durability testing in Middle East construction*. Concrete Engineering International, 52-54.
- Reinhardt, H. and Jooss, M. (2003), *Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width*. Cement and Concrete Research, vol 33, 981-985. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01099-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01099-2)
- Romer, M. (2005), *Effect of moisture and concrete composition on the Torrent permeability measurement*. Materials and Structures, vol 38 (279): 541-547. <https://doi.org/10.1007/BF02479545>
- Schonlin, K. and Hilsdorf, H. K. (1987), *Evaluation of the effectiveness of curing of concrete structures*, in Concrete Durability: Katharine and Bryant Mather International Conference, Scanlon J. M. (Editor). ACI, 207-226.
- Tang, L. and Nilsson, L. O. (1992), *Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electric field*. ACI Materials Journal, vol 89, 49-53.
- Tang, L., Nilsson, L. O. and Basheer, P. A. M. (2011), *Resistance of Concrete to Chloride Ingress: Testing and modelling*. Spon Press.
- Torrent, R. T. (1992), *A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site*. Materials and Structures, vol 25, 358-365. <https://doi.org/10.1007/BF02472595>
- Whiting, D. (1981), *Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete*. in FHWA/RD-81/119. Federal Highway Administration. 173 pages.
- Whiting, D. and Cady, P. D. (1992), *Condition Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion*. Strategic Highway Research Program: Washington, D.C. 93 pages.
- Yang, K., Basheer, P. A. M., Magee, B. and Bai, Y. (2013), *Investigation of moisture condition and Autoclam sensitivity on air permeability measurements for both normal concrete and high performance concrete*, Construction and Building Materials, vol 48, 316-331. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.087>
- Yang, K., Basheer, P. A. M., Magee, B., Bai, Y. and Long, A. E. (2015), *Repeatability and Reliability of New Air and Water Permeability Tests for Assessing the Durability of High-Performance Concretes*, Journal of Materials in Civil Engineering, vol 27, 11 pages. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001262](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001262)
- Yang, K., Basheer, P. A. M., Bai, Y., Magee, B. and Long, A. E. (2015), *Assessment of the effectiveness of the guard ring in obtaining a uni-directional flow in an in situ water permeability test*, Materials and Structures, vol 48, 167–183. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0175-5>
- Zhang, P., Wittmann, F. H., Vogel, M., Müller, H. S. and Zhao, T. J. (2017), *Influence of freeze-thaw cycles on capillary absorption and chloride penetration into concrete*, Cement and Concrete Research, vol 100, 60-67. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.05.018>

Projeto e avaliação da vida útil através da resistividade elétrica do concreto

C. Andrade^{1*} 

* Autor de Contato: candrade@cimne.upc.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.349>

Recepção: 26/07/2018 | Aceitação: 24/08/2018 | Publicação: 31/02/2018

RESUMO

As normas atuais têm requisitos para o projeto de durabilidade do concreto com base na resistência à compressão e provisões relacionadas ao teor de cimento e à relação água-cimento. Para corrosão da armadura, os códigos também especificam as larguras máximas das fissuras de flexão. No entanto, as tendências modernas preferem especificar o desempenho em vez das características do concreto. Essa abordagem de desempenho exige definir um parâmetro de controle de durabilidade, como o coeficiente de difusão de cloreto, com seu teste correspondente e o modelo para prever o tempo de corrosão do aço. Este artigo descreve o uso da resistividade elétrica do concreto a ser usada como parâmetro de desempenho de durabilidade e as informações complementares que a resistividade pode fornecer como é: o período de ajuste, a resistência mecânica e o grau de cura. Além disso, é explicado como projetar a mistura de concreto para obter uma resistividade alvo.

Palavras-chave: resistividade elétrica do concreto; desempenho em durabilidade; coeficiente de difusão de cloretos.

Citar como: C. Andrade (2018), “Projeto e avaliação da vida útil através da resistividade elétrica do concreto”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 264-279, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.349>

¹ International Center for Numerical Methods in Engineering. CIMNE. UPC, Spain.

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 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Design and evaluation of service life through concrete electrical resistivity

ABSTRACT

This paper describes the use of concrete electrical resistivity as durability performance parameter and the complementary information that resistivity can provide like: setting period, mechanical strength and degree of curing. Also, it is explained how to design the concrete mix to obtain a target resistivity. Current codes have requirements for the durability design of concrete based on compressive strength and provisions related to cement content and water/cement ratio. For reinforcement corrosion the codes also specify the maximum flexural crack widths. However, modern trends specify the performance rather than the concrete characteristics. This performance approach demands to define a durability controlling parameter, such as the chloride diffusion coefficient, with its corresponding test and the model to predict the time to steel corrosion.

Keywords: concrete electrical resistivity; durability performance; chloride diffusion coefficient.

Diseño y evaluación de la vida útil a través de resistividad eléctrica concreta

RESUMEN (letras de 13 pts. Times New Roman, negritas)

Este artículo describe el uso de resistividad eléctrica concreta como parámetro de rendimiento de durabilidad y la información complementaria que puede proporcionar la resistividad, como: período de fraguado, resistencia mecánica y grado de curado. Además, se explica cómo diseñar la mezcla de concreto para obtener una resistividad objetivo. Los códigos actuales tienen requisitos para el diseño de durabilidad del concreto basado en la resistencia a la compresión y disposiciones relacionadas con el contenido de cemento y la relación agua / cemento. Para la corrosión de refuerzo, los códigos también especifican los anchos de grietas de flexión máximos. Sin embargo, las tendencias modernas especifican el rendimiento más que las características concretas. Este enfoque de rendimiento exige definir un parámetro de control de la durabilidad, como el coeficiente de difusión del cloruro, con su prueba correspondiente y el modelo para predecir el tiempo de corrosión del acero.

Palabras clave: resistividad eléctrica concreta; desempeño de durabilidad; coeficiente de difusión de cloruro.

1. INTRODUÇÃO

A resistividade elétrica do concreto foi empregada antecipadamente em relação à aplicação de outras técnicas eletroquímicas no concreto, pois os estudos são relatados a partir dos anos 40-50 (Hammond e Robson, 1955; Monfore, 1968) relacionados à caracterização do concreto como isolante elétrico para emprego em dormentes de trem e também aplicado à medição não destrutiva da pega do cimento (Calleja, 1953). É na década de 60 quando a corrosão da armadura começou a aparecer como um importante perigo potencial e técnicas eletroquímicas começaram a ser aplicadas, em particular as curvas de polarização (Gjorv et al. 1986; Gouda e Monfore 1965).

No entanto, seu papel nesses experimentos eletroquímicos não foi avaliado até que a técnica de Polarization Resistance, R_p , foi usada para medir a taxa de corrosão instantânea (Andrade e González, 1978; González et al. 1980), porque seus valores poderiam ser muito afetados pela queda ôhmica caso não seja removido o componente resistivo do valor medido.

A medição sistemática da queda ôhmica que afeta as medições de R_p possibilitou a evidência de que a resistividade do concreto é uma função direta da porosidade do concreto e seu grau de saturação de água (Andrade et al 2000a; McCarter e Garvin 1989) e então a taxa de corrosão resulta

função direta da resistividade com a consequência de que o controle ôhmico é o mecanismo de controle de taxa chave de corrosão da armadura.

É na década de 90 que o interesse pela resistividade surge novamente quando a relação entre difusão de cloretos e resistividade do concreto é demonstrada (Andrade et al, 2000b). Os pesquisadores não exploraram essa relação e, em vez disso, a maioria dos pesquisadores se concentrou no desenvolvimento de modelos e testes de migração do cloreto (Andrade, 1993; Tang, 1996).

No entanto, o autor desta comunicação foi atraído pelo potencial numeroso de aplicações da resistividade do concreto e em particular identificou que é o parâmetro chave que liga a microestrutura com a capacidade de transporte do concreto e estudou em profundidade os fundamentos da resistividade em particular a possibilidade de prever a vida útil da armadura (Andrade et al, 1993; Andrade, 2004).

No presente trabalho algumas bases microestruturais da resistividade como parâmetro universal controlando processos de transporte em concreto como meio poroso são descritas, bem como a relação entre corrosão da armadura e grau de saturação que faz variar a resistividade do concreto.

2. FUNDAMENTOS DA RESISTIVIDADE DO CONCRETO

A resistência elétrica do concreto, R , é a relação entre a queda de tensão, V , aplicada a um corpo condutor e a corrente, I , induzida por ele.

$$R = \frac{V}{I} = \rho \frac{d}{A} \quad (1)$$

Esta Resistência, se padronizada para uma geometria regular, permite conhecer a resistividade através da lei de Ohm, que é dada na equação 1 (d = a distância entre os eletrodos e A é a área da seção transversal na figura 1).

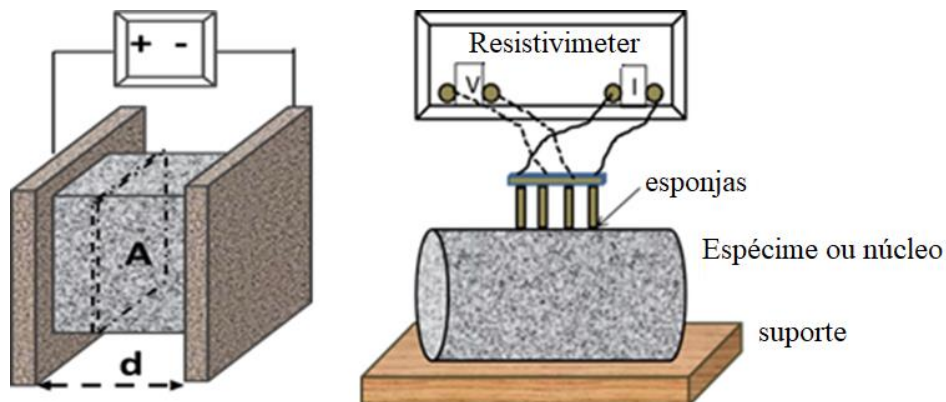


Figura 1. Esquerda: método direto para medir a resistividade (a rede de poros é evidenciada por causa da representação). Direita: quatro pontos ou método de Wenner. A resistividade do concreto é uma indicação da porosidade do concreto e do grau de saturação om água, do concreto.

O método mais comum de medição de resistividade é o método “direto” ou “granel” (figura 1-esquerda). Dois eletrodos colocados em duas faces paralelas de uma amostra de concreto ou disco e tensão são aplicados. O outro método comum é conhecido como “quatro pontos ou método de Wenner” mostrado na mesma figura.

2.1 Evolução da resistividade durante a pega e o endurecimento

Quando a água é misturada com o pó de cimento, a pasta formada é muito fluida e então a resistividade é muito baixa (figura 2), no entanto, assim que inicia a pega, a resistividade aumenta com a hidratação do cimento (Calleja, 1953). O aumento continua durante o endurecimento à medida que a porosidade evolui com a hidratação do cimento. Esse aumento com o tempo serve para monitorar o “fator de envelhecimento da hidratação”, que será abordado mais adiante.

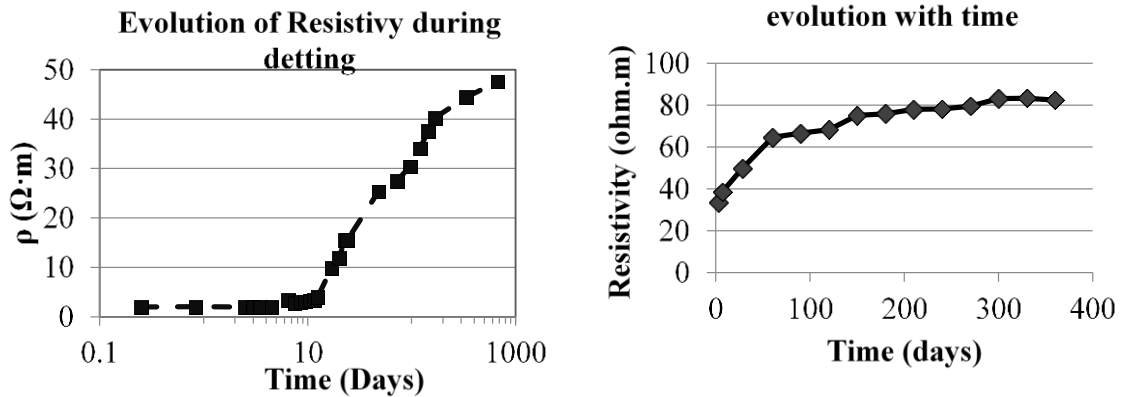


Figura 2. Esquerda: Evolução da resistividade da argamassa com relação a / c de 0,65 durante a fixação do cimento. Direita: exemplo de evolução da resistividade do concreto durante o endurecimento

2.2 Relação entre Resistividade e resistência mecânica

O aumento da resistividade com o tempo é paralelo ao da resistência mecânica, pois ambos os parâmetros dependem da porosidade do concreto. Na figura 3 é mostrada sua relação para numerosos concretos que indicam que a resistividade pode ser usada para prever a resistência mecânica quando os espécimes são do mesmo tipo de cimento e curados em condições padronizadas.

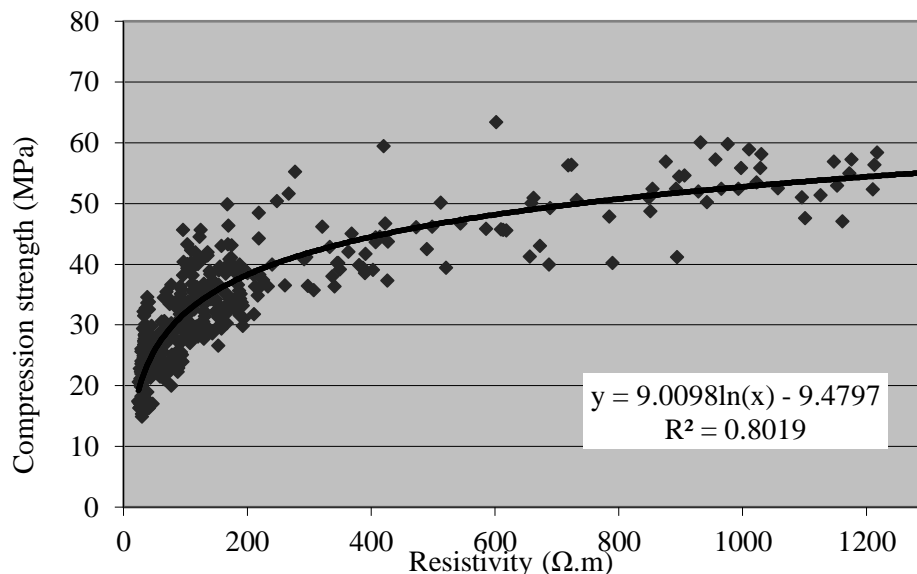


Figura 3. Relação da resistência à compressão de concretos em diferentes idades e resistividade.

2.3 Relação de resistividade com microestrutura dos poros e saturação com água

O concreto é um corpo poroso no qual as fases sólidas são não condutoras sendo os poros preenchidos com uma solução que é a fase condutora. Então a resistividade / condutividade do concreto dependerá do volume total de poros e da distribuição do tamanho dos poros. Quanto maior a porosidade, menor é a resistividade, desde que o concreto esteja saturado de água. Se o concreto não está saturado, então, a resistividade é uma indicação do grau de saturação do concreto (McCarter e Garvin, 1989; Andrade et al., 2000b).

Esta relação pode ser expressa através de uma modificação da lei de Archie (Archie, 1942), onde ρ_0 = a resistividade da solução de poros (valor médio de 10 a 50 Ω .cm), W é a fração volumétrica de água e τ é o fator de tortuosidade:

$$\rho = \rho_0 \cdot W^{-\tau} \quad (2)$$

Em relação à influência da composição química da solução de poros, ρ_0 , seu impacto na resistividade total segundo a equação 2 é pequeno, desde que o concreto permaneça alcalino. Se o concreto está carbonatado, então o valor de ρ_0 é muito maior.

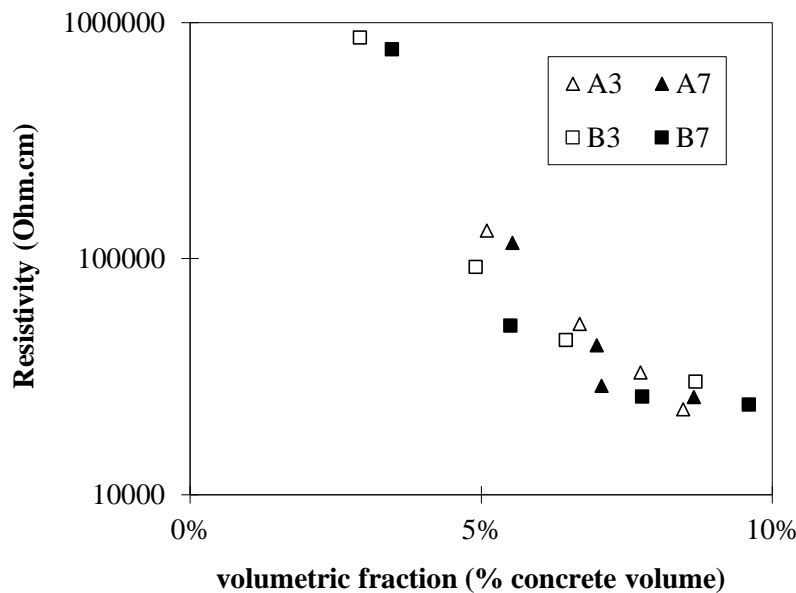


Figura 4. Relação entre frações volumétricas de porosidade saturada com água e resistividade de quatro diferentes misturas. O valor τ da equação 2 é 2.52 na figura (Andrade, Bolzoni, Fullea, 2011)

Uma ilustração dessa relação empírica é dada na figura 4 (Andrade, Bolzoni, Fullea, 2011) onde quatro misturas de concreto foram condicionadas a várias umidades relativas nas quais a resistividade foi medida em conjunto com o peso do concreto. Indica que abaixo de uma UR de 65% a resistividade aumenta exponencialmente enquanto está acima de 85-90% UR quando atinge os valores mínimos devido aos poros capilares estarem começando a ser preenchidos com água evaporável.

2.4 Influência da temperatura na resistividade

Com relação à influência da temperatura, ela tem um efeito importante na resistividade: a resistividade aumenta quando a temperatura diminui. Este efeito só pode ser generalizado se os

valores de ρ forem padronizados para uma temperatura de referência que se propõe ser 25°C. Outra possibilidade é o uso da lei de Arrhenius, porém foi detectado que a energia de ativação depende do grau de saturação e um único valor parece não solucionar (Andrade, Zuloaga, et al., 2011). Para aplicações práticas, no entanto, o efeito pode ser negligenciado se a temperatura estiver variando de 18 a 22°C. Variações maiores podem precisar de padronização.

Por outro lado, um aumento na temperatura geralmente significa a evaporação da água dos poros, o que, por sua vez, significa aumento da resistividade. Ou seja, o efeito final da temperatura na corrosão é contra-influente, pois um aumento na temperatura pode produzir um abrandamento do coeficiente de difusão e a taxa de corrosão devido à secagem. Portanto, a incorporação de efeitos de temperatura nos modelos é muito prematura e mais resultados são necessários.

3. RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA, A DIFUSIVIDADE E A TAXA DE CORROSÃO

3.1 Resistividade - Difusividade

Sendo o concreto um material poroso, a resistividade está relacionada à sua capacidade de transporte iônico aplicando a lei de Einstein na condutividade-difusividade que relaciona o movimento de cargas elétricas com a condutividade do meio (Andrade, 1993) como representado na figura 5 em um gráfico com escalas logarítmicas:

$$D_e = \frac{F}{\rho_{ef}} = F \cdot \sigma = \frac{2E-4}{\rho_{ef}} \quad (3)$$

Onde:

D_e = coeficiente de difusão efetivo

F = um fator, que depende da concentração iônica externa

ρ_{ef} = resistividade “efetiva” (neste caso de concreto saturado com água)

σ = condutividade (inverso da resistividade)

Um valor de kCl de 20×10^{-5} pode ser usado para concentrações externas de cloreto de 0,5 a 1 M.

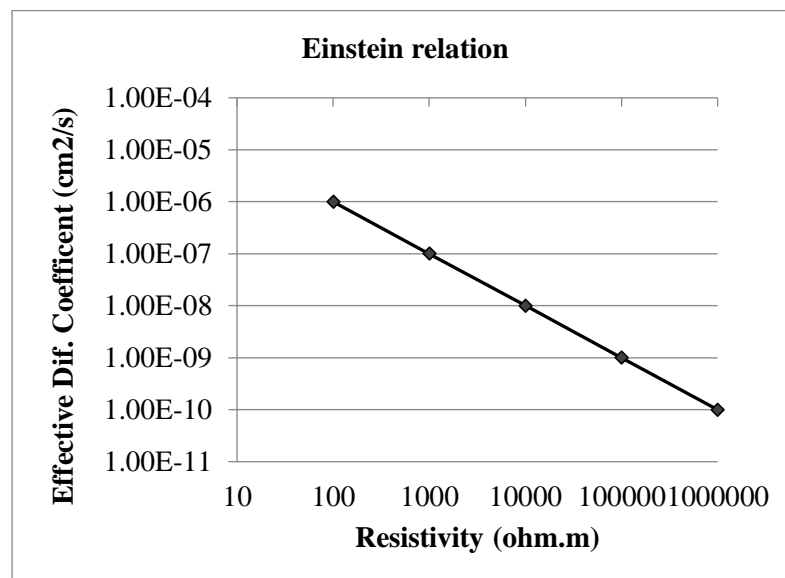


Figura 5. Relação entre resistividade e difusividade, calculada a partir da lei de Einstein.

3.2 Resistividade - Taxa de Corrosão

É a dependência com a umidade da resistividade que explica a relação entre ela e a taxa de corrosão da armadura que é ilustrada com o gráfico I_{corr} -resistividade (Andrade et al. 2000a; Lambert et al., 1991) da figura 6, na qual é ilustrado a relação média e alguns valores de um ensaio particular. A linha inclinada na figura 6 representa a expressão:

$$I_{corr} \left(\frac{\mu A}{cm^2} \right) = \frac{26}{\rho (K\Omega \cdot cm)} \quad (4)$$

Se o I_{corr} é dado como V_{corr} em mm / ano, esta expressão 3 resulta na expressão 4:

$$V_{corr} = \frac{0.0116 \cdot 26000}{\rho} = \frac{301.6}{\rho} \quad (5)$$

Onde V_{corr} = (mm / ano), 0,0116 = fator de conversão entre V_{corr} e I_{corr} e ρ = resistividade do concreto (ohm*cm).

Esta relação abriu a porta para derivar a taxa de corrosão da resistividade, desde que a corrosão esteja em estado ativo, porque quando o aço é passivo, a resistividade não pode ser usada para prever as taxas de corrosão.

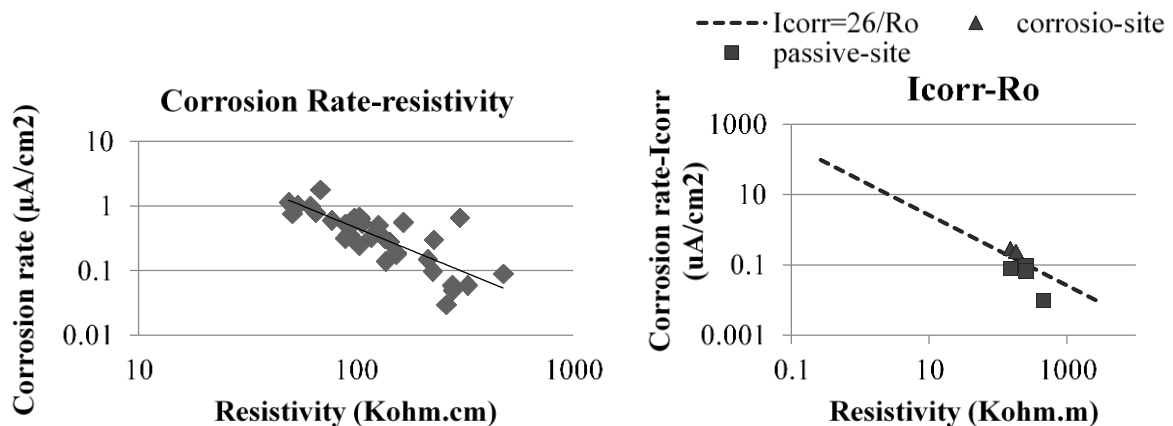


Figura 6. Dois exemplos do Graph I_{corr} - ρ_{ef} que indicam a relação entre o I_{corr} e o grau de saturação do concreto.

3.3 Coeficiente de Difusão-Corrosão

É evidente que a equação 3 e a equação 4 são muito semelhantes, apesar de uma (a da difusividade) ser baseada na teoria do movimento de cargas elétricas bem fundamentada e a outra (a do I_{corr}) ser empírica e desenvolvida para o concreto (talvez pudesse ser aplicado a alguns materiais porosos como a corrosão de metais no solo). Qual é o significado físico dessa semelhança?

A explicação encontrada em relação à equação do I_{corr} - ρ_{ef} foi o conhecido “controle por resistência” da atividade de corrosão das células micro e macro-galvânicas. Ou seja, a resistividade do eletrólito controla a taxa máxima de corrosão (tanto o movimento dos íons de ferro produzidos quanto o dos hidróxidos produzidos no cátodo) enquanto em solução a taxa de atividade de corrosão é mais controlada pela energia de ativação (ativação controle) ou a concentração dos íons oxidados nas áreas anódicas ou reduzidos nos catódicos (controle de concentração).

Este controle de resistência é o que expressa a equação 4 da difusividade: os íons não podem se mover mais rápido que a resistividade da solução permite. Sendo o movimento de cargas elétricas (íons) envolvidas na corrosão e na difusão, ambas são controladas pela resistividade do eletrólito. Além do significado físico, também deve ser considerada a similaridade matemática. Isso é muito interessante do ponto de vista prático, pois, além de possibilitar o cálculo do coeficiente de difusão e a taxa de corrosão da resistividade do concreto, também permite o cálculo da máxima taxa de corrosão a ser produzida em concreto. se o coeficiente de difusão é conhecido e vice-versa, a dedução do coeficiente de difusão a partir de uma medição da taxa máxima de corrosão. Operando matematicamente igualando ambas as expressões 3 e 4 e assumindo que, por uma questão de simplificação na equação 4, o valor de $k = 2,6 \cdot 10^{-5}$ em vez de $k = 2,3 \cdot 10^{-5}$, pode-se deduzir que:

$$\rho = \frac{26 \cdot 10^{-5}}{D_e} = \frac{26000}{I_{corr}} \quad (6)$$

que visa:

$$I_{corr} = \frac{26000}{26 \cdot 10^{-5}} \cdot D_e = D_e \cdot 10^8 \quad (7)$$

E

$$D_e = I_{corr} \cdot 10^{-8} \quad (8)$$

A Tabela 1 fornece alguns cálculos para diferentes valores de I_{corr} e D_{ef} .

Tabela 1. Equivalência entre D_{ef} e I_{corr} para o valor de $k = 2.6E-5$

D_{ef} (cm ² /s)	0.1E-8	1E-8	10E-8
I_{corr} (µm/year)	0.1	1	10

Deve-se ressaltar que tais relações são baseadas no chamado “coeficiente de difusão efetivo”, D_{ef} que é um valor de estado estacionário e não no D_{ap} aparente que calcula a média da evolução do coeficiente ao longo do tempo de ensaio e é o resultado de um regime não estável.

3.4 Relação entre resistividade e saturação com água

Seguindo as analogias, é possível calcular a taxa de corrosão a partir da saturação da água, pois esta depende da resistividade. A substituição da equação 2 e 3 em 4 resulta na equação 6:

$$V_{corr} \left(\frac{mm}{year} \right) = 6 \cdot W^2 \quad (9)$$

Sendo: $W = S_w \cdot \varepsilon$, S_w = grau de saturação de água no concreto, % e ε = porosidade em volume, % Esta equação permite deduzir a velocidade máxima de corrosão em um concreto em função de sua fração volumétrica de poros saturados com água. Assim, como exemplo, para um $W = 0,05$ (50% do grau de saturação em um concreto com 10% de porosidade em volume), a taxa máxima de corrosão seria de 15 µm / ano.

Então, na figura 7, ele resume todas as concordâncias e analogias

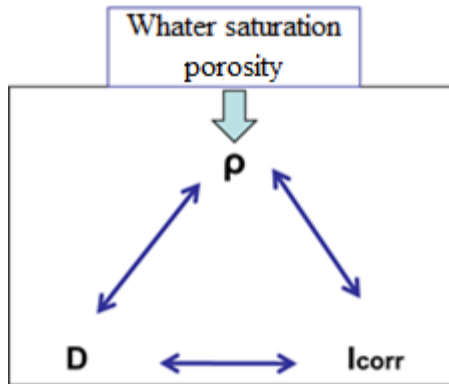


Figura 7. Relações entre Resistividade-Difusividade e Taxa de Corrosão

4. MODELO DE VIDA ÚTIL COM BASE NAS MEDIÇÕES DE RESISTIVIDADE

Dois aspectos principais devem ser levados em conta ao tentar calcular a vida útil da resistividade (Andrade, 2004).

- É necessário introduzir a relação de ρ com o tempo
- O ρ é proporcional ao coeficiente de difusão efetivo, isto é, a reação dos cloretos com as fases de cimento hidratado deve ser incorporada.

4.1 Relação com o tempo

A resistividade pode ser introduzida em uma “lei da raiz quadrada”, permitindo a relação entre o tempo e a resistividade. Assim, se estiver usando a lei padrão de raiz quadrada:

$$x = V_{CO_2,cl} \cdot \sqrt{t} = \sqrt{2 \cdot D \cdot t} \quad (10)$$

Onde x = profundidade de carbonatação ou penetração do limiar de cloreto e t = tempo de vida. O modelo baseado na resistividade foi proposto (Calleja, 1953) substituindo o valor de D pela expressão 7, que fornece:

$$x = \sqrt{2 \cdot \frac{k}{\rho} \cdot t} \quad (11)$$

Baseado nessa relação, um modelo completo foi desenvolvido (Calleja, 1953). Por uma questão de resumo, é apresentado na equação 12 e na equação 13:

$$t_l = t_i + t_p = \frac{x_i^2}{V_{CO_2,cl}} \quad (12)$$

$$t_l = \frac{x^2 \cdot \rho_{ef}}{k_{Cl,CO_2}} \quad (13)$$

Onde:

t_i = período de iniciação

t_p = período de propagação

ρ_{ef} = resistividade efetiva (aos 28 dias de cura úmida)

$k_{CO_2, C1}$ = fator ambiental dependendo da classe de exposição

Sabendo-se o valor da resistividade no mesmo corpo de prova que a utilizada para resistência mecânica aos 28 dias, este modelo permite o cálculo do tempo de corrosão e do período de propagação da corrosão, se houver alguma informação sobre a capacidade de reação das fases do cimento e o envelhecimento fator são conhecidos.

4.2 Consideração de reação de cloreto e outros fatores

Como já mencionado, a capacidade da resistividade em quantificar a difusividade baseia-se em uma das leis de Einstein, que relaciona o movimento das cargas elétricas com a condutividade do meio (Andrade, 1993; Andrade et al, 1993; Andrade, 2004; Garboczi, 1990) (veja a equação 3). Esta expressão é responsável apenas pelo transporte dos íons cloreto através da rede de poros que é insuficiente para caracterizar o transporte através do concreto onde ocorre a reação dos cloretos e esta reação e a hidratação contribuem para a evolução da porosidade.

Em seguida, alguns fatores devem ser aplicados à equação 3 para considerar esses efeitos juntamente com o valor do fator k , que leva em conta a concentração do cloreto ou da substância agressiva.

Os fatores introduzidos na equação 3 foram:

- k foi renomeado “fator ambiental”. Depende da concentração de cloretos e, no caso da carbonatação, do teor de umidade do concreto (Andrade, 1993; Andrade, 2004)
- r_b “retardador ou fator de reação” (Andrade et al, 2014) que multiplica a resistividade para explicar o efeito “retardador” da ligação de cloreto durante a penetração de cloretos. Também pode ser aplicado ao caso da carbonatação. Isso ocorre porque a carbonatação progride quando o concreto está parcialmente saturado. Ou seja, quanto maior a porosidade ou os poros vazios devido a condições de seca, maior será a profundidade de carbonatação, mas um certo nível de umidade é necessário para que a reação de carbonatação prossiga.
- Por fim, o “fator envelhecimento” q (Andrade, Castellote, D'Andrea, 2011) que explica a evolução com o tempo da microestrutura porosa.

Esses fatores foram quantificados para introduzi-los em uma expressão ligando a resistividade ao tempo que será descrito posteriormente.

Fator Ambiental F

Os fatores ambientais F_{C1} e F_{CO_2} dependem das condições de exposição (Andrade, 1993; Andrade, 2004). A Tabela 2 apresenta valores que foram calculados pela análise inversa dos resultados dos testes obtidos em estruturas reais.

Tabela 2. Valores dos coeficientes ambientais k_{C1} and k_{CO_2} , segundo a classe de exposição EN 206

Classe de exposição	F (cm ³ Ω/year)
X0, XC1, XC2	200
XC3 umidade moderada	1000
XC4 ciclos úmido e seco	3000
XS1 (d > 500 m distância da orla)	5000
XS1 (d < 500 m distância da orla)	10000
XS2 submerso	17000

XS3 maré

25000

Fator de reação r_b

Os fatores de reação r_{Cl} e r_{CO_2} (Andrade et al, 2014) dependem do tipo e quantidade de cimento e, portanto, da reação da substância penetrante com as fases do cimento. A equação 3 pode ser expressa como:

$$D_{CO_2} = \frac{F_{Cl,CO_2}}{\rho_{ef} \cdot r_{Cl,CO_2}} \quad (14)$$

Os valores podem ser calculados por medição direta ou indiretamente medindo a relação entre os coeficientes de difusão efetivos e aparentes, ou por cálculo baseado na composição do cimento. A Tabela 3 apresenta exemplos de valores de r_{Cl} que foram calculados com base nos resultados dos testes obtidos pela comparação dos coeficientes de difusão estáveis e não constantes.

Tabela 3. Exemplos de valores do fator de reação de cloretos, r_{Cl} , para 3 tipos de cimento

Cimento	r_{Cl}	Desvio Padrão
CP I	1.9	1.3
CP I + sílica ativa	1.5	0.5
CP IIA (com pozolanas e cinzas volantes, $\leq 20\%$)	3.0	2.1

Fator de Envelhecimento q

Isso explica que o refinamento do sistema de poros de concreto resulta em um aumento da resistividade com o tempo (Andrade, Castellote, D'Andrea, 2011). A resistividade aumenta com o tempo devido à progressão da hidratação, a combinação das fases do cimento com os cloretos ou dióxido de carbono que normalmente diminui a porosidade e pelo concreto que seca (dependendo do ambiente. Pode ser calculado através da expressão 15.

$$\rho_t = \rho_0 \left(\frac{t}{t_0} \right)^q \quad (15)$$

ρ_t = resistividade a qualquer idade

ρ_0 = resistividade na idade da primeira medição t_0

Valores de q encontrados com dois diferentes tipos de cimento são apresentados na Tabela 4..

Onde:

ρ_t = resistividade em qualquer idade t

ρ_0 = resistividade na idade da primeira medição t_0

Valores de q encontrados para diferentes tipos de cimento são apresentados na tabela 4.

Tabela 4. Valores do fator de envelhecimento

Cimento	q	Desvio Padrão
CP I	0.22	0.01
CP II/A -P	0.37	0.06
CP II/A-V	0.57	0.08

A relação entre q e o fator de envelhecimento n do coeficiente de difusão dá a expressão 23:

$$q = 0.8 n \quad (16)$$

4.3 Período de propagação

In the case of considering the propagation of corrosion (t_p), taking into account the loss in rebar diameter, or pit depth, (P_{corr}) as the limit corrosion attack, the service life of structure can be written by the expression 9:

No caso de considerar a propagação da corrosão (t_p), levando em conta a perda no diâmetro do vergalhão, ou profundidade do pit, (P_{corr}) como o ataque de corrosão limite, a vida útil da estrutura pode ser escrita pela expressão 9:

$$I_{corr} \left(\frac{\mu A}{cm^2} \right) = \frac{K_{corr}}{\rho_{ef} (Kohm.cm)} \quad (17)$$

A relação para a predição da vida útil pode ser então formulada da seguinte forma (16):

$$t_l = \frac{P_{corr} \cdot \left(\rho_{ef} \left(\frac{t}{t_0} \right)^q \cdot W_s \right)}{K_{corr} \cdot 0.00116} \quad (18)$$

onde:

P_{corr} = seção transversal de aço encontrada no tempo t_p

ρ_{ef} = resistividade a 28 dias em condições saturadas

q = fator de envelhecimento da resistividade (Tabela 4)

ξ = fator ambiental da taxa de corrosão (pode ser de 10 ± 2 para carbonatação a 30 ± 5 para cloretos)

K_{corr} = constante com um valor de $26 \mu A/cm^2 \cdot k\Omega \cdot cm$ a $26 mV/cm$ relacionando a resistividade e a taxa de corrosão I_{corr}

Expressão completa do modelo de vida útil baseado na resistividade.

Então, a expressão final do modelo de vida útil baseado na resistividade é:

$$t_l = t_i + t_p = \frac{x_i^2}{V_{CO_2,Cl}} + \frac{P_{corr}}{V_{corr}} \quad (19)$$

$$t_l = \frac{x^2 \cdot \rho_{ef} \left(\frac{t}{t_0} \right)^q}{F_{Cl,CO_2}} \cdot r_{Cl,CO_2} + \frac{P_{corr} \cdot \left(\rho_{ef} \cdot \left(\frac{t}{t_0} \right)^q \cdot W_s \right)}{K_{corr} \cdot 0.00116} \quad (20)$$

Exemplo de aplicação

Para o período de iniciação a aplicação da teoria acima pode ser mostrada a título de exemplo, assumindo um concreto com uma profundidade de cobrimento de 4 cm feita com cimento tipo I com sílica ativa (fator de reação = 1,5 e fator de envelhecimento = 0,22) para ser colocado na classe de exposição XS3 (condições de maré e salpicos). Considerando uma vida útil de 100 anos, os valores da reação, bem como os fatores ambientais e de envelhecimento são apresentados na Tabela

5. Os cálculos indicam que a resistividade necessária aos 28 dias de idade, medida em condições saturadas, é de 215 Ω m.

Tabela 5. Dados de entrada para um cálculo da resistividade do concreto

CP I com silica ativa	$r_{Cl} = 1,85$
Classe de exposição (XS3)	$F (\text{cm}^3\Omega/\text{year}) = 25000$
Vida útil	$t (\text{years}) = 100$
Cobrimento	$X_{Cl} (\text{cm}) = 4$
Fator de envelhecimento para 10 anos	$q = 0.22$

$$4 = \sqrt{\frac{25000}{\rho_0 \left(\frac{100}{0.0767}\right)^{0.22} \cdot 1.5}} \cdot 100 \} \rho_0 (\Omega \cdot \text{cm}) = 21497 \rightarrow \rho_0 (\Omega \cdot \text{m}) = 215$$

Com esta resistividade, a duração do período de propagação seguinte à Tabela 6 é:

Tabela 6. Dados de Entrada para o Período de Propagação

Redução limite do diâmetro, P_{corr}	100 $\mu\text{m} = 0.01 \text{ cm}$
ρ_{ef} para 28 dias	21.5 kohm.cm
q para 100 anos	0.22
W_s em condições saturadas	1

$$t_l = \frac{0.01 \cdot \left(21.5 \cdot \left(\frac{100}{0.0767} \right)^{0.22} \cdot 1 \right)}{26 \cdot 0.00116} = 34.54 \text{ years}$$

Este período de propagação pode ser incluído nos 100 anos ou considerado separadamente como um tempo seguro adicional até que a quebra seja produzida.

5. PRODUÇÃO DE CONCRETO PARA UMA RESISTÊNCIA ESPECIFICADA

Uma vez conhecida a resistividade necessária para alcançar uma vida útil nominal, resta descrever como o produtor de concreto pode projetar uma mistura para atender à especificação da vida útil. Isso pode ser feito (Andrade e D'Andrade, 2010) considerando uma modificação da lei de Archie que relaciona resistividade e porosidade:

$$\rho_{28d} = \rho_0 \cdot \varepsilon^{-\tau} \quad (21)$$

onde ρ_{28d} é a resistividade do concreto sob condição saturada em 28 dias, τ é o coeficiente de tortuosidade que é estimado pelo ajuste aos dados experimentais, e ε é a porosidade total.

O coeficiente τ depende da composição do concreto que é identificada à tortuosidade, e pode ser determinado a partir do tipo ou família de tipo de cimento por meio da medição da porosidade e da resistividade. Os valores encontrados na presente pesquisa são. Para cimento tipo I $\tau = 1,9$, para tipo II-AV $\tau = 2,3$ e para tipo II AP $\tau = 1,6$.

A partir da resistividade especificada, a porosidade da pasta pode ser obtida e através da lei de Power's com a porosidade e a relação a/c

$$\varepsilon_p (\% \text{volumen}) \approx \frac{\left(\frac{w}{c}\right) - 0,36\alpha}{\left(\frac{w}{c}\right) + 0,32} \times 100 \quad (22)$$

Para usar ρ_p no modelo baseado na lei de Archie, ele deve converter a porosidade da pasta (ρ_p) em porosidade do concreto (ρ). Para isso, é aplicado um método simples baseado em multiplicar a porcentagem de porosidade capilar da pasta ao volume de pasta (γ) no concreto.

$$\varepsilon = \varepsilon_p \cdot \gamma \quad (23)$$

É possível preparar uma mistura com a resistividade efetiva necessária aos 28 dias, levando em consideração o tipo de cimento e seu fator retardador. O produtor de concreto deve verificar, testando o alcance da resistividade especificada, enquanto o produtor de cimento deve fornecer o fator retardador de seus cimentos.

Assim, a seguinte metodologia de projeto concreta baseada no modelo de lei de Archie é proposta para atingir o valor prescrito ρ_{28d} :

1. Selecione um tipo de cimento. Ele fixa os valores de fator de reação (r) e tortuosidade (τ) são definidos.
2. Selecione uma relação a/c e calcule a porosidade da pasta seguindo o modelo de Powers
3. Em seguida, calcule a resistividade esperada. $\rho = \rho_o \cdot (\varepsilon_p \cdot \gamma)^{-\tau}$

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Concrete is a very complex material but which is placed on site in many manners by relatively simple practices. It needs to be modelled by sophisticated models, but also by simple ones which could help to improve the quality and spread the tools for it. The electrical resistivity, being a non-destructive method simplifies very much the control of the durability. On the other hand, it enables O concreto é um material muito complexo, mas que é colocado no local de muitas maneiras por práticas relativamente simples. Ele precisa ser modelado por modelos sofisticados, mas também por modelos simples, que poderiam ajudar a melhorar a qualidade e difundir as ferramentas para isso. A resistividade elétrica, sendo um método não destrutivo, simplifica muito o controle da durabilidade. Por outro lado, permite múltiplas aplicações em tecnologia de concreto e a quantificação da vida esperada. Foram resumidas algumas das possíveis aplicações dos valores de resistividade elétrica do concreto. Sua principal vantagem é que a medição é não destrutiva e o concreto pode ser monitorado.

A resistividade de concreto é capaz de informar sobre:

- porosidade
- grau de saturação de água
- qualidade da cura
- tempo de pega do cimento
- resistência mecânica do concreto
- taxa de corrosão do reforço
- permeabilidade ao gás e à água

No presente trabalho são mostradas as relações fundamentais de resistividade com difusividade e com a taxa de corrosão da armadura. A resistividade é o parâmetro que permite associar a microestrutura ao macro desempenho. Também foi resumido o modelo para predição de vida útil baseado na lei de Einstein relacionando resistência elétrica ou condutância com o coeficiente de difusão. Fazendo certas suposições, esta lei básica pode ser aplicada ao avanço da frente de carbonatação ou limiar de cloreto, e à representação da propagação da corrosão do aço. Este modelo pode ser usado para calcular as espessuras de cobertura a partir dos valores reais de resistividade ou a resistividade mínima para uma determinada espessura de cobertura.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer o financiamento do Ministério da Ciência e Inovação para o projeto INGENIO 2010-CONSOLIDER sobre “Segurança e Durabilidade de Estruturas: SEDUREC”.

8. REFERENCES

- Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*. Cement and Concrete Research, Volume 23, Issue 3, pp. 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- Andrade, C. (2004), “*Calculation of initiation and propagation periods of service-life of reinforcements by using the electrical resistivity*”. International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur, 22-24, RILEM Publications SARL.
- Andrade, C., Bolzoni F., Fullea, J. (2011), *Analysis of the relation between water and resistivity isotherms in concrete*, Materials and Corrosion, 62, no.2 130-138, <https://doi.org/10.1002/maco.201005777>
- Andrade, C., Castellote, M., D’Andrea, R. (2011) *Measurement of ageing effect of chloride diffusion coefficients in cementitious matrices*, Journal of Nuclear Materials, Volume 412, Issue 1, pp 209-216. <https://doi.org/10.1016/j.jnucmat.2010.12.236>
- Andrade C., D’Andréa, R. (2010), *Concrete mix design based on the electrical resistivity*- 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies. Ancona- Italy June. Ed. Coventry University UK.
- Andrade, C., D’Andrea, R., Rebolledo, N. (2014), “*Chloride ion penetration in concrete: The reaction factor in the electrical resistivity model*”, Cement and Concrete Composites, Volume 47, pp 41-46, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.09.022>
- Andrade, C., Fullea, J., Alonso, C. (2000), *The use of the graph corrosion rate-resistivity in the measurement of the corrosion current- Proceedings of the International Workshop on “Measurement and interpretation of the on-site corrosion rate*. MESINA- RILEM Proc. No. 18. Ed. C. Andrade, C. Alonso, J. Fullea, J. Polimon and J. Rodriguez. Rilem Publications S.A.R.L. 157-166.

- Andrade C., Fullea J., Alonso C. (2000b), *The use of the graph corrosion rate-resistivity in the measurement of the corrosion current- Proceedings of the International Workshop on "Measurement and interpretation of the on-site corrosion rate.* MESINA- RILEM, Proc. No. 18. Ed. C. Andrade, C. Alonso, J. Fullea, J. Polimon and J. Rodriguez. Rilem Publications S.A.R.L. 157-166.
- Andrade, C. and González, J. A. (1978), *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*, Materials and Corrosion, Volume 29, Issue 8, 515. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C., Zuloaga, P., Martinez, I., Castillo, A., Briz, S. (2011), *Effect of temperature on the corrosion parameters and apparent activation energy measured by embedded sensors in a pilot container in "el Cabril" repository.* Corrosion Engineering, Science and Technology: The International Journal of Corrosion Processes and Corrosion Control, Vol 46, No 2, pp 182-189. <https://doi.org/10.1179/1743278211Y.0000000007>
- Andrade. C., Alonso, C., Goñi, S. (1993), *Possibilities for electrical resistivity to universally characterize mass transport processes in Concrete.* Concrete 2000: Economic and Durable Construction Through Excellence, V. 2, R.K. Dhir and M.R. Jones, eds., E&FN Spon, Cambridge, pp. 1639-1652.
- Archie, G. E. (1942), "The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics" Transactions of the AIME. 146, 54. <https://doi.org/10.2118/942054-G>
- Calleja, J. (1953), Determination of settings and hardening time of high-alumina cements by electrical resistance techniques. Journal of ACI, vol 25, pp. 249
- Dhir, R. K., Jones, M. R. (1999), "Development of chloride-resisting concrete using fly ash", Fuel, Volume 78, Issue 2, pp. 137-142
- Garboczi, E. J. (1990), "Permeability, Diffusivity and Microstructural Parameters: A Critical Review", Cement and Concrete Research, Volume 20, Issue 4, pp. 591-601. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90101-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90101-3)
- Gjorv, O. E., Vennesland, O., El-Busaidy, A. H. S. (1986), Diffusion of Dissolved Oxygen Through Concrete, Materials Performance, Vol. 25, No. 12, December, pp. 39-44
- González, J. A., Algaba, S., Andrade, C. (1980), *Corrosion of reinforcing bars in carbonated concrete*, British Corrosion Journal, Volume 15, Issue 3. <https://doi.org/10.1179/bcj.1980.15.3.135>
- Gouda, V. K., Monfore, G. E. (1965), *A rapid method for studying corrosion inhibition on steel in concrete.* Journal PCA, vol 7 n. 3, pp. 24.
- Hammond, E., Robson, T. D. (1955), Comparison of electrical properties of various cements and concretes. The Engineer, vol 199, pp. 78-80 and pp. 114.115.
- McCarter, W. J., Garvin, S., (1989) "Dependence of Electrical Impedance of Cement-Based Materials on their Moisture Condition", Journal of Physics D Applied Physics, Vol. 22 (11), pp. 1773 – 1776.
- Monfore, G. E. (1968), *The electrical resistivity of concrete.* Journal P.C.A. Applied Research Section. pp. 35.
- Lambert, P., Page, C. L., Vassie, P. R. W. (1991), "Investigations of reinforcement corrosion, 2: Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete", Materials and Structures, 24 (5), pp. 351-358. <https://doi.org/10.1007/BF02472068>
- Page, C. L., Treadaway, K. W. J. (1982), *Aspects of the electrochemistry of steel in concrete.* Nature 297, pp. 109-115. <https://doi.org/10.1038/297109a0>
- Tang, L. (1996), *Chloride Transport in Concrete – Measurement and Prediction*, Chalmers University of Technology, Dept. of Building Materials. ISSN: 1104-893X

Uma abordagem conceitual holística para a vida útil das estruturas de concreto: divisão em diferentes estágios de tempo

P. Castro-Borges^{1*} , P. Helene² 

* Autor de Contato: pcastro@cinvestav.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.324>

Recepção: 15/06/2018 | Aceitação: 29/08/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

O objetivo deste artigo é analisar e discutir uma abordagem conceitual que considere o caráter holístico da vida útil das estruturas de concreto, dividida em sete estágios de tempo que podem ser comparados, para fins de compreensão, com os de um ser humano. Os conceitos existentes sobre a vida útil podem estar incompletos em relação àqueles que devem considerar toda a vida de uma estrutura de concreto. Uma das razões para isso é a falta de certeza das previsões de vida útil baseadas em modelos que consideram uma mistura de estágios não claramente definidos. A vida de uma estrutura tem muitas semelhanças com a de um ser humano. De fato, não é coincidência que a engenharia tenha adotado alguns termos das ciências médicas como “patologia” para se referir a estruturas com problemas de “saúde”. O artigo discute a sobreposição dos diferentes estágios de tempo, bem como as razões pelas quais os modelos de previsão podem falhar.

Palavras-chave: vida útil; durabilidade; estrutura.

Citar como: P. Castro-Borges, P. Helene (2018), “Uma abordagem conceitual holística para a vida útil das estruturas de concreto: divisão em diferentes estágios de tempo”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 280-287, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.324>

¹ Centro de Investigación y Estudios Avanzados del IPN Unidad Mérida, Carretera Antigua a Progreso, Km 6, 97310, Mérida, Yucatán, México.

² University of Sao Paulo, Escola Politécnica, Av. Prof. Almeida Prado, trav 2, 83 SP 05508-900, 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 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

A holistic conceptual approach to concrete service life: a split into different time-stages

ABSTRACT

The goal of this paper is to analyze and discuss a conceptual approach that considers the holistic character of concrete service life but splits it into seven time-stages that can be compared, for understanding purposes, with those of a human being. The existing concepts about service life may be incomplete regarding those that must consider the whole life of a concrete structure. One of the reasons for this is the lack of certainty of the service life predictions which are based on models that consider a series of non-clearly defined time-stages. The life of a structure has many similarities with that of a human being. In fact, it is no coincidence that engineering has adopted some terms from the medical sciences like “pathology” to refer to structures with problems of “health”. The paper discusses the overlapping of the different time-stages as well as the reasons why the prediction models can fail.

Keywords: service life; durability; structure.

Un enfoque conceptual holístico para la vida de servicio del concreto: división en diferentes etapas de tiempo

RESUMEN

El objetivo de este documento es analizar y discutir un enfoque conceptual que considera el carácter holístico de la vida de servicio concreta, pero lo divide en siete etapas de tiempo que se pueden comparar, para fines de comprensión, con las de un ser humano. Los conceptos existentes sobre la vida útil pueden ser incompletos con respecto a aquellos que deben considerar toda la vida de una estructura concreta. Una de las razones para esto es la falta de certeza de las predicciones de la vida útil que se basan en modelos que consideran una combinación de etapas de tiempo no claramente definidas. La vida de una estructura tiene muchas similitudes con la de un ser humano. De hecho, no es coincidencia que la ingeniería haya adoptado algunos términos de las ciencias médicas como "patología" para referirse a estructuras con problemas de "salud". El documento analiza la superposición de las diferentes etapas de tiempo, así como las razones por las que los modelos de predicción pueden fallar.

Palabras clave: vida de servicio; durabilidad; estructura.

1. INTRODUÇÃO

A introdução de parâmetros para definir a vida útil do concreto como um conceito holístico tem sido muito comum nos últimos trinta anos. Esses parâmetros são mais quantitativos hoje do que alguns anos atrás e incluem conceitos que estão intimamente relacionados, como facilidade de manutenção, funcionalidade, segurança, confiabilidade e durabilidade. A vida útil foi definida em códigos, normas e artigos por muitos autores. Cada autor ou código tem razões próprias para propor modificações e inclusões à definição. Três das definições mais comuns de vida útil, conforme definido por certas organizações, são dadas abaixo:

- a) American Concrete Institute: É o período de tempo após a instalação, durante o qual todas as propriedades excedem os valores mínimos aceitáveis quando rotineiramente mantidos (ACI-365, 200).

- b) Rede DURAR: É o período de tempo durante o qual a estrutura conserva os requisitos do projeto em termos de segurança, funcionalidade e estética, sem custo de manutenção inesperado (Troconis et al, 1998)
- c) Diretiva de Produtos de Construção (CPD): É o período de tempo durante o qual o desempenho das obras será mantido a um nível compatível com o cumprimento dos requisitos essenciais (E. Community, 1989).
- d) APROY-NMX-C-530-ONNCCE (2017): É o tempo durante o qual o desempenho de um material, elemento ou estrutura de concreto preserva as características do projeto em termos de segurança (resistência mecânica e estabilidade, segurança no caso de incêndio, segurança no uso), funcionalidade (higiene, saúde e meio ambiente, proteção contra ruídos e economia de energia e conforto térmico) e estética (deformações, rachaduras, destacamentos), com um mínimo de manutenção que lhe permita resistir aos efeitos ambientais e naturais em seu ambiente durante o uso.

Embora aparentemente semelhantes, esses conceitos de vida útil têm diferenças e não consideram uma divisão em estágios de tempo durante os quais alguns fenômenos específicos e particulares ocorrem. Esses fenômenos particulares, como rachaduras, carbonatação, movimentação de cloro, etc., podem ter diferentes comportamentos de acordo com determinados estágios de tempo, como início ou fim da vida útil. Então, sua modelagem comportamental e previsões devem corresponder a estágios de tempo específicos, a menos que saibamos exatamente como seu comportamento específico poderia estar em qualquer estágio de tempo.

Esta pode ser a razão pela qual a extrapolação de previsões de modelos determinísticos, semi-probabilísticos ou probabilísticos para diferentes estágios de tempo não pode ser verificada com precisão e completamente. Em outras palavras, a vida útil do concreto deve ser dividida em diferentes estágios de tempo, onde o material é exposto a diferentes circunstâncias além do envelhecimento. Cada estágio de tempo é definido como o tempo específico em que os materiais específicos e o comportamento ambiental podem ser conhecidos sem quaisquer circunstâncias que possam ser atribuídas a outros estágios de tempo e, em seguida, à afetação de previsões de modelos quantitativos.

Por outro lado, precisamos entender o conceito de vida útil como um conceito de vida total e como vemos nossa própria existência como seres humanos. De fato, usamos alguns conceitos em engenharia como "patologia" que foi adotada das ciências médicas para se referir a problemas de "saúde" da estrutura. O objetivo deste artigo é discutir uma abordagem que considere o caráter holístico da vida útil concreta, mas dividi-la em sete estágios de tempo que podem ser comparados, para fins de compreensão, com os de um ser humano. O artigo discute a sobreposição dos diferentes estágios de tempo, bem como as razões pelas quais os modelos de previsão podem falhar.

2. ALGUNS ASPECTOS SOBRE A EVOLUÇÃO DOS MODELOS DE VIDA ÚTIL

Provavelmente, uma das abordagens mais importantes para a vida útil foi a fornecida pelo modelo de Tuutti em 1982 (Tuutti, 1982). Este modelo foi o primeiro a propor duas etapas para a vida útil: iniciação e propagação. Muito do conhecimento atual para prevenir danos e reparar estruturas é baseado na concepção deste modelo. Os novos materiais, a agressividade do meio ambiente e as novas técnicas de construção tornaram necessárias melhorias no modelo de Tuutti.

A inclusão da quantidade total de danos, bem como etapas específicas, como inspeção, diagnóstico, prognóstico, reparação e opções de manutenção foram introduzidas em 1994 (C. Andrade, 1994). Em 1996 (Sarja e Vesikaeri, 1996) propuseram vários níveis de modelos para incluir elementos, materiais ou edifícios completos. A ajuda de modelos determinísticos para prever a vida útil programada é discutida em conjunto com a importância dos modelos estocásticos. Em 1996, dois

estados, como a despassivação e a fissuração do concreto, foram levados em consideração nos modelos conceituais.

Um modelo conceitual mostrando as distribuições de degradação, vida útil e limites de manutenção também foram apresentados naquele ano (Sarja e Vesikaeri, 1996). A obsolescência das estruturas foi levada em consideração nos modelos conceituais durante 1997 (Somerville, 1997) e a ideia de projetar para a vida final foi introduzida.

A necessidade de incluir novos conceitos nas abordagens da vida útil continuou em 1998 (Helene, 2003) quando o conceito de vida útil foi dividido em várias partes. Helene (2003) apresentou o estágio de vida útil dividido em quatro partes específicas e sobrepostas. Todas essas abordagens ajudaram a melhorar as previsões de vida útil através de modelos determinísticos ou probabilísticos. No entanto, a sobreposição de seus diferentes estágios complicou a precisão das previsões, porque muitos fenômenos químicos, físicos ou eletroquímicos podem ter um comportamento totalmente diferente em diferentes estágios da vida útil.

Portanto, é necessária uma abordagem com estágios definidos e não sobrepostos que possam permitir melhores previsões de vida útil em qualquer um dos seus estágios. Em outras palavras, não devemos fazer previsões da vida útil se não conhecermos o comportamento esperado de todos os fenômenos durante toda a vida útil, o que é praticamente impossível.

A esse respeito, a literatura forneceu vários outros modelos com interessantes conceitos e subdivisões da vida útil em vários estágios. No entanto, apesar dessas importantes contribuições, não foram encontrados documentos sobre a filosofia com a qual devemos analisar a vida útil de uma estrutura. Como o termo "patologia" foi adaptado das ciências médicas para o campo da construção, é coerente falar sobre "problemas patológicos de construção". Isso nos é familiar por causa da existência de analogias entre as ciências médicas e as ciências da construção; isso é entre um ser humano e estruturas. Portanto, a abordagem a seguir considera as semelhanças da vida total entre um ser humano e uma estrutura.

Os critérios mais conhecidos consideravam a vida útil de uma estrutura dividida em vida útil e vida residual. Além do aparecimento de problemas de durabilidade, a vida útil total foi dividida em mais partes, como vida útil, vida residual e outras que se aplicam ao ser humano, bem como algumas exceções óbvias.

3. ANALOGIAS ENTRE A VIDA ÚTIL DE UM SER HUMANO E UMA ESTRUTURA

Vamos considerar as seguintes semelhanças dos estágios da vida útil entre um ser humano e uma estrutura.

O primeiro estágio é o da concepção. A concepção de um ser humano é dada pela relação entre o casal. Conceber um ser humano requer preparação emocional prévia. No caso de um projeto, a concepção é dada pelas primeiras discussões sobre o projeto e sua preparação. Dependendo do tipo de projeto, a estrutura pode durar para sempre. Esta é a fase em que a vida total é projetada. Este estágio pode ser chamado de projeto de planejamento da vida total da estrutura (estágio 1) e inclui o projeto estrutural, arquitetônico e de durabilidade (figura 1). O produto deste estágio ou condição de contorno é o projeto executivo.

O segundo estágio é o da gestação. Este é o momento em que a mãe gesta o recém-nascido. Alguns profissionais, como o ginecologista, supervisionam esse estágio. A analogia com este estágio é dada pelo período de construção da estrutura. Seguir as especificações do projeto com supervisão adequada determinará o período de vida total da estrutura. Este estágio pode ser chamado de preparação para a vida útil (estágio 2). O produto deste estágio, ou condição de contorno, é a nova estrutura final.

O terceiro estágio é o da entrega. Um grupo de profissionais, como o ginecologista, o pediatra e o anestesista, é responsável por receber o recém-nascido e assegurar boas condições durante esse período. Em termos de estrutura, este é o dia em que a estrutura é colocada em serviço, o dia em serviço. Este é o momento em que a vida útil começa. Este estágio pode ser chamado de iniciação da vida útil (estágio 3).

A quarta etapa é a do parto até a idade adulta (18 anos). Esta é uma fase crítica em que a supervisão dos pais é importante para prevenir, detectar e corrigir qualquer tipo de problema relacionado à saúde mental ou física, emoção ou acidentes que possam afetar o desenvolvimento de longa data da pessoa. A analogia com esse estágio é aquela em que a nova estrutura pode ou não receber ou manutenção preventiva para evitar danos futuros. A duração desta etapa dependerá das necessidades evidentes de manutenção corretiva para a estrutura. Uma condição limite para este estágio quatro pode ser declarada como o momento em que os agentes agressivos alcançam a barra da armadura.

Em termos de durabilidade, esse pode ser o chamado estágio de iniciação ou chamado de vida útil (estágio 4). Será o período do dia em serviço até o dia em que a agressividade do ambiente e / ou cargas resultará em deterioração direta do aço / concreto. Este estágio deve considerar o comportamento esperado quando a estrutura é saudável e sem deterioração evidente. A presença de evidência visual de deterioração pode ser o sinal de que o modelo de comportamento foi modificado ou alterado para incluir condições diferentes.

O quinto estágio inclui a idade adulta até pouco antes da idade do idoso. Este é um período de maturidade em que o desenvolvimento correto depende da pessoa e dos hábitos corretos durante os estágios anteriores. Certos aspectos sobre problemas de saúde ou emocionais determinam o comportamento no final deste estágio. Em termos de durabilidade, esta fase corresponde ao período de propagação. No entanto, conforme definido, o período de propagação termina quando as capacidades originais de suportar cargas estruturais e ambientais não puderem ser restauradas na estrutura. Na realidade, essas habilidades têm uma alta probabilidade de serem restauradas se a estrutura for adequadamente reparada ou reabilitada em um determinado momento crítico. É como um câncer que pode ser curado para corrigir e diagnosticar a tempo.

Este estágio pode ser chamado de vida útil residual (estágio 5). É um estágio no qual a estrutura será útil apesar de seus problemas, mas somente se receber um tratamento correto e oportuno. O limite entre este e o estágio seguinte é dado pelo fato de que nem todo "remédio" terá o efeito desejado.

O sexto estágio pode ser aquele do idoso até o instante antes de morrer. Nesta fase, todas as funções da pessoa devem ser cuidadosamente seguidas, porque não podem devido ao envelhecimento e condições prévias de vida. No caso de uma estrutura, é o momento em que qualquer ação preventiva ou corretiva não pode restaurar suas condições esperadas de funcionalidade, capacidade de manutenção, durabilidade, cargas, etc. É nesse período que o inspetor e o proprietário devem pensar em uma mudança de uso da estrutura. Algumas atividades como descarga de algumas zonas, evacuação de pessoas, desmontagem de algumas instalações, etc. devem ser planejadas antes da morte da estrutura. Este estágio termina pouco antes da morte da estrutura e pode ser chamado apenas como vida residual (estágio 6). A condição limite aqui corresponde ao momento em que a estrutura não é mais útil.

O sétimo e último estágio é o da morte como resultado de fracassos, colapsos ou dores prolongadas. No caso de uma estrutura, esta etapa corresponde ao início do colapso parcial ou total. Este estágio pode ser chamado de fim da vida residual (estágio 7).

Cada etapa do modelo conceitual deve ser acompanhada de alguns ensaios específicos. Os resultados de um tipo de ensaio podem significar interpretações diferentes se aplicados em diferentes estágios. Como exemplo, podemos pensar no ensaio de permeabilidade (Basheer, 1993). Os valores de permeabilidade podem ser diferentes na dependência das condições agressivas da

estrutura durante certas etapas: a aplicação deste ensaio no estágio 3 pode indicar um bom concreto, mas um melhor no estágio 4 (devido a um período de cura mais longo, etc). O NMX-C-530 leva isso em consideração.

4. A NOVA ABORDAGEM DE VIDA ÚTIL DO CONCRETO

A Figura 1 mostra uma abordagem da vida útil das estruturas de concreto que é baseada nas melhores características de outras abordagens, bem como nas analogias entre uma estrutura e um ser humano. Esta abordagem é apresentada com uma filosofia diferente e uma divisão dos estágios de tempo, que está mais de acordo com o planejamento do projeto, bem como com as previsões futuras.

O desempenho ideal é obtido durante as três primeiras etapas e inclui o planejamento, a preparação e o dia da entrada em serviço da estrutura.

A condição mínima de serviço será mantida apenas durante a quarta etapa, onde a manutenção preventiva contra a entrada de substâncias agressivas é necessária. Em termos globais, os estágios cinco, seis e sete são aqueles em que a estrutura não é mais capaz de exibir desempenho aceitável. Estes estágios incluem a vida útil residual e o fim da vida residual.

5. SOBREPOSIÇÃO ENTRE OS DIFERENTES ESTÁGIOS

Qualquer um dos estágios da Figura 1, mas particularmente os quatro últimos, devem ser analisados individualmente ao realizar previsões de vida útil. A literatura tem dado muita importância aos estágios 4 e 5, pois acredita-se que as informações obtidas em tais estágios são suficientes para prever o comportamento futuro. Os eventos de cada estágio de tempo único devem ser interpretados e considerados para qualquer previsão, devido à influência dos fenômenos ocorridos durante os estágios de tempo anteriores. A sobreposição de fenômenos que ocorrem em diferentes estágios pode resultar em previsões enganosas.

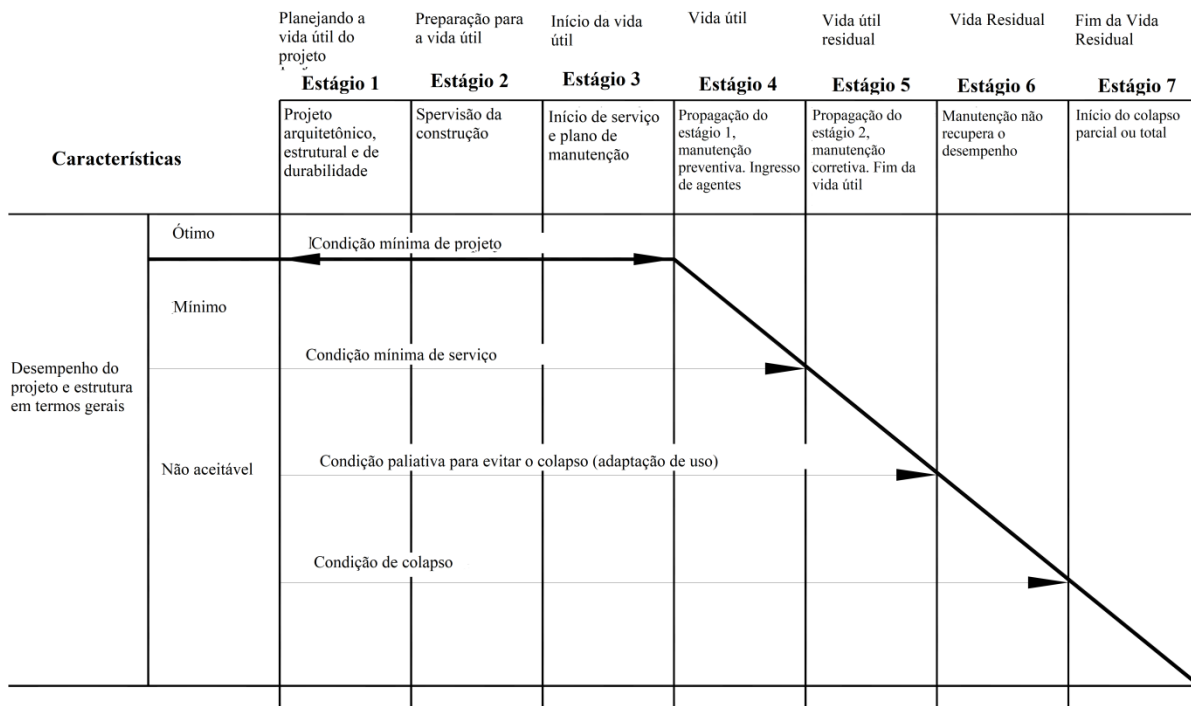


Figura 1. Abordagem para vida útil de estruturas de concreto.

Um exemplo simples é a previsão da frente de carbonatação ou perfil de cloreto adjacente à armadura após alguns anos de exposição a um determinado ambiente. O estágio 4, vida útil, inclui o ingresso desses agentes, mas as previsões geralmente não levam em conta os estágios 5, 6 e 7, nos quais podem ocorrer fissuras ou outros fenômenos.

Esta é uma das principais razões pelas quais não podemos encontrar facilmente uma verificação válida de previsão desses fenômenos. A melhor coisa neste caso é circunscrever um modelo de previsão para o estágio 5 e pensar em modificações ou em um diferente após esse estágio. Os itens incluídos nos sete estágios, assim como os dados necessários para as previsões, serão publicados em outro lugar.

6. EXEMPLO DE APLICAÇÃO DAS SETE FASES DO MODELO CONCEITUAL

O cais de Progreso é a mais antiga estrutura de concreto relatada com o uso de 304 SS. Foi projetado e construído pela empresa dinamarquesa Christiani e Nielsen. Esta empresa pensou em uma estrutura de vida útil de 50 anos com um mínimo de manutenção. Seis dos estágios do modelo conceitual podem ser facilmente identificados. Vários artigos publicados, citados aqui, podem apoiar o uso do modelo conceitual:

Etapa 1.- Planejamento da vida útil (2 anos). O cais foi projetado para funcionar por 50 anos. A elaboração do projeto durou cerca de dois anos.

Etapa 2.- Preparação para a vida útil (período de construção, 5 anos). A estrutura foi construída entre 1936 e 1941.

Etapa 3. - Início da vida útil. A estrutura foi inaugurada em 1941

Estágio 4. - Vida útil (60 anos). A estrutura teve um atendimento satisfatório de 1941 a 2001, após 60 anos de serviço, quando um furacão (Isidore, 2002) evidenciou diversos problemas como a erosão que afetou as estacas, vigas e deck.

Estágio 5.- Vida útil residual (15 anos). A estrutura, desde então (2002), está em serviço graças a intervenções no tempo. Um novo píer foi proposto para o ministério da construção, que foi finalmente construído e inaugurado em 2016. Este foi o fim do estágio 5 para o antigo píer, uma vez que a maioria das fortes cargas foi transferida para o novo píer.

Estágio 6.- Vida Residual (2 anos e contando). A manutenção não recupera o desempenho original e não pode ajudar o píer a sustentar as cargas de 10 vezes maiores. Em seguida, o uso do cais foi modificado para permitir apenas parte das cargas planejadas originais que são equivalentes, hoje em dia, a carros e caminhões turísticos, pessoas e tráfego de manutenção. De fato, está tendo uma intervenção, para garantir que ela possa sustentar uma certa porcentagem das cargas originais do projeto. Nestas circunstâncias, espera-se que pelo menos uma duração do estágio 6 de 22 anos, ou seja, o complemento tenha o dobro da expectativa de vida útil inicial, o que significa um total de 100 anos.

7. CONCLUSÃO

A contribuição de várias abordagens para a vida útil de estruturas de concreto foi discutida. Uma nova abordagem que leva em conta as semelhanças entre os diversos estágios da vida útil de um ser humano comparativamente à vida útil de estruturas de concreto foi proposta. A influência da sobreposição dos estágios da vida útil nas previsões de comportamento futuro foi brevemente discutida. Com base na nova abordagem, recomenda-se o uso de modelos de previsão simples cujos resultados se aplicam a estágios individuais.



8. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos Institutos, bem como ao CONACYT e ao CNPq pelo apoio parcial a este trabalho e colaboração. Registra-se um forte agradecimento a M. Balancan. As opiniões aqui expressas são de responsabilidade dos autores e não necessariamente das organizações de apoio.

9. REFERÊNCIAS

- American Concrete Institute (2000), “*ACI-365: Service-Life Prediction- State-of-the-Art Report*”.
- Andrade, C. (1994), *Quantification of durability of reinforcing steel, methods and calculation procedures of Concrete technology: New Trends, Industrial Applications*, A. Aguado, R. Gettu and S.P. Shah, Editors. RILEM. Published by E&FN Spon, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN, UK ISBN 0 419 20150 5. pp: 158-175.
- APROY-NMX-C-530-ONNCCE (2017), “*Industria de la construcción – Durabilidad – Norma general de durabilidad de estructuras de concreto reforzado – Criterios y Especificaciones*”.
- Basheer, P. A. M. (1993), *A brief review of methods for measuring the permeation properties of concrete in-situ*, Structures and Buildings, Proceedings of the ICE, vol 99, 74-83. <https://doi.org/10.1680/istbu.1993.22515>
- European Community (1989), “*COUNCIL DIRECTIVE of 21 December 1988 on the approximation of laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products.*”, Off. J. Eur. Communities, vol. 40, no. L, pp. 12–26.
- Helene, P. (2003), *A nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a vida útil das estruturas de concreto*, University of Sao Paulo PCC USP.
- Sarja, A., Vesikaeri, E. (1996), *Chapter 7 Durability models*, In *Durability Design of Concrete Structures*. Manuscript of RILEM Report of TC 130-CSL, RILEM Report Series 14. pp: 97-111, E & FN Spon, Chapman and Hall, 165 p.
- Somerville, G. (1997), “*Engineering design and service life: a framework for the future*”, In *Prediction of concrete durability: Proceedings of the STATS 21st anniversary conference /1997*, J. Glanville and A. M. Neville, Editors, pp. 58-76, E & FN Spon, UK.
- Troconis, O., Romero, A., Andrade, C., Helene, P., Díaz, I. (1998), *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, 2nd ed. Red Durar.
- Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

Coeficiente de difusão aparente de oxigênio e o controle da corrosão de armaduras revestidas com primers

E. Pazini Figueiredo^{1*} , C. Andrade² 

* Autor de Contato: epazini@terra.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.336>

Recepção: 13/07/2018 | Aceitação: 01/08/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

O presente trabalho avalia a influência de diferentes revestimentos aplicados nas armaduras sobre o coeficiente de difusão aparente de oxigênio ($D_{ap}(O_2)$) e sobre a intensidade de corrosão (I_{corr}), comparando os resultados com um revestimento de referência (argamassa cimentícia). O fluxo de oxigênio ($J(O_2)$) até a armadura foi medido pelo método potencioestático no estado estacionário. A I_{corr} foi monitorada pela técnica de Resistência de Polarização. Avaliações referentes a porosidade dos revestimentos foram feitas por meio de lupas, microscopia ótica e SEM. Os revestimentos que representam sistemas de proteção por barreira mostraram-se menos permeáveis ao oxigênio. Os valores $D_{ap}(O_2)$ variaram de $2,1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ até $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, ocasionando variações na I_{corr} , devido ao controle catódico do processo de corrosão.

Palavras-chave: concreto armado; controle da corrosão; difusão de oxigênio; primers.

Citar como: E. Pazini Figueiredo, C. Andrade (2018), "*Coeficiente de difusão aparente de oxigênio e o controle da corrosão de armaduras revestidas com primers*", Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 288-300, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.336>

¹ Professor Titular da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, Praça Universitária, s/n, Setor Universitário, Goiânia-GO 74.605-220, Brasil.

² International Center for Numerical Methods in Engineering. CIMNE. UPC, Spain.

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 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Apparent diffusion coefficient of oxygen and corrosion control of reinforcement rebar coated with primers

ABSTRACT

The present work evaluates the influence of different primers applied in the reinforcement steel on the apparent diffusion coefficient of oxygen ($D_{ap} (O_2)$) and on the corrosion intensity (I_{corr}), comparing the results with a reference cementitious mortar. Oxygen flow ($J (O_2)$) until the reinforcement steel was measured by potentiostatic method in steady state. The I_{corr} was monitored by the Polarization Resistance technique (R_p). Evaluations related porosity of the primers were made through magnifying glasses, optical microscopy and SEM. Primers that represent barrier protection systems proved to be less permeable to oxygen. The $D_{ap} (O_2)$ values ranged from $2.1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ to $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, causing variation in the I_{corr} due to cathodic control of the corrosion process.

Keywords: reinforced concrete; corrosion control; diffusion of oxygen; primers.

Coeficiente de difusión aparente de oxígeno y el control de la corrosión de armaduras revestidas con primers

RESUMEN

El presente trabajo evalúa la influencia de diferentes recubrimientos aplicados en la armadura en el coeficiente de difusión aparente de oxígeno ($D_{ap} (O_2)$) y en la intensidad de corrosión (I_{corr}), comparando los resultados con un revestimiento de referencia (mortero cementicio). El flujo de oxígeno ($J (O_2)$) hasta la armadura se midió por el método potenciostático en estado estacionario. La I_{corr} se controló mediante la técnica de resistencia de polarización. Evaluaciones respecto a la porosidad de los recubrimientos fueron hechas con lupas, microscopio óptico y SEM. Los revestimientos que representan sistemas de protección por barrera han resultado menos permeables al oxígeno. Los valores de $D_{ap} (O_2)$ variaron de $2.1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ a $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, causando variaciones en la I_{corr} debido al control catódico del proceso de corrosión.

Palabras clave: concreto armado; control de la corrosión; difusión de oxígeno; primers.

1. INTRODUÇÃO

As armaduras das estruturas de concreto armado, normalmente, encontram-se protegidas da corrosão por uma camada passiva de óxidos formada devido à alta alcalinidade do concreto, o que determina o chamado estado de passivação das armaduras. Essa camada protege indefinidamente a armadura da corrosão, enquanto o concreto preservar sua boa qualidade, não fissurar e não ter suas características físicas ou mecânicas alteradas devido à ação de agentes agressivos externos. A camada passivante é desestabilizada pela diminuição do pH do concreto no entorno das armaduras até valores inferiores a 9, devido à carbonatação do concreto, ou pela penetração de íons cloreto através da porosidade do concreto, atingindo limites críticos, levando a despassivação e início do processo corrosivo. Uma vez rompida a camada de passivação e desencadeado o processo corrosivo, a resistividade e a temperatura do concreto e o fluxo de oxigênio até a superfície da armadura são os principais fatores controladores da propagação da corrosão (Gjorv; Vennesland; El-Busidy, 1986; Andrade et al., 1990; Castelotte et al., 2001; Francinete; Figueiredo, 1997).

As reações de corrosão podem ser controladas por diversos fatores, conforme ilustram os diagramas da Figura 1. Esses fatores alteram as características de polarização da armadura.

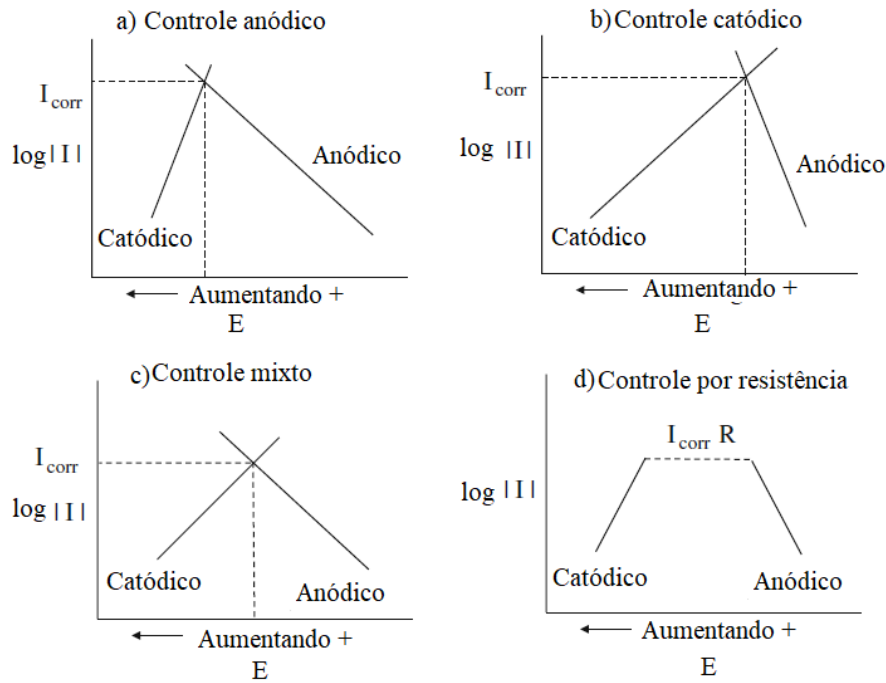


Figura 1. Diagrama de Evans, mostrando a influência dos processos de controle anódico, catódico, misto e por resistência ôhmica sobre a intensidade de corrosão (McCafferty, 2009).

Quando a polarização ocorre principalmente no ânodo, a reação de corrosão é controlada anodicamente e a reação de dissolução do metal é diminuída. Quando a resistividade do eletrólito (concreto) é muito elevada, a ponto de impedir a movimentação iônica, a corrente resultante é insuficiente para polarizar o ânodo e o cátodo. Nesse caso, as reações de corrosão estão sob controle de resistência. Na prática, as reações ocorrem na mesma intensidade no ânodo e no cátodo e, portanto, tem-se um controle misto. O controle catódico ocorre quando a reação de redução do oxigênio (Equação 1) é restringida pela diminuição do acesso do oxigênio até a região catódica, limitando o consumo de elétrons provenientes da região anódica e, conseqüentemente, controlando a cinética da corrosão.



A presença de oxigênio na superfície da armadura é essencial para que ocorram as reações de redução nas áreas catódicas. O coeficiente de difusão de oxigênio no concreto é uma propriedade do concreto muito importante e determinante na durabilidade das estruturas de concreto armado (Page; Lambert, 1987; Helene, 1993; Hansson, 1993). Em alguns estudos, o fluxo de oxigênio medido é utilizado para prever a durabilidade da armadura do concreto, baseado na relação entre a dissolução anódica, ou corrosão, e a quantidade de oxigênio que pode ser reduzida nas áreas catódicas (Andrade et al., 1990). Kobayashi e Shutton (1991) e Tuutti (1982) estudaram a influência da relação água/cimento, a espessura do cobrimento, a umidade do ar e o grau de saturação dos poros, a presença de adições ao cimento e as condições de cura do concreto sobre a difusão de oxigênio através do concreto.

A restrição ao acesso de oxigênio até a armadura é um dos requisitos de desempenho que os revestimentos aplicados sobre a armadura, ou mesmo as argamassas de reparo e as pinturas de proteção superficial, devem atender para cumprir com eficiência as funções de restabelecimento e preservação da proteção e controle da corrosão das armaduras.

A medida do coeficiente de difusão aparente de oxigênio ($D_{ap}(O_2)$) através do cobrimento de concreto ou através dos revestimentos aplicados sobre a armadura mostram as condições de suprimento de oxigênio até as regiões catódicas que regulam a cinética da corrosão nas regiões anódicas.

Atualmente, para compor um sistema de reparo de estruturas de concreto atacadas pela corrosão, o meio técnico dispõe de uma significativa quantidade de revestimentos (*primers*) que são aplicados sobre a armadura. Os mecanismos de proteção exercidos por esses revestimentos podem ser por barreira, repassivação inibição e proteção catódica. Na prática, geralmente, ocorre a ação conjunta de dois ou mais mecanismos de proteção (Figueiredo, 1994).

Conhecer a composição e as propriedades dos revestimentos que estão diretamente relacionadas com a capacidade de proteção e controle da corrosão é importante para a avaliação global do desempenho dos revestimentos (*primers*). Essas informações também são importantes no momento em que os profissionais necessitam escolher os produtos mais apropriados para uma determinada situação. Assim sendo, o presente trabalho tem o objetivo de avaliar a influência de cinco diferentes tipos de revestimentos, especificados para proteção das armaduras, sobre o coeficiente de difusão aparente de oxigênio ($D_{ap}(O_2)$) e sobre a intensidade de corrosão (I_{CORR}), em comparação a um revestimento de referência (argamassa de cimento e areia).

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais empregados e corpos de prova

Para a realização do experimento foram moldados corpos de prova prismáticos de argamassa nas dimensões 20 mm x 55 mm x 80 mm. A argamassa de referência foi produzida no traço em massa 1:3 (cimento e areia) e relação água/cimento igual a 0,50. Na água de amassamento foi misturado 3 % de $CaCl_2$, em relação à massa de cimento, para promover a despassivação das armaduras. O cimento utilizado foi o de alta resistência inicial. A Tabela 1 mostra as composições química e mineralógica e as características físicas e mecânicas do cimento Portland empregado para produzir os corpos de prova.

Tabela 1. Composição química e mineralógica e características físicas e mecânicas do cimento empregado nos experimentos.

Composição Química	Resultado (%)
CaO	61,34
SiO ₂	18,32
Al ₂ O ₃	5,43
Fe ₂ O ₃	3,28
SO ₃	3,04
MgO	1,51
K ₂ O	1,04
Na ₂ O	0,15
Cl ⁻	0,02
P.F.	3,13
R.I.	1,92
Composição Mineralógica	Resultado (%)
C ₃ S	60,54
C ₂ S	6,85
C ₄ AF	9,98
C ₃ A	8,84

Características Mecânicas	Resultado (MPa)
Resistência à compressão (3dias)	27,8
Resistência à compressão (28dias)	59,1
Características Físicas	Resultado
Início de pega	85 minutos
Fim de pega	150 minutos
Peso específico	3,15 g/cm ³

Em cada corpo-de-prova foram colocadas duas barras do tipo CA 50 de 6 mm de diâmetro e 8 cm de comprimento, afim de se obter a duplicação dos resultados. A Tabela 2 apresenta a composição química do aço empregado no experimento.

Tabela 2. Composição química do aço.

Elemento	Composição (%)
Fe (Ferro)	98,94
C (Carbono)	0,17
Mn (Manganês)	0,59
Si (Silício)	0,25
P (Fósforo)	0,02
S (Enxofre)	0,03

Antes das barras serem imersas nos corpos de prova, as mesmas passaram por um processo de limpeza, segundo as recomendações da ASTM G1 (1999). Com o auxílio de uma fita isolante foi delimitada uma área de estudo de 5,6 cm², sobre a qual foi aplicado o revestimento protetor da armadura (*primer*). Entre as duas barras de estudo foi colocada uma barra de grafite para atuar como contra-eletrodo. A Figura 2 mostra detalhes do corpo de prova utilizado no experimento. A Tabela 3 apresenta as características dos revestimentos fornecidas pelos fabricantes.

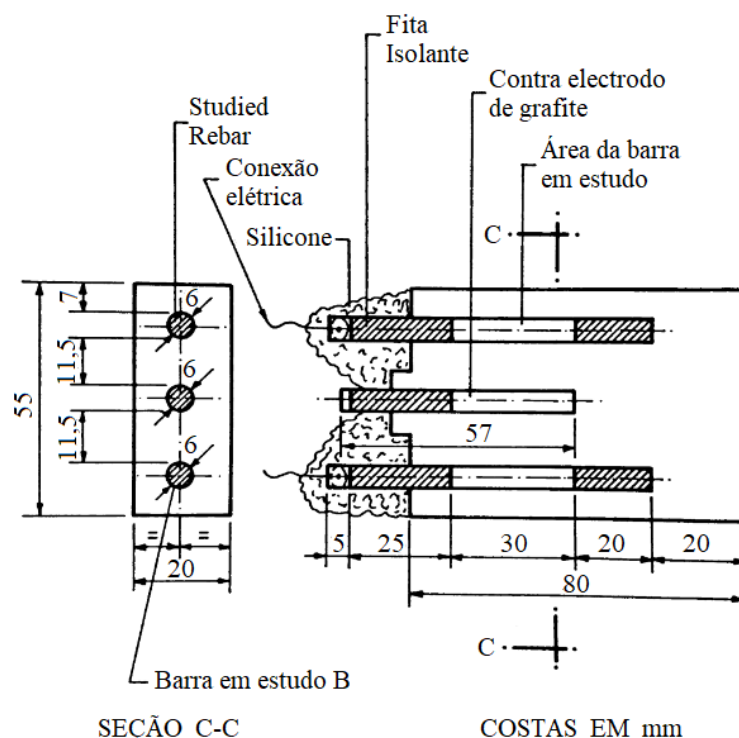


Figura 2. Detalhe do corpo-de-prova.

Tabela 3. Características dos revestimentos estudados fornecidas pelos fabricantes.

Rev.	Composição	Componentes	Espessura recém aplicada (μm)	Densidade δ (kg/l)	pH
1	Cimento + polímero termoplástico + cargas especiais	Bicomponente	1000 a 2000 (recém aplicado em 2 demãos)	1,90	> 10
2	Cimento + polímero termofixo + inibidor ($\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$)	Tricomponente	1000 a 2000 (recém aplicado em 2 demãos)	2,00	N.E.
3	Epóxi + zinco	Monocomponente	135 μm /demão (recém aplicado em 2 demãos)	2,00	N.E.
4	Epóxi	Bicomponente	N.E.	N.E.	N.E.
5	Polímero + chumbo	Monocomponente	20 μm /demão (filme seco)	1,36 \pm 0,05	9,4 \pm 0,2

N.E. (Não especificado)

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram armazenados em câmara de 100 % de umidade relativa, permanecendo nessas condições por mais de 100 dias. Na segunda etapa, até a realização do ensaio, os corpos-de-prova ficaram na condição de parcialmente submerso, afim de promover a corrosão das armaduras. As medidas de fluxo de oxigênio ($J(\text{O}_2)$) foram realizadas quando os corpos de prova completaram 1 ano.

2.2 Metodologias de ensaio e avaliações

O fluxo de oxigênio através de um material é influenciado pela sua espessura e pela interconectividade da sua rede porosa. Neste sentido, foram feitas medidas das espessuras de cada demão e total dos revestimentos recém aplicados (estado fresco), empregando um medidor de espessura de películas frescas sobre uma placa de vidro, conforme mostra a Figura 3. A espessura dos revestimentos secos, a estimativa do tamanho dos poros e sua interconectividade foi avaliada por meio de lupa, microscopia ótica e microscopia eletrônica de varredura. A lupa com aumento de 4 vezes foi empregada para identificar defeitos superficiais dos revestimentos. Estas avaliações também foram importantes para detectar por comparação possíveis alterações superficiais existentes após o término dos ensaios e ruptura dos corpos de prova. Quando superficialmente eram detectadas imperfeições, com suspeita de que pudessem ter continuidade e atingir a armadura, fazia-se uso do estereomicroscópio para observar e fotografar os defeitos com mais aumentos. Em vários momentos, ao adentrar através do defeito ou porosidade superficial da segunda demão, foi possível identificar a presença da primeira demão, chegando-se a conclusão de que o poro não apresentava continuidade. Nesse sentido fica evidente a importância do número de demãos para que o revestimento cumpra sua função de barreira. A microscopia por SEM possibilitou estimar o tamanho dos poros e a espessura dos revestimentos endurecidos, identificar elementos e composição de forma semi-quantitativa e observar a presença de resina no interior da porosidade, de forma a interromper a continuidade dos poros. Enquanto a espessura e a porosidade dos revestimentos estão associados ao mecanismo de proteção por barreira das armaduras, o elevado valor do pH dos revestimentos é fundamental para ativar o mecanismo de proteção por repassivação (FIGUEIREDO, 1994). O pH dos revestimentos foi medido com equipamento dotado de eletrodos combinados de vidro e calomelano, com intervalo de pH de 0 à 14. As medidas de pH foram obtidas 15 minutos após a mistura dos componentes dos revestimentos.

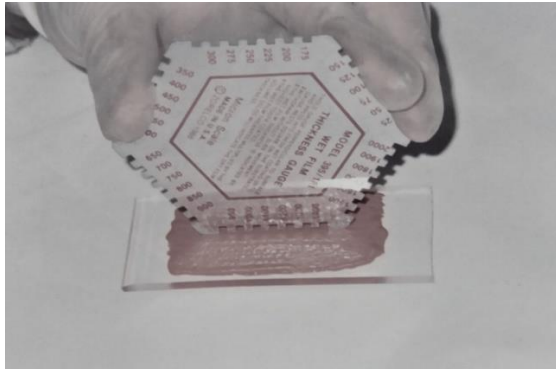


Figura 3. Medição da espessura do revestimento 1 recém aplicado.

A intensidade de corrosão (I_{corr}) foi medida através da técnica de resistência de polarização, onde uma polarização de ± 10 mV em torno do potencial de corrosão (E_{corr}) foi aplicada. As mudanças de intensidade resultantes da aplicação da diferença de potencial foram determinadas com uma velocidade de varredura de 10mV/min. A I_{corr} foi calculada utilizando a equação de STERN e GEARY (1957). A queda da resistência ôhmica do material que envolve a armadura foi compensada através da retroalimentação positiva entre os eletrodos de trabalho (armadura) e o eletrodo de referência (eletrodo de calomelano saturado) (ANDRADE; GONZALEZ, 1978).

Para determinar o fluxo de oxigênio até a superfície da armadura no interior do corpo de prova, foi medida a intensidade de corrente catódica (I_{cat}) a um potencial constante de -750 mV em relação ao eletrodo de calomelano saturado (ECS). Neste nível de potencial a única reação catódica possível é a redução de oxigênio (GJORV et al, 1986; ANDRADE et al, 1990). A intensidade catódica (I_{cat}) foi medida quando a curva corrente catódica versus tempo alcançou o chamado estado estacionário. Depois de 24 horas de ensaios foi possível verificar que todas as armaduras revestidas encontraram seus estados estacionários, conforme ilustra a Figura 4.

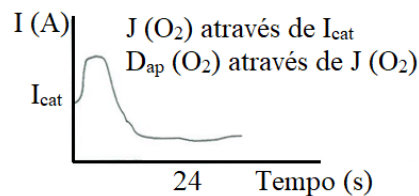


Figura 4. Típica curva intensidade de corrente catódica versus tempo obtida nos ensaios realizados.

Com o valor de I_{cat} no estado estacionário aplicou-se a lei de Faraday para obter o fluxo de oxigênio ($J(O_2)$) até a armadura.

$$J(O_2) = \frac{I_{cat}}{n \cdot F} \quad (\text{Equação 2}) \quad (\text{GJORV et al, 1986})$$

onde,

$J(O_2)$ → fluxo de oxigênio em mol/segundo;

I_{cat} → intensidade de corrente catódica no estado estacionário em amper (A);

n → número de elétrons consumidos (4);

F → constante de Faraday (96500 coulomb/mol).

A partir do fluxo de oxigênio ($J(O_2)$), e utilizando a primeira lei de Fick, calculou-se o coeficiente de difusão aparente de oxigênio, $D_{ap}(O_2)$.

$$D_{ap}(O_2) = \frac{J(O_2) \cdot e}{S \cdot C_o} \quad (\text{Equação 3}) \quad (\text{PAGE; LAMBERT, 1987})$$

onde,

- $D_{ap}(O_2)$ → coeficiente de difusão aparente do oxigênio em cm^2/s ;
- $J(O_2)$ → fluxo de oxigênio em mol/s ;
- e → espessura do revestimento em cm (0,7 cm);
- S → área em estudo em cm^2 (5,6 cm^2);
- C_o → concentração de oxigênio em uma solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em mol/cm^3 (1,06 x 10⁻⁶ mol/cm^3 , segundo PAGE, LAMBERT, 1987)

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 5 mostra exemplos de imagens obtidas por microscopia ótica e eletrônica de varredura (SEM). Durante as obtenções e avaliações das imagens foi possível estimar as espessuras e o tamanho dos poros dos revestimentos secos aplicados sobre as armaduras, bem como avaliar a interconectividade dos poros. Os resultados encontram-se na Tabela 4. Na Tabela 4 também encontram-se os as espessuras dos revestimentos recém aplicados em cada demão, a espessura total fresca e os valores de pH dos revestimentos.

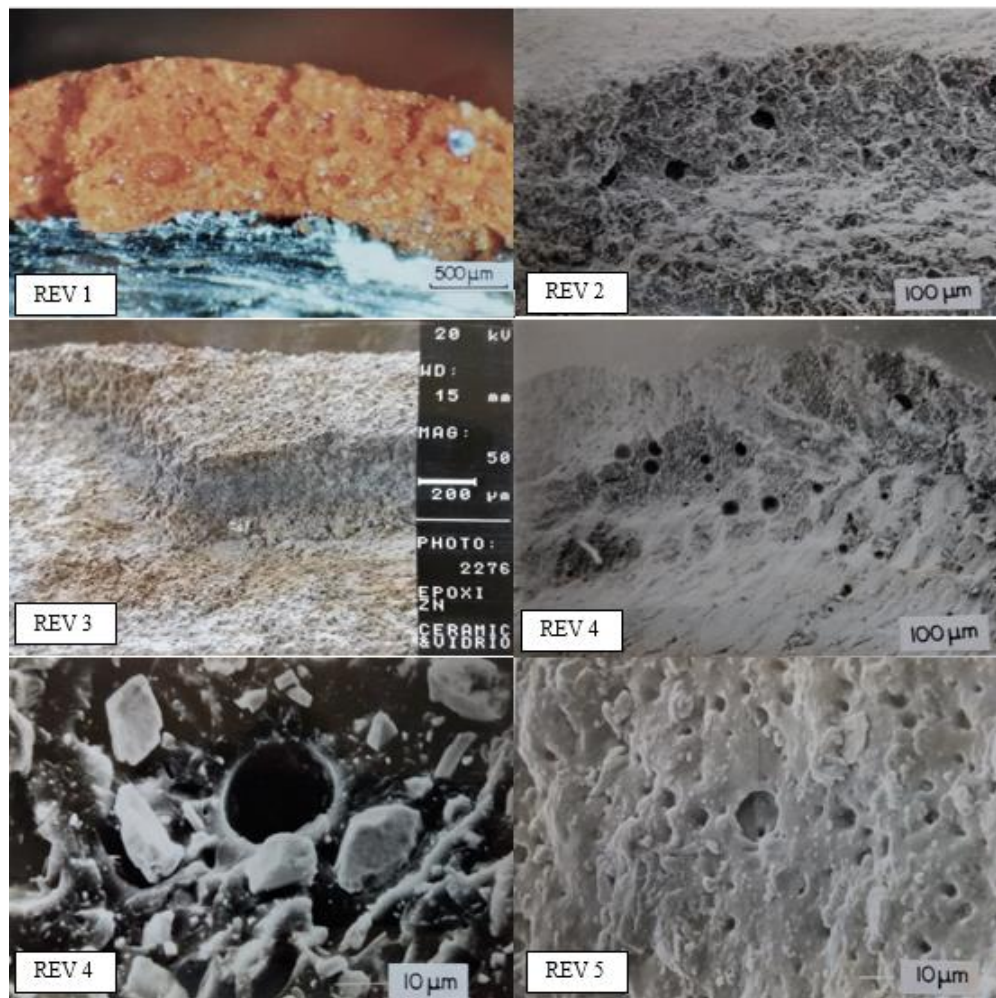


Figura 5. Microfotografias obtidas por microscopia ótica e eletrônica de varredura (SEM).

Tabela 4. Resultados das avaliações com medidor de espessura no estado fresco, lupa, microscopia ótica, SEM e pH.

Rev.	Espessura recém aplicada (μm)				Espessura seca (μm)	Dimensão dos poros (μm)	Conectividade dos poros	pH
	1ª demão	2ª demão	3ª demão	Total				
Refer	-	-	-	-	7000 (*)	1000 (***)	Existência de conectividade	13,15
1	550	550	-	1100	1000	≤ 250	Frequentemente interrompida pela presença de resina e pela sobreposição das demãos	12,53
2	700	650	-	1350	800	≤ 100	Frequentemente interrompida pela sobreposição das demãos	11,47
3	175	175	-	350	330	≤ 50	Apesar da baixa porosidade, a pouca presença de resina e elevada de zinco permitem muita conectividade entre os poros	8,48
4	350	-	-	350	500 (**)	≤ 40	Sem conectividade	10,91
5	100	100	100	300	250	≤ 20	Elevada presença de poros pequenos com possibilidade de conexões	8,31

* A argamassa de referência também encontrava-se sobre os revestimentos

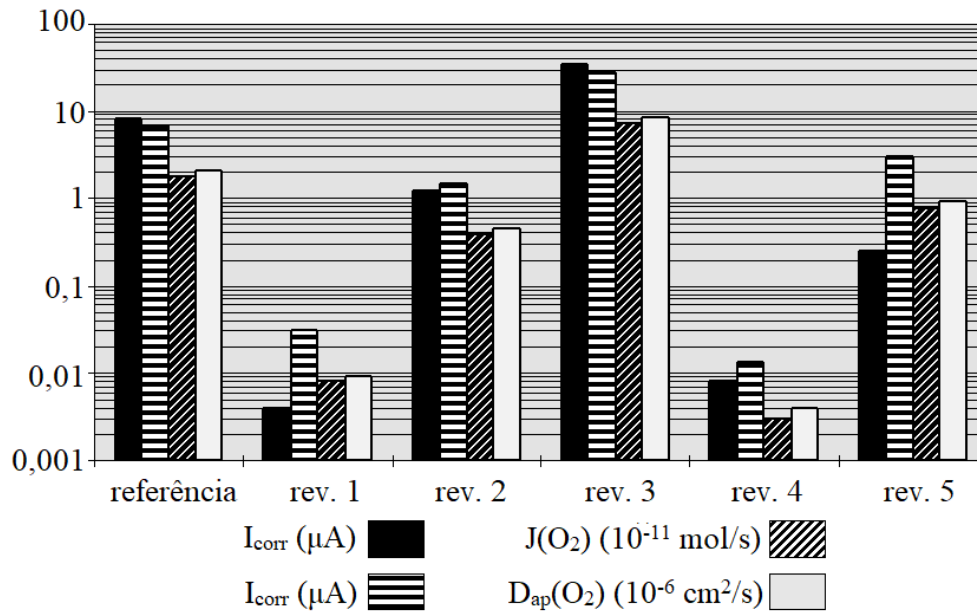
** Maior que a espessura recém aplicada porque a área microfotografada situava-se entre duas nervuras, onde existe acúmulo de resina epóxi.

*** Poros de ar

Os valores de intensidade de corrente catódica (I_{cat}), intensidade de corrosão (I_{corr}), fluxo de oxigênio ($J(\text{O}_2)$) e coeficiente de difusão aparente do oxigênio ($D_{\text{ap}}(\text{O}_2)$) obtidos na avaliação experimental, são apresentados na Tabela 5 e Figura 6.

Tabela 5. Resultados de I_{corr} , I_{cat} , $J(O_2)$ e $D_{ap}(O_2)$.

Rev.	I_{corr} (μA)	I_{cat} (μA)	$J(O_2)$ (mol/s)	$D_{ap}(O_2)$ (cm^2/s)
Refer.	8,000	6,800	$1,76 \times 10^{-11}$	$2,07 \times 10^{-6}$
1	0,004	0,030	$8,00 \times 10^{-13}$	$9,00 \times 10^{-9}$
2	1,200	1,500	$3,90 \times 10^{-12}$	$4,60 \times 10^{-7}$
3	35,000	27,990	$7,25 \times 10^{-11}$	$8,55 \times 10^{-6}$
4	0,008	0,013	$3,00 \times 10^{-13}$	$4,00 \times 10^{-9}$
5	0,250	3,010	$7,80 \times 10^{-12}$	$9,20 \times 10^{-7}$

Figura 6. Comparação entre os valores de I_{corr} , I_{cat} , $J(O_2)$ e $D_{ap}(O_2)$.

Observando a Figura 6 nota-se que nas armaduras menos ativas, protegidas com os revestimentos 1, 2, 4 e 5, a I_{cat} mostrou-se maior que a I_{corr} . Isto significa que nas armaduras revestidas com *primers* de maior efeito barreira as reações de dissolução anódica são controladas, enquanto que nas regiões catódicas dessas armaduras, devido a introdução de um potencial de -750 mV (ECS) e a presença de um pouco de oxigênio dissolvido nas proximidades das armaduras, as reações de redução do oxigênio acabam acontecendo. As armaduras protegidas com a argamassa de referência e o revestimento 3, depois de um ano de exposição aos cloretos, apresentaram valores de I_{corr} indicativos de que estavam em processo de corrosão. Neste caso, os elevados valores de I_{cat} registrados podem indicar que estava ocorrendo, também, a redução dos óxidos de Ferro presentes na superfície dessas armaduras. A Figura 6 ainda mostra que existem grandes diferenças entre os revestimentos estudados no que se refere às suas características de permeabilidade ao oxigênio. Os revestimentos 1, 2 e 4, representam sistemas de proteção por barreira e mostraram-se menos permeáveis ao oxigênio que os demais nas condições ensaiadas. As avaliações referentes a porosidade e conectividade dos poros mostradas na Tabela 4 corroboram e contribuem no entendimento dos menores valores obtidos de $D_{ap}(O_2)$, principalmente quanto ao revestimento 4 de base epóxi.

Os valores encontrados para o fluxo e coeficiente de difusão, relativos ao revestimento de referência (argamassa de cimento e areia), foram da mesma ordem de grandeza dos encontrados por outros autores, conforme pode ser observado na Tabela 6.

Tabela 6. Valores de $D_{ap}(O_2)$ para argamassa obtidos por diversos autores.

Autor	$D_{ap}(O_2)$ (cm ² /s)
Gjorv et al (1986)	$1,3 \times 10^{-6}$ a $3,4 \times 10^{-6}$ *
Andrade et al (1990)	$2,44 \times 10^{-6}$ **
Kobayashi et al (1991)	084×10^{-6}
Hansson (1993)	$2,36 \times 10^{-6}$ **
Figueiredo (1994)	$2,07 \times 10^{-6}$

* varia em função do revestimento

** calculado a partir dos dados dos autores

A área utilizada para o cálculo do $D_{ap}(O_2)$, apresentado na Tabela 5, foi de 5,6 cm², ou seja, a área total em estudo. É importante salientar, no entanto, que isso pode não ser correto, uma vez que o efeito barreira, exercido por alguns revestimentos, reduz a área que efetivamente está em contato com o eletrólito, diminuindo, assim, a área onde seria possível ocorrer a redução do oxigênio sobre a armadura. Quando existem situações idênticas (mesmo tipo de metal, mesma polarização imposta (-750 mV, ECS), mesmo meio circundante (argamassa de referência) e mesmas condições ambientais) para todos os corpos de prova, espera-se que o coeficiente de difusão de oxigênio calculado seja sempre o mesmo. As diferenças encontradas, portanto, são provavelmente devidas as diferenças de áreas onde ocorre a redução do oxigênio, que, por sua vez, dependem do maior ou menor efeito barreira exercido por cada revestimento.

Baseando-se no exposto, pode-se deduzir uma equação que pode ser aplicada para calcular as áreas efetivas de redução do oxigênio comparativas com o referência.

$$D_{refer} = D_{primer \times}(O_2) \quad (\text{Equação 4})$$

$$\frac{D_{refer}(O_2)}{A_{refer} \cdot C_o} = \frac{J_{primer \times}(O_2)}{A_{primer \times} \cdot C_o} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\frac{J_{refer}(O_2)}{A_{refer}} = \frac{J_{primer \times}(O_2)}{A_{primer \times}} \quad (\text{Equação 6})$$

onde:

$D_{refer}(O_2)$ → é o coeficiente de difusão de oxigênio do revestimento de referência

A_{refer} → é a área de referência do estudo (5,6 cm²);

$D_{rev \times}(O_2)$ → é o coeficiente de difusão de oxigênio do revestimento estudado;

$A_{rev \times}$ → é a área efetiva de redução do oxigênio referente ao revestimento estudado, em cm².

J_{refer} → é o fluxo de oxigênio do revestimento de referência, em mol/s;

$J_{rev \times}$ → é o fluxo de oxigênio do revestimento estudado, em mol/s.

A Tabela 7 apresenta os valores de área efetiva (A_{rev}) para cada revestimento estudado, utilizando os valores de $J(O_2)$ apresentados na Tabela 6 e aplicando a Equação 6.

Tabela 7. Valores de área efetiva calculados.

Rev.	Refer.	Rev. 1	Rev. 2	Rev. 3	Rev. 4	Rev. 5
A_{rev} (cm ²)	5,6	0,03	1,24	23,13	0,01	2,49

Os valores apresentados na Tabela 7 indicam que, com exceção do revestimento 3, todos os demais exerceram, no momento de medida da I_{cat} , efeito barreira superior ao da argamassa de referência. O alto valor obtido para a área efetiva do revestimento 3 provavelmente se deve ao registro da redução do oxigênio sobre a superfície das partículas de zinco presentes nesse revestimento. Devido a corrosão do zinco, tanto a I_{corr} como a I_{cat} mostram valores superiores a referência, pois as reações de oxidação anódica e redução catódica se dão na superfície da armadura e das partículas de zinco. Neste caso, o revestimento 3, estaria exercendo um mecanismo de proteção catódica e não por barreira.

Os valores de $J(O_2)$ e $D_{ap}(O_2)$, apresentados na Figura 6, assim como os valores de A_{rev} , mostrados na Tabela 7, indicam que o revestimento 4 (revestimento polimérico de base epóxi) representou a maior barreira à difusão do oxigênio.

À medida que o tempo de ensaio transcorre, o revestimento pode deteriorar-se. Dessa forma, o cálculo da área efetiva de contato entre o eletrólito e a armadura (A_{rev}) pode ser usado como parâmetro para acompanhar a evolução da deterioração do revestimento com o tempo, caso a área obtida aumente a cada ensaio.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os revestimentos podem proteger a armadura por passivação, inibição, proteção catódica e barreira, exercendo uma barreira ao acesso dos agentes agressivos responsáveis pela iniciação e propagação da corrosão. No entanto, dificilmente um revestimento protege a armadura, ao longo de todo o tempo, através de um único mecanismo. Neste trabalho constatou-se que a maioria dos revestimentos estavam exercendo efeito barreira superior a argamassa referência.

Os resultados obtidos, com a técnica empregada neste trabalho, mostram que existem grandes diferenças entre os revestimentos no que diz respeito às suas características de permeabilidade ao oxigênio, sendo que, os que representam sistemas de proteção por barreira mostram-se, nas condições ensaiadas, menos permeáveis ao oxigênio.

O valor do coeficiente de difusão de oxigênio obtido neste trabalho para o revestimento de referência (argamassa de cimento e areia), estão de acordo com os resultados de outros pesquisadores, o que demonstra a viabilidade da metodologia usada para medir a difusão do oxigênio.

A técnica eletroquímica empregada neste trabalho ainda permite acompanhar o desempenho do revestimento com o tempo, observando se há deterioração do revestimento ou não através do monitoramento da área efetiva de redução de oxigênio (A_{rev}) sobre a armadura.

5. REFERÊNCIAS

- ASTM International. (1999). *ASTM G1-90(1999), Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/G0001-90R99E01>
- Andrade, C.; Alonso, C.; Garcia, M. (1990), *Oxygen Availability in the Corrosion of Reinforcements*. *Advances in Cement Research*, v. 3, n. 11, pp. 127-132. <https://doi.org/10.1680/adcr.1990.3.11.127>
- Andrade, C.; Gonzalez, J. A. (1978), *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*. *Werkstoffe und Korrosion*. V. 29, p. 515-519. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>

- Castellote, M.; Alonso, C.; Andrade, C.; Chadbourn, G. A.; Page, C. L. (2001), *Oxygen and chloride diffusion in cement pastes as a validation of chloride diffusion coefficients obtained by steady-state migration tests*. Elsevier, Cement and Concrete Research. Volume 31, Issue 4, April 2001, Pages 621-625. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00469-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00469-0)
- Figueiredo, E. J. P. (1994) *Avaliação do Desempenho de Revestimentos para Proteção da Armadura Contra a Corrosão Através de Técnicas Eletroquímicas: Contribuição ao Estudo de Reparo de Estruturas de Concreto Armado*. São Paulo, EPUSP, \Tese de Doutorado\, 423p.
- Francinete, P. J; Figueiredo, E. J. P. (1999), *Estudo da Difusão de Oxigênio no Concreto*. São Paulo. EPUSP, BT/PCC/238, ISSN 0103-9830, 22p.
- Gjörv, O.; Vennesland, O.; El-Basaidy, A. H. S. (1986), *Diffusion of Dissolved Oxygen through Concrete*. Materials Performance, v. 25, pp. 39-44.
- Hansson, C. M. (1993), *Oxygen Diffusion Through Portland Cement Mortars*, Corrosion Science, vol. 35, n. 5-8, pp. 1551 – 1556. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(93\)90383-R](https://doi.org/10.1016/0010-938X(93)90383-R)
- Helene, P. R. L. (1993), *Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado*. São Paulo, CPGECC/EPUSP, \Tese de Livre Docência\.
- Kobayashi, K.; Shutton, K. (1991), *Oxygen Diffusivity of Various Materials*. Cement and Concrete Research, vol. 21, n° 2-3, pp. 273 – 284. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(91\)90009-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(91)90009-7)
- McCafferty, E. (2010), *Kinetics of Corrosion*. In: Introduction to Corrosion Science. Springer, New York, NY. <https://doi.org/10.1007/978-1-4419-0455-3>
- Page, C.; Lambert, P. (1987), *Kinetics of Oxygen Diffusion in Hardened Cement Pastes*. Journal of Materials Science, v. 22, pp. 942-946.
- Stern, M.; Geary, A. L. (1957), *Electrochemical Polarization. A theoretical Analysis of the Sharp of Polarization Curves*. Journal Electrochemical Society, Vol. 104, n° 1, pp 56-63.
- Tuutti, K. (1982), *Corrosion of steel in concrete*. Sweden: CBI, 468 p.

Limitações da taxa de absorção capilar e da permeabilidade à água para a estimativa da taxa de penetração de cloreto em concreto em relação ao projeto prescritivo para durabilidade em ambiente marinho

Y. A. Villagrán Zaccardi^{1, 2} * , M. E. Sosa¹ , Á. A. Di Maio¹ 

* Autor de Contato: yuryvillagran@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.302>

Recepção: 13/03/2018 | Aceitação: 18/07/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

Este artigo apresenta uma análise de dados experimentais de concreto convencional em relação à velocidade de absorção capilar e à penetração de água sob pressão para comparar estes parâmetros com a velocidade de difusão de cloretos determinada no laboratório e no ambiente marinho real. Os requisitos para a garantia da durabilidade das estruturas de concreto armado baseiam-se na caracterização qualitativa das propriedades de transporte. Para o caso específico do meio marinho, é necessário avaliar a resistência do concreto à penetração de cloreto. Os resultados mostram as limitações de ambos parâmetros como índices prescritivos, com a velocidade de absorção capilar apresentando algumas vantagens sobre a penetração de água sob pressão.

Palavras-chave: absorção capilar; penetração de água; cloreto; durabilidade; desenho prescritivo.

Citar como: Y. A. Villagrán Zaccardi, M. E. Sosa, Á. A. Di Maio (2018), “Limitações da taxa de absorção capilar e da permeabilidade à água para a estimativa da taxa de penetração de cloreto em concreto em relação ao projeto prescritivo para durabilidade em ambiente marinho”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 301-316, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.302>

¹ LEMIT - Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica - 52 entre 121 y 122 - 1900 - La Plata - Provincia de Buenos Aires

² CONICET - Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Godoy Cruz 2290, Buenos Aires.

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 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Limitations of sorptivity and water permeability for the estimation of the chloride penetration rate in concrete regarding the accomplishment of prescriptive design for durability in the marine environment

ABSTRACT

This paper presents an analysis of experimental data from conventional concrete regarding sorptivity and penetrability under pressure comparing these parameters to chloride diffusion rate determined in the laboratory and in actual marine environment. Prescriptions for durability assurance of reinforced concrete structures is based on the qualitative characterization of transport properties. For the specific case of the marine environment, it is required to assess the resistance of concrete to chloride ingress. The results show the limitations of both parameters as prescriptive indexes, with capillary absorption rate showing some advantages over water penetration under pressure.

Keywords: capillary absorption; water penetration; chloride; durability; prescriptive design.

Limitaciones de la velocidad de absorción capilar y la permeabilidad al agua para la estimación de la velocidad de penetración de cloruro en hormigón respecto a la consecución del diseño prescriptivo para durabilidad en ambiente marino.

RESUMEN

Este artículo presenta un análisis de datos experimentales de hormigón convencional respecto a la velocidad de absorción capilar y la penetración de agua a presión comparando estos parámetros con la velocidad de difusión de cloruro determinada en el laboratorio y en ambiente marino real. Las prescripciones para el aseguramiento de la durabilidad de estructuras de hormigón armado están basadas en la caracterización cualitativa de las propiedades de transporte. Para el caso específico del ambiente marino, se requiere evaluar la resistencia del hormigón al ingreso de cloruro. Los resultados muestran las limitaciones de ambos parámetros como índices prescriptivos, con la velocidad de absorción capilar mostrando algunas ventajas sobre la penetración del agua bajo presión.

Palabras clave: absorción capilar; penetración de agua; cloruro; durabilidad; diseño prescriptivo.

1. INTRODUÇÃO

A maioria dos mecanismos de deterioração do concreto está relacionada ao desempenho da camada de revestimento. Esta é responsável pela durabilidade da estrutura ao ponto de fornecer proteção física e química à armadura contra substâncias agressivas externas. Os métodos de projeto para durabilidade visam características do concreto para avaliar uma certa vida útil.

A vida útil de uma estrutura referente à degradação de seus constituintes pode ser explicada pela aplicação do modelo proposto por Tuutti (Tuutti, 1982). A vida útil estipulada é o período durante o qual os requisitos de serviço devem ser atendidos, com um nível acima do mínimo aceitável em termos de segurança, conforto e estética. Para isso, as condições de exposição às quais a estrutura será exposta devem ser consideradas. Em geral, as normas consideram períodos de vida útil estipulados de 50 ou 100 anos, desde que a fissuração seja controlada e que o concreto seja lançado, compactado e curado adequadamente.

Requisitos mínimos para as propriedades e profundidade do revestimento são definidos. Essa abordagem prescritiva é amplamente aceita, mas é limitada em relação à precisão da vida útil projetada (Rostam, 2000). A classificação geral de ambientes e parâmetros alvo impedem

Limitações da taxa de absorção capilar e da permeabilidade à água para a estimativa da taxa de penetração de cloruro em concreto em relação ao projeto prescriptivo para durabilidade em ambiente marinho

considerar todos os fatores intervenientes. Esses parâmetros são muitas vezes restritos qualitativamente, ou uma quantificação indeterminada é estabelecida para eles (Anoop et al., 2002), e a vida útil real não pode ser estimada com precisão. A corrosão da armadura é um dos processos de deterioração mais investigados para a durabilidade de estruturas de concreto armado.

O modelo de Tuutti divide o processo de corrosão em dois períodos de desenvolvimento que cobrem o período de vida útil (Tuutti, 1982): iniciação e propagação. Durante o período de iniciação, a disposição das condições necessárias para o início da degradação se desenvolve. Durante o período de propagação, a situação piora progressivamente com um nível de desempenho inferior ao momento em que o grau de deterioração da estrutura é tal que não cumpre as condições mínimas de serviço exigidas. Em geral, o tempo requerido para a despassivação da armadura é concebido como o período de iniciação, enquanto que a fissuração e deslocamento ocorrem dentro do período de propagação (Tuutti, 1982; DURAR, 1997; Rostam, 2000).

Os fatores que influenciam o período de iniciação no ambiente marinho são classificados em interno e externo. Fatores internos estão relacionados principalmente às características do concreto do revestimento. Entre esses fatores, os mais importantes são aqueles que determinam a resistência do material ao ingresso de cloreto: porosidade da matriz (Collepari et al. 1970; Monosi et al. 1989) (determinado pela relação água/aglomerante, grau de compactação, cura) e tipo de cimento (Collepari et al., 1970; Glass e Buenfeld, 2000), porosidade da zona de transição interfacial (Delagrave et al., 1997a) e porosidade do agregado (Fernández Luco, 2001).

A agressividade do ambiente define fatores externos (Sandberg et al., 1998; Traversa, 2001; Andrade et al., 2002; Traversa e Di Maio, 2002; Di Maio et al. 2004), caracterizados pela temperatura média e umidade relativa, incidência de ventos, chuva, distância e altura em relação ao nível do mar. Finalmente, a presença de camadas superficiais de proteção na estrutura (pintura ou acabamento) deve ser considerada, pois reduz o nível de exposição (Di Maio et al., 2000). Todos esses fatores determinam o tempo necessário para que os cloretos atinjam o aço.

O ingresso de cloreto em concreto armado leva à corrosão por pites da armadura. Quando o teor limite de cloreto na superfície da armadura é alcançado, o aço se despassiva e começa a corroer se o oxigênio e a umidade estiverem disponíveis. Portanto, o revestimento deve evitar essa situação o maior tempo possível. Suas propriedades de transporte definem o tempo necessário para iniciar a corrosão. Menor taxa de transporte de cloretos através do concreto de revestimento permitirá uma vida útil mais longa da estrutura.

A resistência do revestimento ao ingresso de cloreto é geralmente definida pelo coeficiente de difusão aparente (Collepari et al., 1970), D_{ap} , que estabelece a maior ou menor taxa na qual os íons entram em concreto. O projeto baseado em desempenho aplica esse coeficiente para calcular uma determinada vida útil da estrutura para certa profundidade de revestimento. No entanto, o D_{ap} geralmente não é incluído explicitamente na regulamentação de construção como um parâmetro de projeto para o concreto, pois sua medição é muito demorada.

Permanecem algumas incertezas com relação à aplicação de coeficientes de difusão para previsão da vida útil, pois é muito difícil simular condições reais de exposição em ensaios de curto prazo, particularmente para considerar a dependência da difusividade aparente na concentração superficial de cloreto (Andrade et al. 2000). Em consequência, os engenheiros de projeto mostram relutância em usar modelos complexos para a previsão do ingresso de cloreto no concreto, e são pouco propensos a introduzi-los em códigos ou normas (Andrade et al., 2013).

Em vez disso, a correlação entre a difusividade de cloreto com outras propriedades do concreto é frequentemente considerada para o projeto. Essa abordagem é a base para o projeto prescritivo.

Critérios prescritivos são basicamente valores máximos ou mínimos para diferentes propriedades concretas a serem satisfeitas. Essas propriedades podem incluir resistência do concreto, relação água / aglomerante, absorção de água, taxa de absorção capilar, penetração de água sob pressão, teor e tipo de cimento. Todos esses fatores são relatados como os principais parâmetros de controle da durabilidade e, com base nisso, os limites são estabelecidos a partir de valores de referência que

provaram fornecer durabilidade a longo prazo de concreto armado exposto a cloretos em laboratório ou em serviço.

Por razões práticas, os critérios prescritivos estão amplamente incluídos nas normas para estruturas duráveis de concreto armado. As diretrizes referentes à durabilidade do concreto armado no ambiente marinho estão incluídas nas normas (BS EN 206, 2013; ACI 201.2R, 2016; CIRSOC 201, 2005), em que critérios gerais são estabelecidos para garantir uma vida útil de 50 anos. Primeiro, o tipo de exposição a cloreto deve ser definido e avaliado de acordo com o nível de agressividade. Então, as características correspondentes para o cobrimento de concreto são necessárias.

Esses tipos de limites são fáceis e confiáveis quando examinados. No entanto, o projeto prescritivo para durabilidade não permite inferir a vida útil real. As normas modernas estão progressivamente incluindo critérios de projeto baseados em desempenho, mas grande esforço é necessário nesse sentido devido ao extenso trabalho experimental necessário para a validação de modelos.

Este artigo relata comparações entre o coeficiente de difusão de cloretos em condições saturadas e secas e propriedades tecnológicas como relação a/b , resistência à compressão, sortividade e penetração de água sob pressão. Os principais aspectos de conexão e desconexão em relação a essas comparações são analisados com base nos resultados experimentais.

2. PROJETO PRESCRITIVO PARA A DURABILIDADE NO AMBIENTE MARINHO

2.1. Relação água/ligante

A porosidade capilar da matriz cimentícia é função da relação a/g , dado certos graus de hidratação e compactação. Durante o período de iniciação, a disponibilidade de porosidade conectada que permite a umidade e o transporte de íons é essencial para o desenvolvimento do processo de deterioração. A limitação a um máximo fator a/g leva a uma diminuição no volume de porosidade capilar no concreto. Esta redução na relação a/g deve ser complementada com um tratamento de cura adequado que permita um progresso suficiente da hidratação do cimento, bem como uma consolidação eficiente que elimine os macroporos.

A influência de a/g na difusividade de cloreto no concreto tem sido amplamente investigada (ACI 222, 2003). No entanto, sua utilidade como parâmetro de prescrição não pode ser sustentada apenas pela confirmação da incidência. O JSCE propõe uma relação potencial entre a/g e difusividade através do concreto (Song et al., 2008), mas, como dito, outros parâmetros afetivos inter-relacionados causam um desvio significativo desta relação. Portanto, propriedades de concreto significativamente relacionadas à relação água/aglomerante são geralmente prescritas.

Isso também é devido às dificuldades em controlar a relação a/g no campo, já que não há um método experimental confiável disponível.

Em relação à corrosão ativa da armadura, o fluxo de oxigênio através do concreto também é uma função da redução de a/g (ACI 222, 2003). Tanto o cloreto quanto a difusão de oxigênio estão conectados com a relação entre permeabilidade e a/g .

2.2. Teor de cimento

O teor de cimento é determinante para a durabilidade no ambiente marinho em vários aspectos. Primeiro, para uma certa relação a/g , mais cimento significa maior volume de pasta no concreto. O uso de misturas que reduzem a água pode contribuir para reduzir o teor de cimento no concreto. A redução do teor de pasta no concreto é potencialmente um efeito benéfico, pois os agregados são geralmente menos porosos que a matriz e o aumento de sua quantidade ajuda a reduzir as propriedades de transporte do concreto, desde que seja aplicada a compactação adequada.

Por outro lado, o C_3A contido no cimento é o maior contribuinte para a capacidade de ligação do cloreto no concreto, e esta característica é dependente do tipo e quantidade de cimento (Andrade,

1993; Delagrave et al., 1997b). A ligação de cloreto é um processo de retardamento da entrada de cloreto, e a vida útil aumenta quando a ligação de cloreto é aumentada. Então, aumentar o teor de cimento no concreto significa aumentar a capacidade de ligação ao cloreto.

Materiais cimentícios suplementares contidos no cimento afetam a durabilidade no ambiente marinho por dois efeitos opostos, diluição e ação pozolânica. Esses efeitos não são tão marcantes nos resultados dos métodos de ensaio acelerados, mas são verificados mais extensivamente com o tempo. Por essa razão, alguns procedimentos tentam considerar a reatividade tardia de materiais cimentícios suplementares. Em qualquer caso, mudanças significativas com o tempo são causadas dependendo do tipo de cimento.

2.3. Resistência à compressão

Como dito, a relação a/g é o parâmetro mais importante em relação às propriedades de transporte do concreto. Esta ferramenta de projeto é difícil de ser controlada no campo. Então, sua relação com a resistência à compressão, que foi extensamente provada e explicada com base na conformação da estrutura do poro, é usada para o projeto. Essa relação direta é a mais desenvolvida no campo da tecnologia de concreto. Portanto, uma base forte para o uso da resistência à compressão como um parâmetro de avaliação para virtualmente qualquer outra propriedade do concreto, incluindo a difusividade do cloreto, está disponível.

Como esperado, a difusividade no estado saturado diminui consistentemente com o aumento da resistência à compressão, e relações empíricas simples entre a resistência à compressão em 28 dias e a difusividade do cloreto do concreto foram determinadas (Frederiksen et al., 1997). Essas relações provavelmente são afetadas pelo as incorporado. Diferenças causadas pelo tipo de cimento e práticas para acelerar o ganho de resistência (tratamento de cura, aditivos) também são esperadas. Entretanto, o fator determinante para o uso da resistência à compressão como parâmetro de controle é sua praticidade, custo e universalidade. Então, é muito facilmente implementado e interpretado. A aplicação deste parâmetro de controle mostrou um grau de sucesso muito variável, e esta é a razão para a aplicação de parâmetros de controle mais abrangentes para durabilidade no ambiente marinho.

2.4. Sortividade

A taxa de absorção capilar da água é um dos mecanismos de transporte através dos quais o cloreto pode penetrar no concreto no ambiente marinho. Esta propriedade é um descritor eficaz da estrutura de poros do concreto. A absorção capilar se desenvolve em concreto não saturado e pode transportar cloreto no concreto à medida que a frente molhada progride. No entanto, a difusão pura ocorre apenas quando não é produzido fluxo líquido e, nesse sentido, é diferente da absorção capilar. Os tamanhos dos poros que participam nos dois processos e nos próprios processos são diferentes.

Apesar disso, correlações justas entre capilaridade e difusão de cloretos são apresentadas na literatura (Basheer, 2001; Kropp e Basheer, 2000). Essas relações dependem dos métodos de ensaio aplicados para a determinação de cada propriedade, que são muito sensíveis ao pré-condicionamento. Neste sentido, uma alta sensibilidade do valor obtido para a sortividade para testar condições e proporções de constituintes do concreto foi documentada (Taus, 2010; Bjevović et al., 2015).

Além disso, deve ser feita uma consideração particular pelo seu contraste com a difusão de cloretos em condições secas, pois neste caso apenas parte da estrutura do poro intervém no processo de transporte. A correlação direta entre a difusividade do cloreto e a sortividade pode, portanto, ser afetada pelo grau de saturação do concreto.

2.4. Permeabilidade

No caso de estruturas submetidas a uma diferença de pressão hidrostática, a permeabilidade é o parâmetro que melhor representa a penetração de substâncias agressivas do meio externo, e.g transporte de cloreto em estruturas de água do mar. Além disso, alta resistência à penetração de cloretos para concreto de baixa permeabilidade foi obtida em conexão com a conectividade limitada da estrutura porosa (CCAA, 2009). Novamente, os processos de penetração de água sob pressão e difusão de cloretos são diferentes, especialmente considerando sua correspondência com o grau de saturação do concreto.

3. MATERIAIS E METODOLOGIA

Os traços de concreto estudados foram 28 no total, com múltiplos lotes para a maioria deles, perfazendo um total de 73 lotes. Proporções de concretos estudados correspondentes a a/g entre 0,39 e 0,61, com teores de cimento entre 425 e 250 kg / m³. Três tipos de cimento Portland utilizados foram: Comum (OPC), Calcário (LPC, incorporando 17% de calcário) e Composto (CPC, 17% e 12% incorporação de calcário e escória, respectivamente). Agregados de granito triturados com tamanhos máximos de 19 e 25 mm foram utilizados como agregados graúdos.

O agregado fino era areia de rio siliciosa. Materiais com conteúdo desprezível de cloreto foram utilizados. O teor de cloretos do concreto proveniente de constituintes (IRAM 1857, 2000) foi em todos os casos inferior a 0,03%. Para mais detalhes sobre as proporções desses concretos, favor consultar (Violini et al., 2006; Taus et al., 2008; Villagrán Zaccardi, 2012).

Ensaio foram conduzidos para determinar a conformidade de misturas de concreto com parâmetros prescritivos. Estes incluem resistência à compressão, medida em corpos de prova cilíndricos de 15x30cm de diâmetro e altura, compactados e testados de acordo com IRAM 1524, 1546 e 1553, taxa de absorção capilar, determinada de acordo com IRAM 1871 (IRAM 1871, 2004) e penetração de água sob pressão de acordo para o IRAM 1554 (IRAM 1554, 1983). Todos os corpos de prova foram compactados manualmente, desmoldados após 24 horas da moldagem e curados em câmara úmida (Temp: 23 ± 2 ° C; UR > 95%) até a idade de 28 dias.

A taxa de transporte de cloreto foi avaliada em corpos de prova prismáticos de 7,5x15x25 cm³. Após o tratamento de cura, estas amostras foram impermeabilizadas com tinta de borracha clorada em todos os lados, com exceção da superfície de moldagem, da qual era permitida a entrada unidirecional de cloreto. As amostras foram expostas em ambiente marinho natural e imersas em solução de cloreto de sódio, com a face de entrada ajustada como o lado superior horizontal. Assim, eles foram expostos com a mesma posição em que foram moldadas.

A exposição do ambiente natural marinho ocorreu na cidade de Mar del Plata, na Argentina, a aproximadamente 50 metros da linha de costa e 5 m acima do nível médio do mar. O contato direto entre as amostras e a água do mar não ocorreu em nenhum momento durante a exposição, e a única fonte de cloretos foi a maresia.

Corpos de prova expostos em imersão foram primeiro saturados por 24h em água saturada de cal, e então submergidos em solução de NaCl a 30 g / l mantida a 23 ± 5 ° C até a retificação.

Perfis de ingresso de cloreto foram analisados após 12 meses de exposição para amostras no ambiente marinho e após 6 meses para amostras em imersão. Primeiro, os lados pintados foram descartados em uma espessura aproximada de 1 cm. Em seguida, cortes paralelos à face de entrada foram feitos, obtendo-se fatias progressivas de cerca de 5 mm. Profundidades médias da superfície de entrada foram medidas para cada fatia. Todos os cortes foram feitos em condição seca com um disco diamantado. Posteriormente, as fatias foram pulverizadas, e a quantidade de cloreto solúvel em ácido foi determinada de acordo com IRAM 1857, método C (IRAM 1857, 2000).

Regressões de dados para a solução mais comum da segunda lei de Fick, Equação (1) foram realizadas, e os valores para D_{ap} foram determinados. Nos casos em que o comportamento não-Fickiano foi detectado, o procedimento indicado em (Andrade et al., 2015) foi seguido.

$$C_{(x,t)} = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right) \quad (1)$$

Onde $C_{(x,t)}$ é a quantidade de cloreto na profundidade x , no tempo t , erf é a função de erro, C_s é a quantidade aparente de cloreto de superfície no tempo t , e D_{ap} é a difusividade aparente não estacionária.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A penetração de cloreto é impulsionada pelo gradiente de concentração entre a superfície e o interior do concreto. Em consequência, os teores de cloreto que penetravam no concreto em imersão eram até três vezes maiores que os determinados no concreto na exposição atmosférica marítima. Além disso, ao contrário da penetração sob exposição atmosférica, em concreto saturado, toda a porosidade é ocupada por solução de poros, que constitui o meio pelo qual o cloreto entra. Então, uma penetração mais rápida em concreto saturado do que em insaturado é óbvia.

A quantidade da solução de poros irá definir principalmente a correlação entre as taxas de penetração em amostras submersas e expostas ao ambiente marinho. Essa quantidade não permanece constante em amostras sob exposição atmosférica, pois é influenciada pelas condições climáticas, especialmente na zona mais externa. Portanto, a comparação deve levar em conta que ambos os mecanismos de entrada não são totalmente equivalentes e o contraste é meramente empírico.

Além disso, em um ambiente marinho com condições climáticas diferentes do considerado neste estudo, diferentes equilíbrios higroscópicos com o ambiente do concreto resultarão em uma quantidade diferente da solução de poros e diferentes ciclos de molhamento e secagem.

A partir dos perfis de penetração, a comparação direta entre os valores computados para a difusividade em amostras expostas no ambiente marinho natural (D_{atm}) e imerso (D_{imm}), é mostrada na Figura 1. Observa-se uma notável tendência com pouco impacto do tipo cimento.

Para baixas taxas de penetração, maiores incrementos para D_{atm} do que para D_{imm} são revelados. Esta relação parece inverter sobre um certo valor, e para taxas elevadas da penetração, os incrementos menores para D_{atm} do que para D_{imm} são notados. Isso pode ser explicado pelo conceito mencionado anteriormente. A distribuição do tamanho dos poros e a porosidade total estão conectadas. As baixas difusividades correspondem a misturas de concreto com baixa porosidade. Nestes casos, o líquido poroso permanece em um volume relativamente maior de pequenos poros de concreto sob exposição atmosférica.

À medida que a porosidade aumenta, poros maiores contribuem para a penetração de cloreto quando o concreto está em imersão, mas eles não permanecem saturados no concreto sob condições atmosféricas. Isto é, mudanças na difusividade relacionam-se mais diretamente à mudança no volume total de poros quando o concreto está saturado, já que toda a porosidade contribui para o mecanismo de transporte. Pelo contrário, apenas os poros mais finos contribuem para o transporte em concreto insaturado, e o D_{atm} não continua aumentando na mesma proporção com o aumento do volume de macroporos (Saetta et al., 1993; Climent et al., 2002; Nielsen e Geiker, 2003; Zhang e Zhang, 2014).

A figura 2 mostra D_{atm} e D_{imm} comparados com a/g. Apesar da capacidade potencialmente diferente de ligação ao cloreto, não podem ser estabelecidas diferenças estatisticamente significativas entre os diferentes tipos de cimento. A influência de a/g muito esconde qualquer diferença.

Como esperado, os valores crescentes de difusividade são obtidos com o aumento de a/g. No entanto, variações significativas dentro de cada a/g foram obtidas. A influência das outras variáveis (grau de hidratação, tamanho máximo do agregado e teor de cimento) é a principal razão para isso.

É particularmente importante notar que a soma dessas influências pode resultar em um grau de impacto semelhante à variação da razão a/g , especialmente para difusividades determinadas na condição insaturada.

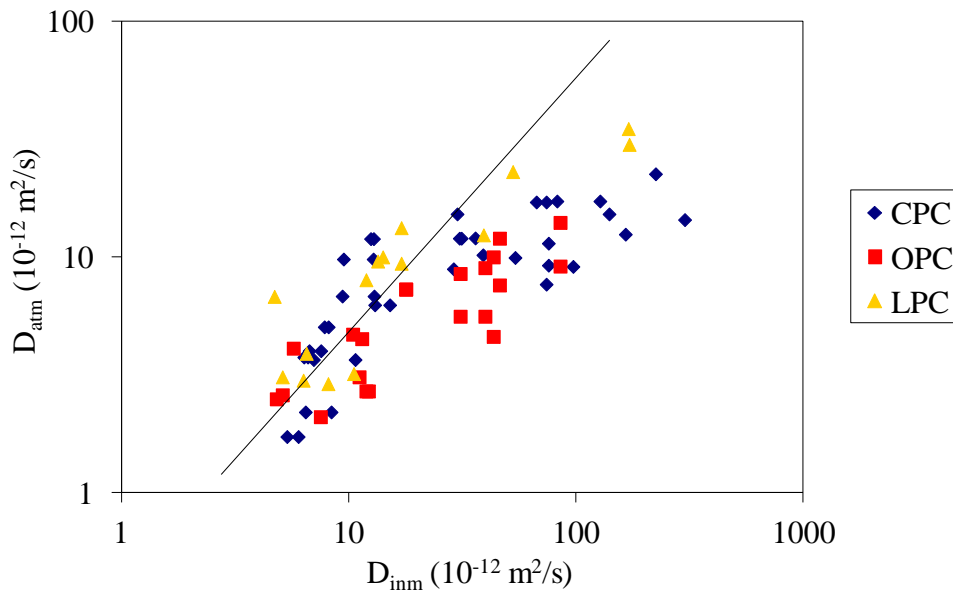


Figura 1. D_{imm} versus D_{atm} .

A diferenciação entre valores de difusividade quando em imersão ou atmosférica é mais pronunciada com maior a/g (D_{imm} aumenta muito mais que D_{atm} com aumento da relação a/g). A porosidade do concreto aumenta com a/g , mas esta porosidade aumentada resulta em mais conteúdo de líquido poroso somente no estado saturado. Os macroporos não afetam da mesma maneira as amostras expostas à atmosfera. Em condições não saturadas, o volume de líquido poroso é definido pelos finos poros capilares, onde mais ou menos condensação ocorrerá dependendo da umidade relativa. Nesta faixa de tamanhos de poros, a/g tem menor significância em relação à fração volumétrica de poros que participam do processo de transporte.

Nesse sentido, os parâmetros de engenharia de transporte, como a sorvidade e a penetrabilidade sob pressão, estão relacionados ao volume e à conectividade da estrutura porosa. Eles estão, portanto, indiretamente conectados à difusividade do cloreto em concreto saturado (como mostrado mais adiante nas Figuras 3, 5 e 6).

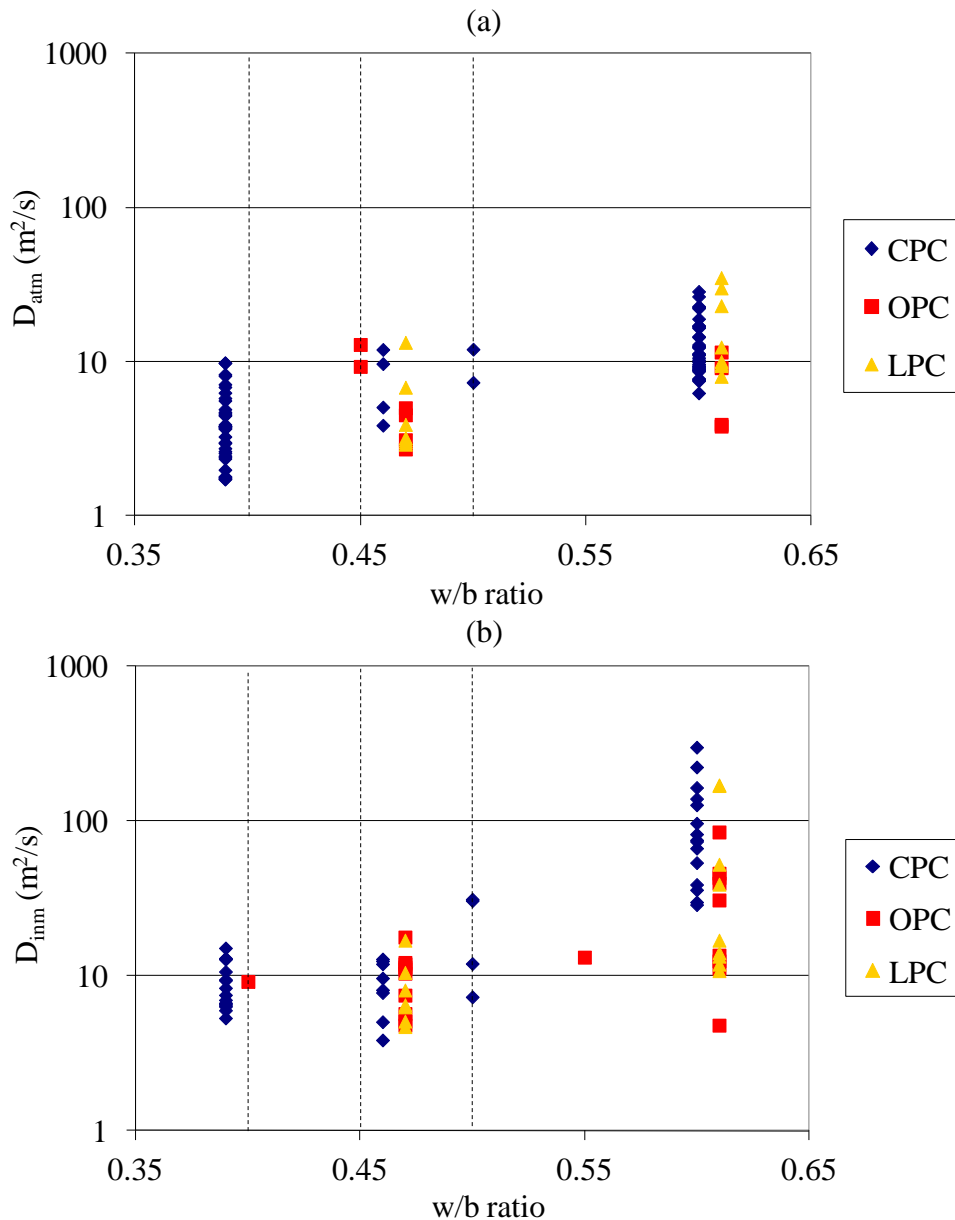


Figura 2. (a) D_{atm} e (b) D_{inm} , versus w/b.

A Figura 3 mostra as comparações entre a capilaridade e a difusividade. Novamente, a variação na capilaridade é maior que a variação no D_{atm} . A variação na taxa de absorção capilar está mais diretamente relacionada com o D_{inm} . A variabilidade de capilaridade é maior que a correspondente ao a/g. Isso indica quão inadequado é o a/g para definir a taxa de transporte no concreto. Como no caso da difusividade, outros fatores diferentes do a/g também estão afetando a taxa de transporte, e estes são levados em consideração somente quando a própria propriedade de transporte é medida. A Fig. 2 mostra um número significativo de valores de conformidade por a/g (valores de 0,40, 0,45 e 0,50 são geralmente aceitos dependendo do ambiente e da consideração de concreto armado ou protendido). Este número é certamente reduzido quando os limites são baseados em um limite tolerável para a capacidade de leitura. Deve-se mencionar que a correspondência entre a relação a/g e a taxa de absorção capilar certamente será diferente no concreto feito com aditivos redutores de água, que permitem menor mistura de água (e, conseqüentemente, volume de pasta) para o mesmo nível de consistência. Nesse caso, estima-se que a taxa de absorção capilar pode diminuir para o mesmo a/g.

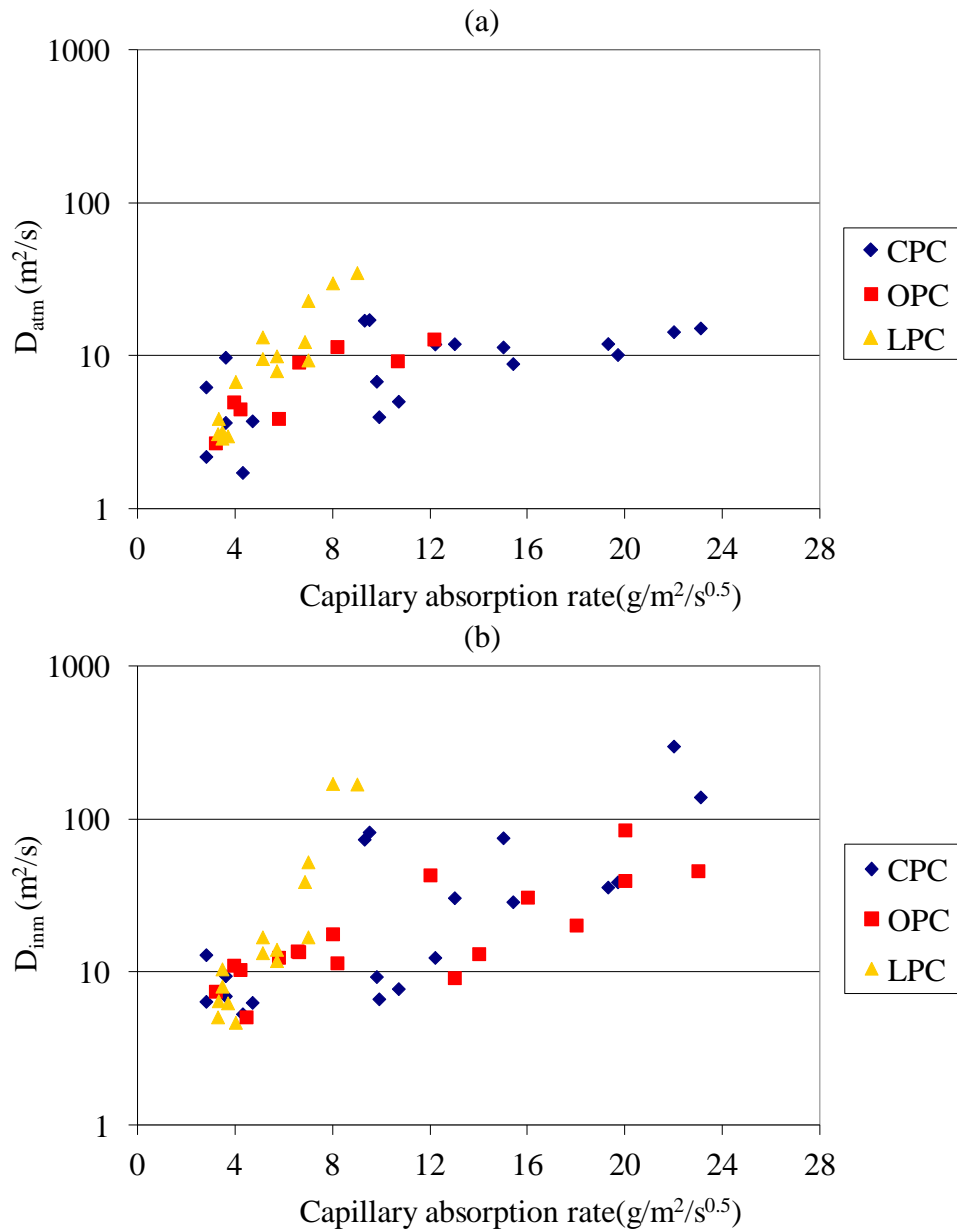


Figura 3. (a) D_{atm} e (b) D_{imm} versus sorvidade.

Na Figura 4, as comparações entre difusividades e resistência à compressão são apresentadas. Uma evolução inversa é obtida como consequência das relações opostas de ambas as propriedades com a porosidade. Uma maior dispersão é observada para D_{imm} do que para D_{atm} . O número de valores de conformidade de acordo com a resistência é semelhante ao de acordo com a/g . Assim, a relação direta entre resistência e a/g permite um procedimento de controle confiável pelo primeiro, a fim de assegurar a conformidade do segundo.

Este é um aspecto de necessidade prática devido à falta de métodos confiáveis para o controle experimental do a/g em concreto fresco. Por outro lado, deve-se mencionar que a resistência do concreto de cobertura na estrutura será grandemente afetada pelo grau de consolidação, que por sua vez é altamente dependente das práticas de campo.

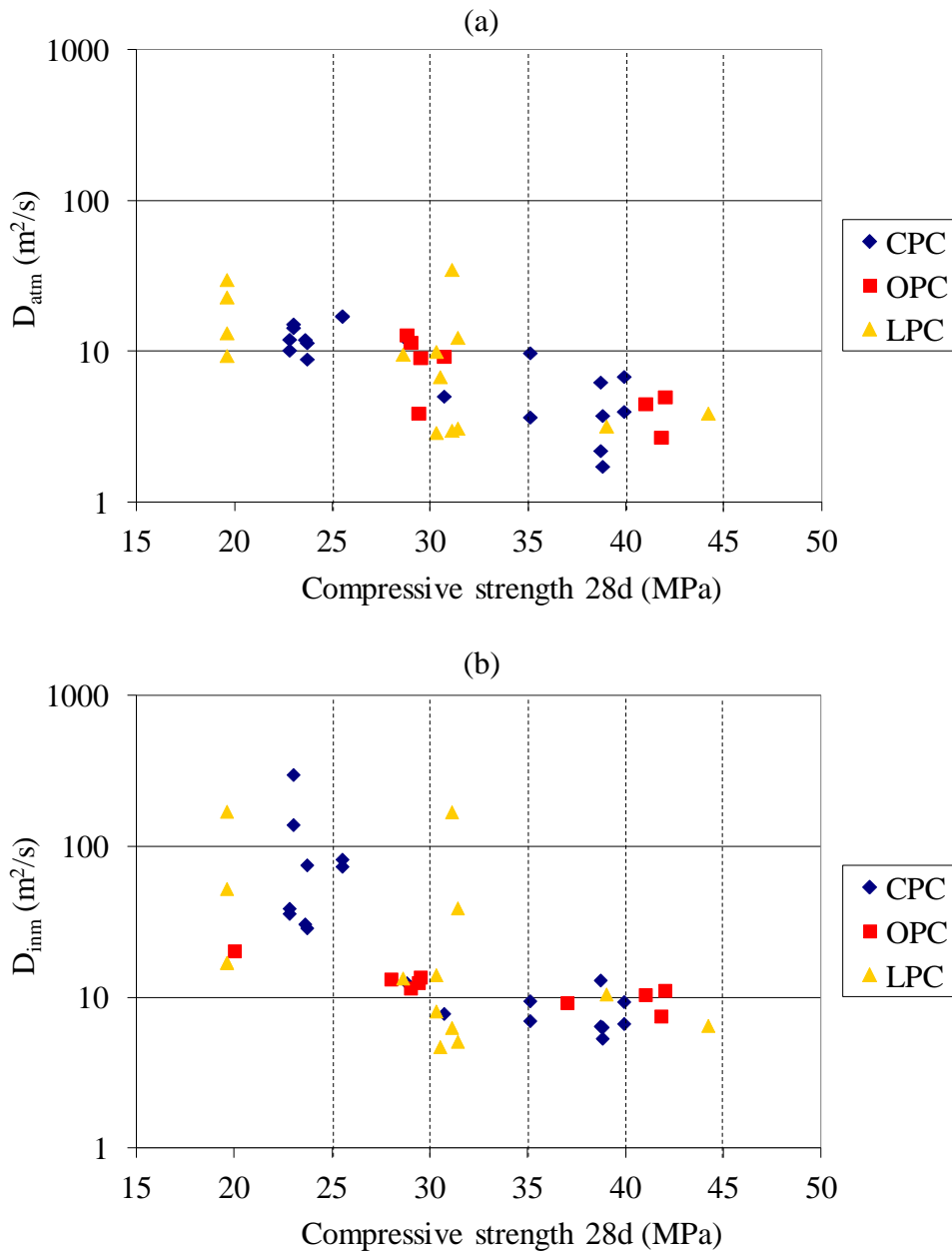


Figura 4. (a) D_{atm} e (b) D_{inm} versus resistência à compressão.

A determinação experimental do índice de compactação de concreto fresco é então aconselhável para definir a sensibilidade do concreto à compactação e estabelecer um risco relativo indicativo para o nível necessário de controle durante o lançamento do concreto fresco. Na prática, a falta dessa consideração comumente leva a resultados ruins em relação à durabilidade da estrutura.

Nas Figuras 5 e 6, são apresentadas as comparações entre difusividades e penetração de água sob pressão, média e máxima, respectivamente.

A proporção de valores de conformidade mostra a penetração da água sob pressão como uma propriedade menos desafiadora do que a sorvidade.

A conformidade das profundidades média e máxima de penetração da água é equivalente. Os defeitos de compactação na amostra são necessários para obter uma diferença significativa entre esses dois parâmetros.

A boa correspondência de valores mostra que este não foi o caso de nenhuma das amostras testadas. Com isto em mente, deve-se observar o uso muito limitado da penetração máxima de água sob pressão em relação à penetração de cloretos e outras propriedades de transporte do concreto.

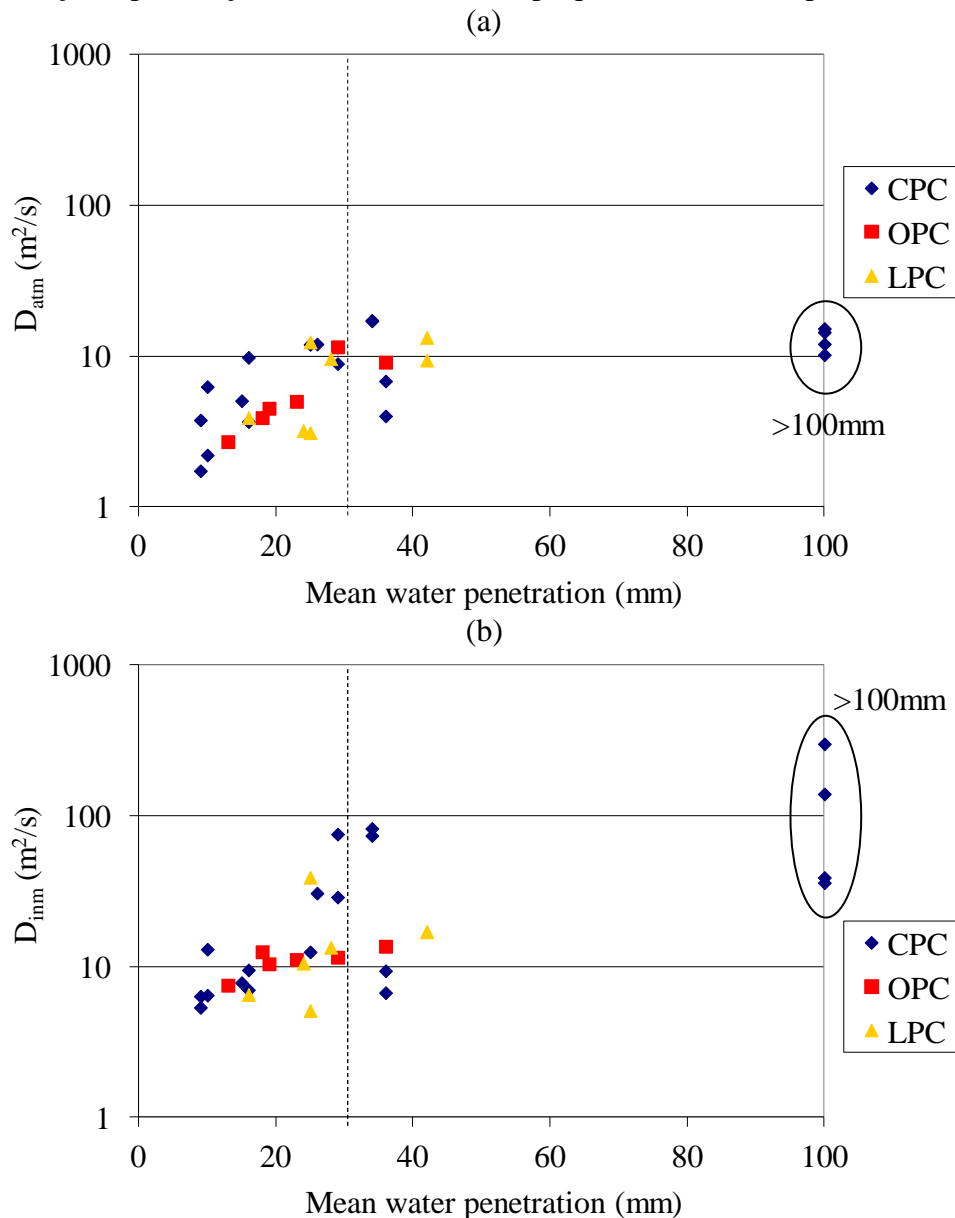


Figura 5. (a) D_{atm} e (b) D_{imm} vs. penetração média de água sob pressão.

Dentre os parâmetros analisados, a sortividade foi a que apresentou melhor correlação com a difusividade do cloreto. A resistência à compressão, a/g , penetração de água sob pressão seguiu-se nessa ordem. Isso é notável no sentido de que a penetração de água sob pressão pode ser erroneamente recomendada em relação à resistência à compressão para a estimativa da penetração de cloretos no concreto, considerando apenas que as propriedades de transporte devem estar melhor conectadas entre si.

No entanto, todas as propriedades examinadas mostraram uma melhor correlação com a difusividade do cloreto na condição saturada. Para o concreto insaturado, os macroporos não participam do processo de entrada de cloretos, mas sim em outros processos, como absorção e penetração de água. Portanto, concreto não saturado com alta a/g tende a ser classificado como menos durável no ambiente marinho quando testado para penetração de água ou sortividade sob

pressão do que para taxa de entrada de cloreto em si. O grau de saturação do concreto é um aspecto importante que deve ser sempre considerado a esse respeito.

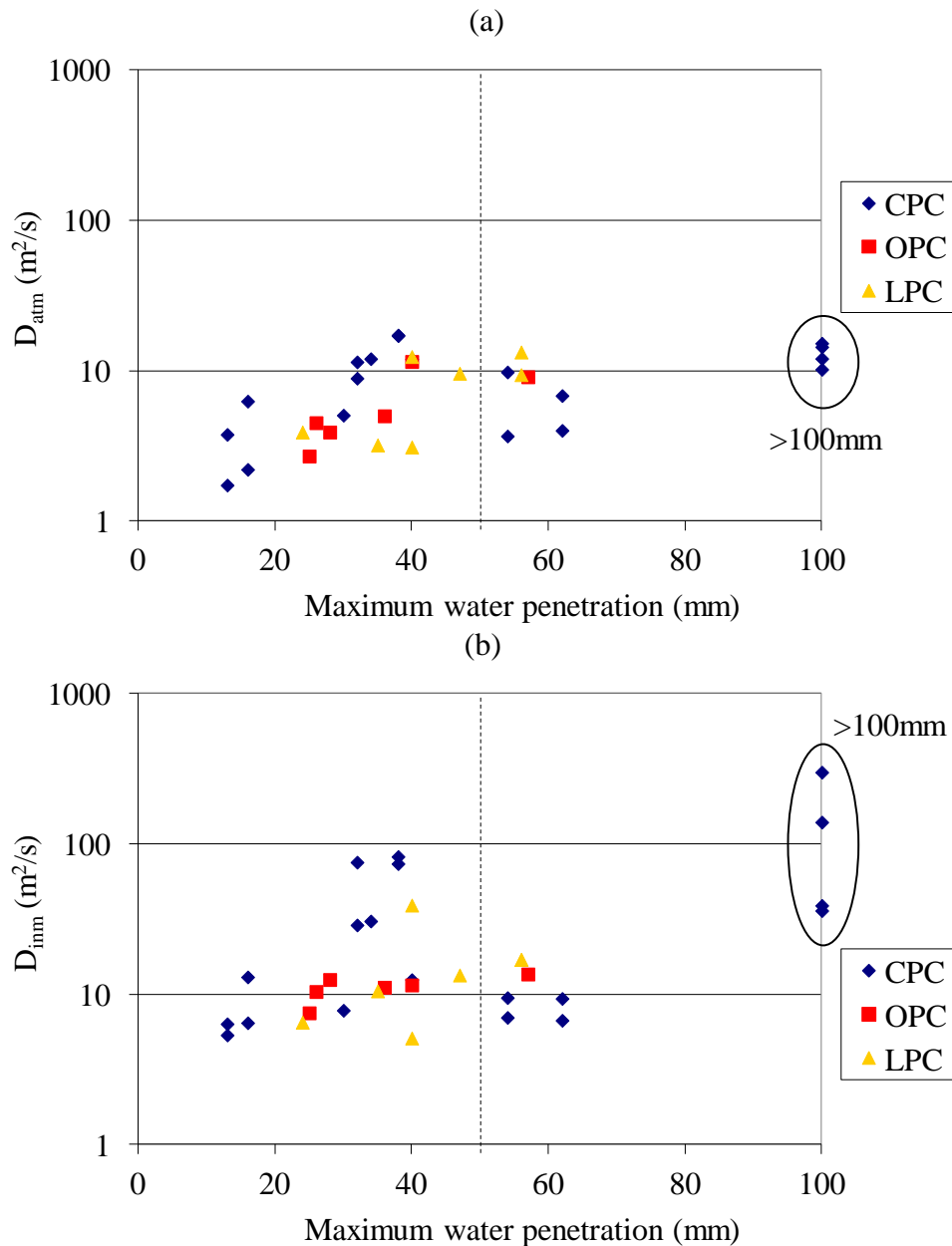


Figura 6. (a) D_{atm} e (b) D_{imm} vs máxima penetração de água sob pressão.

5. CONCLUSÕES

A razão a/g é o parâmetro tecnológico que determina a taxa de entrada de cloretos no concreto. No entanto, outros parâmetros também afetam essa propriedade de transporte, como grau de hidratação, tamanho máximo de agregado, grau de compactação e teor de cimento, e, em combinação, seu efeito pode exceder aquele a partir de a/g . Portanto, a relação a/g como um parâmetro de projeto para durabilidade no ambiente marinho requer a assistência de prescrições complementares para propriedades de transporte.

A taxa de absorção capilar demonstrou uma correlação consistente com a taxa de difusão de cloretos na condição saturada. É conveniente expandir o banco de dados para essa correlação, a

Limitações da taxa de absorção capilar e da permeabilidade à água para a estimativa da taxa de penetração de cloreto em concreto em relação ao projeto prescritivo para durabilidade em ambiente marinho

fim de fazer previsões confiáveis com base nessas aplicações em projeto prescritivo. No entanto, a ligação entre a capacidade de sorção e a difusão de cloretos no concreto insaturado é menos consistente, já que a faixa de tamanho de poros que participa de cada mecanismo de transporte é diferente.

A penetração de água sob pressão mostrou pouca aplicação para o projeto de durabilidade em relação à penetração de cloretos no concreto. Neste sentido, a resistência à compressão é considerada mais prática e confiável para estimar o desempenho do concreto no ambiente marinho. Portanto, nenhum valor adicionado de penetração de água sob pressão sobre a resistência à compressão é antecipado. Uma exceção poderia ser feita para a penetração de cloretos em concreto saturado, onde a taxa de penetração de cloretos pode ser melhor antecipada pela máxima penetração de água sob pressão do que para o caso de concreto insaturado.

Como resultado, dados combinados de taxa de absorção capilar e resistência à compressão parecem funcionar bem como parâmetros prescritivos para a durabilidade no ambiente marinho. Em muitos casos, a determinação da taxa de absorção capilar enfrenta alguns inconvenientes práticos para a sua aplicação no campo, principalmente devido à sua sensibilidade às variáveis de ensaio e ao tempo de ensaio requerido. Os valores dos limites prescritivos para capilaridade ainda são uma questão de estudo.

6. AGRADECIMENTOS

A professora Carmen Andrade é uma grande inspiradora para cientistas e engenheiros que trabalham com durabilidade em concreto armado em todo o mundo. Ela procurou permanentemente métodos simples, práticos e precisos para engenheiros, e precisos e abrangentes para os cientistas. Nós realmente apreciamos o conselho e apoio que recebemos dela ao longo dos anos.

7. REFERÊNCIAS

- America Concrete Institute (2016), *"ACI 201.2R-16 Guide to Durable Concrete"*, Farmington Hills, USA, p. 84.
- America Concrete Institute (2003), *"ACI 222.3R-03 Design and Construction Practices to Mitigate Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures"*, Farmington Hills, USA, 29p.
- Andrade, C. (1993), *"Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements"*, Cement and Concrete Research, Vol. 23, pp. 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- Andrade, C., Castellote, M., Alonso, C., González, C. (2000) *"Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: Comparison between several methods of calculation"*, Materials and Structures, Vol. 33, pp. 21-28. <https://doi.org/10.1007/BF02481692>
- Andrade, C., Alonso, C., Sarria, J. (2002) *"Corrosion rate evolution in concrete structures exposed to the atmosphere"*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, pp. 55-64. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00026-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00026-9)
- Andrade C., Prieto, M., Tanner, P., Tavares, F., d'Andrea, R. (2013) *"Testing and modelling chloride penetration into concrete"*, Construction and Building Materials, Vol. 39, pp. 9–18. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.012>
- Andrade, C., Climent, M. A., de Vera, G. (2015) *"Procedure for calculating the chloride diffusion coefficient and surface concentration from a profile having a maximum beyond the concrete surface"*, Materials and Structures, Vol. 48, pp. 863-869. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0543-4>

- Anoop, M. B., Rao, K. B., Rao, T. V. S. R. A. (2002), "Application of fuzzy sets for estimating service life of reinforced concrete structural members in corrosive environments", Engineering Structures, Vol. 24, pp. 1229-1242. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00060-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00060-3)
- Basheer, P. A. M. (2001), "Permeation Analysis", in: Ramachandran, V. S., Beaudoin, J. J. (Eds.), Handbook of analytical techniques in concrete science and technology. Principles, Techniques and Applications, Noyes Publications, New Jersey (USA), pp. 658-737.
- Bjegović, D., Serdar, M., Oslaković, I. S., Jacobs, F., Beushausen, H., Andrade, C., Monteiro, A. V., Paulini, P., Nanukuttan S. (2015) "Test Methods for Concrete Durability Indicators", in: Beushausen, H., Fernández Luco, L. (Eds.), Performance Based Specifications and Control of Concrete Durability. State-of-the-Art Report RILEM TC 230-PSC, Springer, New York (USA), pp. 51-105. https://doi.org/10.1007/978-94-017-7309-6_4
- British Standards Institution (2013), " BS EN-206: Concrete. Specification, performance, production and conformity," (London, UK: CEN), p. 106.
- CCAA (2009) "Chloride Resistance of Concrete", (Sydney, Australia: Cement Concrete & Aggregates Australia), p. 37.
- CIRSOC 201-2005 (2005), "Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón", (Buenos Aires, Argentina: INTI), p. 452.
- Climent, M. A., de Vera, G., López, J. F., Viqueira, E., Andrade, C. (2002), "A test method for measuring chloride diffusion coefficients through non-saturated concrete. Part I: the instantaneous plane source diffusion case", Cement and Concrete Research, Vol. 32, p. 1113–1123. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00750-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00750-0)
- Colleparidi, L., Marcialis, A., Turriziani, R. (1970), "La cinetica di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo", Il Cemento, N°67, pp. 157-164.
- Delagrave, A., Bigas, J. P., Ollivier, J. P., Marchand, J., Pigeon, M. (1997a), "Influence of the interfacial zone chloride diffusivity of mortars", Advanced Cement Based Materials, Vol. 5, pp. 86-92. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(96\)00008-9](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(96)00008-9)
- Delagrave, A., Marchand, J., Ollivier, J. O., Juliens, S., Hazrati, K. (1997b), "Chloride binding capacity of various hydrated cement paste systems", Advanced Cement Based Materials, Vol. 6, pp. 28-35. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(97\)90003-1](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(97)90003-1)
- Di Maio, A. A., Eperjesi, L., Gassa, L., Traversa, L. P., Zerbino, R. L., (2000) "Exposed reinforcement: Assessment of corrosion activity", Concrete International, Vol. 22, N°3, pp. 47-51.
- Di Maio, A. A., Lima, L. J., Traversa, L. P. (2004) "Chloride profiles and diffusion coefficients in structures located in marine environments", Structural Concrete, Vol. 5, N°1, pp. 1-4. <https://doi.org/10.1680/stco.2004.5.1.1>
- DURAR (1997), "DURAR - Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado", (Maracaibo, Vanezuela: CYTED), p. 205.
- Fernández Luco, L., "La durabilidad del Hormigón: su relación con la estructura de poros y los mecanismos de transporte de fluidos", in: E. F. Irassar (Ed.), Durabilidad del Hormigón Estructural, AATH, Buenos Aires (Argentina), (2001), pp. 1-45.
- Frederiksen, J. M., Sørensen, H. E., Andersen, A., Klinghoffer, O. (1997) "HETEK, The effect of the w/c ratio on chloride transport into concrete - Immersion, migration and resistivity tests", (Copenhagen, Denmark: The Road Directorate), 35 p. <https://doi.org/10.13140/2.1.3735.3600>
- Glass, G. K., Buenfeld, N. R. (2000), "The influence of chloride binding on the chloride induced corrosion risk in reinforced concrete", Corrosion Science, Vol. 42, pp. 329-344. [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(99\)00083-9](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(99)00083-9)
- IRAM 1554 (1983), "Hormigón de Cemento Pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido", (Buenos Aires, Argentina: IRAM), p. 13.
- IRAM 1857 (2000), "Determinación del contenido de ión cloruro en el hormigón". (Buenos Aires, Argentina: IRAM), p. 19.

- IRAM 1871 (2004), "*Hormigón. Método para la determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua para hormigón endurecido*", (Buenos Aires, Argentina: IRAM), p. 12.
- Kropp, J., Basheer, L. (2000) "*Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: A Review*", in: Basheer, P.A.M. (Ed.), V CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Barcelona (Spain).
- Monosi, S., Moriconi, G., Alverá, I. (1989), "*Effect of water/cement ratio and curing time on chloride penetration into concrete*", *Materials Engineering*, Vol. 1, pp. 483-489.
- Neville, A. M. (1977), "*Concrete Technology, Volume 1*", (Mexico D.F., Mexico: IMCyC), p. 383.
- Nielsen, E. P., Geiker, M. R. (2003), "*Chloride diffusion in partially saturated cementitious material*", *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, p. 133-138. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00939-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00939-0)
- Rostam, S. (2000), "*Vida útil de las estructuras de hormigón. Cómo satisfacer los requerimientos del nuevo milenio*", *Hormigón*, N°36, pp. 11-44.
- Saetta, A. V., Scotta, R. V., Vitaliani, R. V. (1993), "*Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete*", *ACI Materials Journal*, Vol. 90, p. 441–451.
- Sandberg, P., Tang, L., Andersen, A. (1998), "*Recurrent studies of chloride ingress in uncracked marine concrete at various exposure times and elevations*", *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, pp. 1489-1503. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00124-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00124-0)
- Song, H. -W., Lee, C. -H., Ann, K. Y., (2008) "*Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments*", *Cement & concrete Composites*, Vol. 30, pp. 113-121. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.09.005>
- Taus, V. L., "*Análisis de la Succión Capilar en Hormigones: Influencia de distintos Parámetros de Ensayo*", MSc Thesis, UNCPBA, (2010) p. 170.
- Taus, V. L., Villagrán, Y. A., Di Maio, A. A. (2008), "*Influence of curing conditions on transport properties of blended cement concrete*", in: Pazzini et al. (Eds.), Fifth ACI/CANMET International Conference on High-Performance Concrete Structures and Materials, Manaus (Brazil).
- Traversa, L. P. (2001) "*Corrosión de armaduras en atmósferas rurales, urbanas, marinas e industriales*", in: E.F. Irassar (Ed.), *Durabilidad del Hormigón Estructural*, AATH, Buenos Aires (Argentina), (2001), pp 217-257.
- Traversa, L. P., Di Maio, A. A. (2002) "*Difusión de cloruros en el hormigón*", in: L. P. Traversa, A. A. Di Maio (Eds.), *Memoria Jornadas Tecnológicas sobre Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón: Evaluación, Diagnóstico y Reparación*, AATH, Mar del Plata (Argentina), pp. 87-95.
- Tuutti, K., "*Corrosion of steel in concrete*", PhD Thesis, SCCI, CIB, Research Report No. 4, (1982) p. 468.
- Villagrán Zaccardi, Y. A., "*Estimaciones del ingreso de cloruro en hormigón y de la despasivación localizada de armaduras*", PhD Thesis, UNLP (2012), p. 226.
- Violini, D., Giaccio, G., Milanese, C. A., Zerbino, R. (2006), "*Efecto del contenido de caliza, en las propiedades del hormigón. Parte 3: Evaluación de la durabilidad*", in: Sota et al. (Eds.), 16ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Córdoba (Argentina).
- Zhang, Y., Zhang, M. (2014), "*Transport properties in unsaturated cement-based materials – A review*", *Construction and Building Materials*, Vol. 72, p. 367-379. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.037>

Correlação entre a abertura da fissura e a taxa de corrosão na durabilidade do concreto armado em um ambiente marinho tropical altamente agressivo

O. Troconis de Rincón^{1*} , V. Milano¹ , A. A. Torres-Acosta² , Y. Hernández-López¹ 

* Autor de Contato: oladistdr@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.321>

Recepção: 12/06/2018 | Aceitação: 02/08/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

O objetivo desta investigação foi avaliar a correlação entre a abertura de fissura e taxa de corrosão aparente em amostras de concreto armado expostas há mais de seis anos a um ambiente marinho tropical, num local de ensaio natural em La Voz, Venezuela. Seis amostras do Projeto DURACON (15x15x60 cm prismáticos, com relação 0,65 a/c) foram monitoradas; cada amostra possui seis barras de aço colocadas em três cobrimentos diferentes (duas de 15, 20 e 30 mm cada) para ensaios eletroquímicos (potencial de corrosão e taxa de corrosão). Uma correlação empírica entre taxa de propagação de fissuras superficiais e i_{CORR} foi estabelecida, o que pode ajudar a estimar a i_{CORR} indiretamente se valores de abertura máxima de fissuras superficiais devido à corrosão de armadura forem obtidos em pelo menos um ano de monitoramento.

Palavras-chave: concreto armado; ambiente marinho; velocidade de corrosão; abertura de fissura.

Citar como: O. Troconis de Rincón, V. Milano, A. A. Torres-Acosta, Y. Hernández-López (2018), “Correlação entre a abertura da fissura e a taxa de corrosão na durabilidade do concreto armado em um ambiente marinho tropical altamente agressivo”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 317-332, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.321>

¹ Centro de Estudios de Corrosión (CEC), Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo, Venezuela.

² Universidad Marista de Querétaro (UMQ), Facultad de Ingeniería, Laboratorio de Materiales de Construcción; Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural, Sanfandila, 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 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Cracks width-corrosion rate correlation on the durability of reinforced concrete in a very high aggressiveness tropical marine environment

ABSTRACT

The aim of this investigation was evaluate the correlation between crack width and apparent corrosion rate in reinforced concrete specimens exposed for more than six years to a tropical marine environment, at the natural test site La Voz, Venezuela. Six specimens from DURACON Project (prismatic 15x15x60 cm, with 0.65 w/c ratio) were monitored; each specimen having six reinforcing steel bars placed at three different depths (two each at 15, 20, and 30 mm) for electrochemical tests (corrosion potential and corrosion rate). An empirical correlation between surface crack propagation rate and i_{CORR} was established, which may help i_{CORR} estimation indirectly if values of maximum surface crack widths due to reinforcement corrosion are obtained in at least one year period of monitoring.

Keywords: reinforced concrete; marine environment; corrosion rate; cracks width.

Correlación entre ancho de grietas y velocidad de corrosión en la durabilidad de concreto reforzado en un ambiente marino tropical altamente agresivo

RESUMEN

El objetivo de esta investigación fue evaluar la correlación entre ancho de grieta producido por corrosión y la velocidad de corrosión aparente (i_{CORR}) de especímenes de concreto reforzado, expuestos por más de 6 años a un ambiente marino tropical en la estación La Voz, Venezuela. Seis especímenes del Proyecto DURACON (prismas de 15x15x60 cm, y concreto con relación a/c de 0.65) fueron monitoreados; los cuales tienen 6 varillas de refuerzo a diferentes cobrimientos (dos a 15, 20 y 30 mm), para las pruebas electroquímicas. Se estableció una correlación empírica entre la velocidad de propagación de la grieta superficial e i_{CORR} , que podría ayudar a estimar el valor de i_{CORR} , si se dispone de valores promedio de ancho máximo de grieta del elemento corroyéndose durante un periodo de monitoreo por lo menos de un año.

Palabras clave: concreto reforzado; ambiente marino; velocidad de corrosión; ancho de grieta.

1. INTRODUÇÃO

Durante os últimos 20 anos, o termo durabilidade do concreto tem sido usado com mais frequência entre os membros da sociedade científica em todo o mundo. Em alguns países desenvolvidos como os Estados Unidos, Espanha, França, Reino Unido e Japão, a durabilidade tem sido endereçada a um assunto muito importante, atraindo sete números de investimento para pesquisa nessa área. A deterioração da estrutura do concreto armado devido à corrosão da armadura aumentou como consequência de fissuras na superfície do cobrimento do concreto.

Muitas investigações até agora foram realizadas com base no estudo da durabilidade durante o período de iniciação. No entanto, muito poucos se concentraram em seu desempenho durante sua vida útil residual.

Alguns estudos relacionados ao estágio de vida útil residual de estruturas de concreto foram feitos onde a corrosão acelerada foi realizada pela aplicação de corrente anódica constante às armaduras (Tachibana, et.al., 1990, Huang e Yang, 1997, Rodriguez et.al., 1997, Almusallam, et al., (1997), Cabrera, 1996).

Após a aplicação de tais correntes anódicas na armadura em um curto período de tempo, a redução da capacidade estrutural foi correlacionada com parâmetros de corrosão como perda de metal gravimétrica e fissuras de concreto induzidas por corrosão (Almusallam, 1997; Mangat e Elgarf,

1999; Torres-Acosta, 1999). Torres-Acosta, 1999; Torres-Acosta e Martínez-Madrid, 2003, realizaram vários estudos relacionados a este assunto, mas também em condições naturais (Torres-Acosta e Castro-Borges, 2013, Cabrera-Madrid et al, 2014).

Em uma investigação anterior (Torres-Acosta e Martínez-Madrid, 2003), eles relataram resultados em parâmetros de degradação de vida útil residual, usando lajes de concreto armado (proporção de a/c de 0,42, contaminação por cloreto durante a mistura para acelerar a corrosão da armadura) e sem aplicação de corrente anódica. Ao final do experimento, a posição, a abertura e o comprimento da fissura induzida pela corrosão foram medidos e as correlações com a perda de massa do corte transversal também foram realizadas.

Com base nos resultados experimentais, estabeleceram-se relações empíricas entre a perda média do diâmetro da armadura ($xAVG$) dividida pelo diâmetro original da armadura ($r0$) e a capacidade de carga. Como exemplo, a perda de diâmetro de 10% pode resultar em uma perda de 50% na capacidade de carga em elementos de vigas de concreto armado. Eles também desenvolveram uma relação empírica entre abertura de fissura, WC e a relação $xAVG/r0$. Aparentemente, quando a taxa de corrosão é pequena ($12-60 \mu m y^{-1}$), as fissuras aparecem e crescem em comprimento e abertura mais rapidamente do que nos ensaios de corrosão acelerada.

Finalmente, a última correlação empírica obtida incluiu $xAVG$ e cobertura máxima do pite ($PITMAX$), dando um fator de sete vezes: $PITMAX \sim 7 \cdot xAVG$ (Torres-Acosta e Martínez-Madrid, 2003).

Posteriormente, em 2003, Vidal et.al. estudou-se a abertura da fissura e a perda do diâmetro da armadura devido à corrosão em vigas de concreto armado (0,5 a/c, 35 g l-1 de contaminação com NaCl). Eles discutiram que a corrosão de armadura obtida nesta investigação está mais próxima do que é observado em condições naturais (com relação à distribuição de corrosão, tipos de corrosão e óxidos produzidos).

Eles desenvolveram um novo modelo sobre abertura de fissuras vs. perda de seção transversal da armadura e observaram que a seção transversal da armadura parece ser independente de seu diâmetro e da relação cobertura de concreto/armadura, exceto quando avaliada no período de início da fissura.

Em 2007, Torres-Acosta et.al. relataram uma correlação empírica entre a taxa de corrosão da armadura e a abertura da fissura, usando vigas de concreto armado (0,6 a/c, contaminadas com NaCl: 1% em peso de base Cl-on) e submetidas à flexão.

As vigas foram pulverizadas em uma área central de 25 cm de comprimento duas vezes por semana, com solução salina (3,5% em massa de Cl⁻), a fim de acelerar a corrosão da armadura nesta área. Eles concluíram que no processo natural de corrosão, as fissuras se desenvolveram mais vagarosamente (em abertura e comprimento) do que aquelas geradas pela corrosão acelerada. Os resultados obtidos mostraram que, para uma perda de diâmetro por corrosão ($xAVG/r0$) de 4% a 10%, foram produzidas fissuras com abertura máxima ($CWMAX$) de 0,1 mm e 1 mm, respectivamente.

A tendência obtida neste estudo foi semelhante à obtida em pesquisas anteriores com corrosão natural (Torres-Acosta e Castro-Borges, 2013, Cabrera-Madrid et al, 2014).

O presente trabalho mostra os resultados de um dos locais de exposição natural do projeto DURACON (La Voz, Venezuela). Localizou-se em um ambiente marinho costeiro de alta agressividade, onde alguns dos prismas de concreto armado (0,65 a/c) neste projeto apresentaram fissuras induzidas por corrosão superficial, e obteve-se uma correlação empírica entre abertura máxima de fissuras e taxa de corrosão ($iCORR$) expressa como perda média de diâmetro de armadura ($xAVG/r0$) de dados de corrosão natural.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1 Corpos de prova prismáticos

Nesta investigação, foram utilizadas amostras prismáticas de concreto armado do projeto DURACON (Troconis de Rincon et.al., 2007). Estes foram instalados em locais de exposição natural do projeto chamados La Voz (na Venezuela), classificados como ambientes marinhos de agressividade muito alta (> C5 segundo ISO ⁽¹⁾ 9223: 2012. A Figura 1 mostra um diagrama esquemático das amostras prismáticas sob avaliação. Prismas de concreto de 15x15x30 cm (relação a/c de 0,65) e reforçados com seis barras (9,5 mm de diâmetro), colocados em diferentes cobrimentos de concreto (dois de 15, 20 e 30 mm cada).

Três deles foram posicionadas com faces à barlavento e os outros três com faces à sotavento. As extremidades de cada barra foram protegidas com revestimento de epóxi para evitar o diferencial de oxigênio e a corrosão em fresta, deixando uma parte central de 15 cm de comprimento descoberta. A Figura 2 mostra os suportes de amostra instalados na estação de ensaio La Voz.

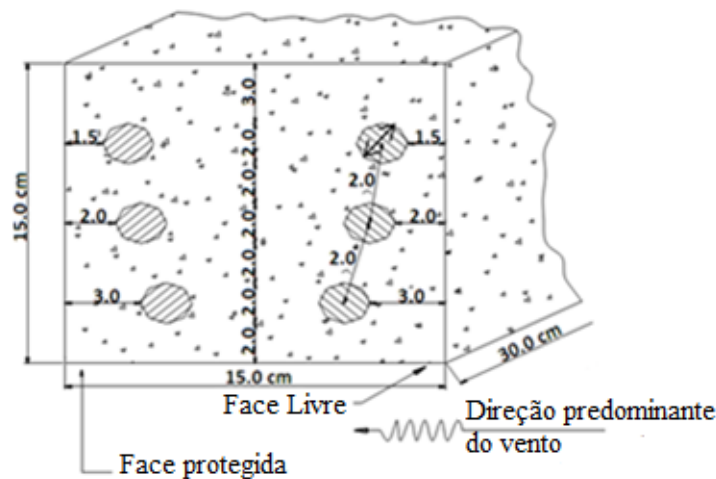


Figura 1. Diagrama esquemático da configuração das barras no corpo de prova

2.2 Avaliação ambiental

Os parâmetros climáticos e ambientais foram avaliados de acordo com a metodologia estabelecida pela norma ISO 9223, determinando a agressividade ambiental na estação de ensaio. Parâmetros como umidade relativa (UR), tempo de umidade (TOW/τ), velocidade e direção do vento, quantidade de chuva, temperatura diária, concentração de cloretos, concentração de CO_2 e concentração de compostos sulfurados foram medidos durante o período experimental. É importante mencionar que atualmente não existem normas para identificar a agressividade do ambiente para estruturas de concreto armado; portanto, o padrão ISO para materiais metálicos foi usado como uma primeira abordagem.



Figura 2. Estação de ensaio em ambiente marinho (La Voz)

2.3 Avaliação eletroquímica

Para monitoramento eletroquímico, foi utilizado um instrumento de corrosão de campo GECOR 6^(†1), que mediu o potencial de corrosão (ECORR, eletrodo de referência Cu/CuSO₄) e taxa de corrosão (iCORR) da armadura pela técnica de polarização linear (Feliú et al. .al., 1993).

2.4 Inspeção de fissuras

Fissuras na superfície do concreto induzidas por corrosão da armadura, tanto na face de barlavento quanto na face de sotavento foram monitoradas por um exame visual cuidadoso usando uma grade (não padronizada) de 15cm x 30cm para relatar o comprimento e localização de cada fissura por corrosão. Aberturas foram medidas usando um fissurômetro. Desse modo, um mapa geral de fissura foi registrado, mostrando o comprimento, a localização e a abertura de todas as fissuras em todas as amostras.

Os dados experimentais foram ajustados linearmente e comparados com dados obtidos por outros autores com técnicas de corrosão natural e acelerada. Para avaliar a perda da seção transversal da armadura, foi feita uma estimativa usando a área sob iCORR vs. o gráfico de tempo. Este valor foi então correlacionado com a máxima abertura de fissura (MCW), correspondente a cada uma das barras das amostras ensaiadas. Estimativas de perda de massa da armadura foram calculadas usando a lei de Faraday (Equação [1]):

$$\Delta W_f = \frac{55.5}{n \times F} \left(\int I dt \right) \quad (1)$$

Onde: ΔW_f é perda de massa segundo a lei de Faraday (g); 55,85 g/mol é o peso atômico do Fe; $\int I dt$ é a área sob a curva iCORR vs. tempo; n é o número de valência para ferro (+2) e F é a constante de Faraday (96.500 C/mol). Este valor é então usado para estimar a perda média de diâmetro devido à corrosão (XAVG), em mm, que é calculada usando a Equação (2):

$$X_{avg} = \frac{\Delta W_f \times 1000}{\rho \times \pi \times D \times l} \quad (2)$$

Onde: ρ , densidade de ferro (gr/cm³); D, diâmetro da armadura (mm) e l, o comprimento da armadura (mm).

No final da experimentação, as amostras de concreto foram demolidas e as barras de aço foram recuperadas para determinar a perda real da seção transversal com base nas estimativas médias da cobertura dos pites.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Avaliação ambiental

A Figura 3 mostra os resultados dos parâmetros meteorológicos do local de ensaio natural monitorado durante o tempo de exposição. É claro observar os períodos de chuva-seca, típicos de ambientes tropicais. Houve apenas um curto período de alta precipitação pluviométrica e foi no final do ano de 2006, como resultado do fenômeno climático causado pelo furacão Ivan, que passou pelas Pequenas Antilhas e pelo Mar do Caribe.

Em relação à temperatura média mensal, variou apenas 3°C durante todo o período de avaliação (seis anos). O valor mínimo foi de 26,7°C (março de 2003 e fevereiro de 2009), enquanto o valor máximo foi de cerca de 30°C (outubro de 2004 e setembro de 2008). As pequenas variações

observadas para este parâmetro mostram uma estabilidade climática nesta estação de ensaio e na própria região geográfica.

O maior valor médio mensal de umidade relativa (UR) de todo o período de avaliação foi observado em agosto de 2004, que foi de 84%. Isso coincide com o maior valor de precipitação pluviométrica para o ano.

Para os dados da velocidade do vento, em geral, pode-se observar que ela varia entre 17 e 24 km/h, com grandes variações quando ocorrem mudanças repentinas no microclima, como os fenômenos que foram explicados acima onde a velocidade do vento foi substancialmente aumentada. As estimativas de cloreto e sulfato presentes nesta atmosfera e o tempo de umidade durante o tempo de exposição de 6 anos são mostrados na Tabela 1. Um ambiente corrosivo muito alto, de acordo com ISO 9223, para os primeiros três anos desta estação de ensaio, foi corroborado sobre o monitoramento de parâmetros na Tabela 1.

Para o 4º e 5º ano, notou-se uma diminuição na corrosividade, possivelmente devido à alta precipitação de tempestades e furacões ocorridos naqueles anos; no entanto, permanece altamente corrosivo. O tempo de umidade (TOW) também foi estimado com os parâmetros climáticos, como temperatura e UR, usando o procedimento ISO (ver Tabela 1).

Tabela 1. Agentes agressivos e tempo de umidade (TOW) na estação de ensaio La Voz

Tempo de Avaliação	Cloretos (mg m ⁻² d ⁻¹) /S		Sulfetos (mg m ⁻² d ⁻¹) /P		TOW (hy ⁻¹) /τ		ISO 9223 Classe de Corrosividade
1	683.907	S3	22.645	P1	4818	τ4	C5
2	382.561	S3	27.800	P1	4818	τ4	C5
3	128.898	S2	19.726	P1	6132	τ5	C5
4	154.159	S2	13.111	P1	3451	τ4	C4
5	165.691	S2	5.616	P0	2823	τ4	C4
6	183.682	S2	-	-	-	-	-

A corrosão induzida pelo ataque de íons cloreto foi favorecida, pois a alta umidade relativa facilita o transporte de agentes agressivos na atmosfera, realçados pela alta temperatura, que acelera a corrosão localizada das barras.

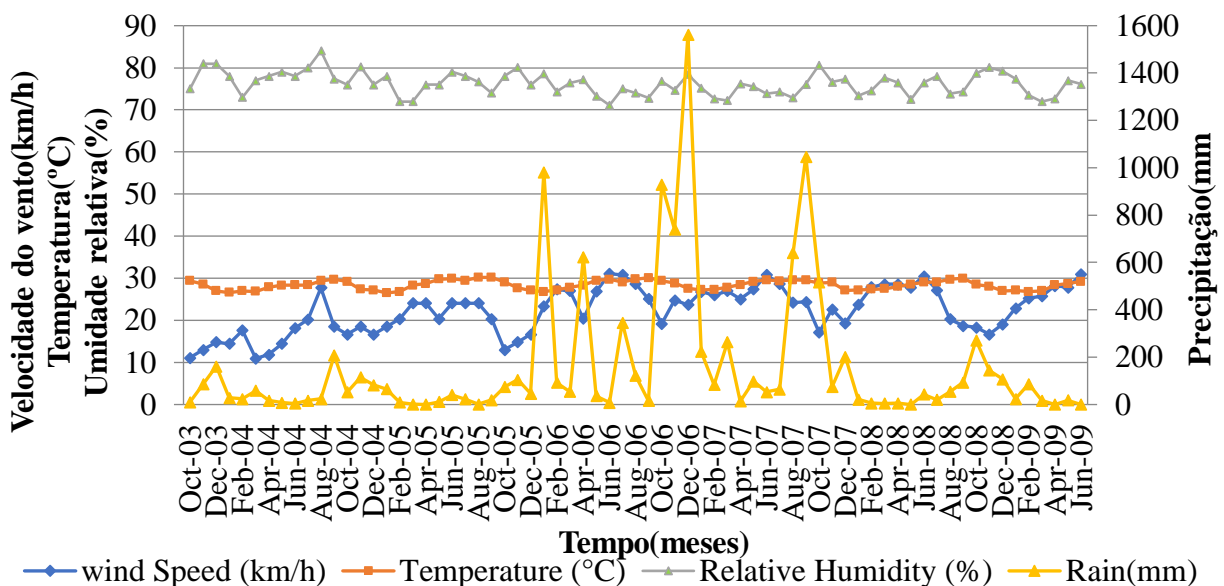


Figura 3. Comportamento dos parâmetros meteorológicos na estação de ensaio La Voz.

3.2 Parâmetros eletroquímicos

As Figuras 4 e 5 mostram os resultados obtidos no monitoramento eletroquímico: potencial de corrosão e taxa de corrosão x tempo para armaduras de concreto com 15 mm e 30 mm de cobrimento, respectivamente.

Estes números mostram claramente o tempo em que as barras começaram a despassar (ECORR e iCORR mais negativas do que -250 mV vs. Cu/CuSO₄ e maiores que 0,1 µA/cm², respectivamente); coincidindo com a primeira mudança na inclinação da taxa acumulada de corrosão vs curva do tempo.

Além disso, esses números mostram que vergalhões com 30 mm de cobrimento permaneceram passivos por mais tempo do que os vergalhões de 15 mm de cobrimento, mas a taxa de propagação para o primeiro conjunto foi maior que o segundo conjunto. Isto pode ser devido aos ventos no local de ensaio natural de La Voz que não mostraram uma direção preferencial do vento (Nordeste neste caso), mas sim ventos cortantes que também permitem a entrada e difusão de íons de cloreto através da face inferior do prisma. Esta foi a face superior e a mais porosa, que foi a mais próxima das barras mais profundas (barras de 30 mm de cobrimento), apresentando assim um desempenho incomum.

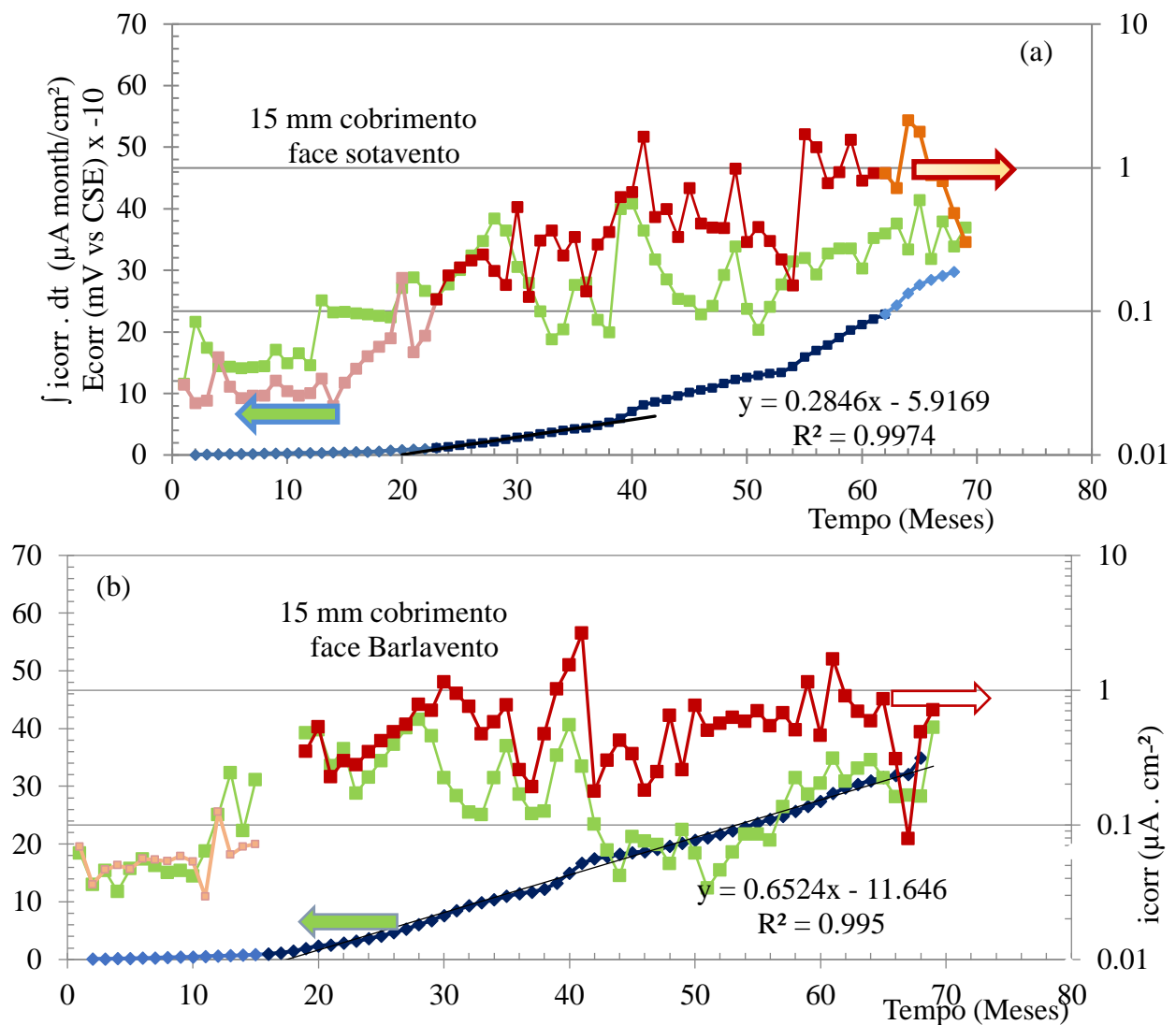


Figura 4. Monitoramento de parâmetros eletroquímicos (E_{CORR} ; i_{CORR} e valores de i_{CORR} acumulados) vs. Tempo para 15-mm de cobrimento, faces sotavento (a) e barlavento (b).

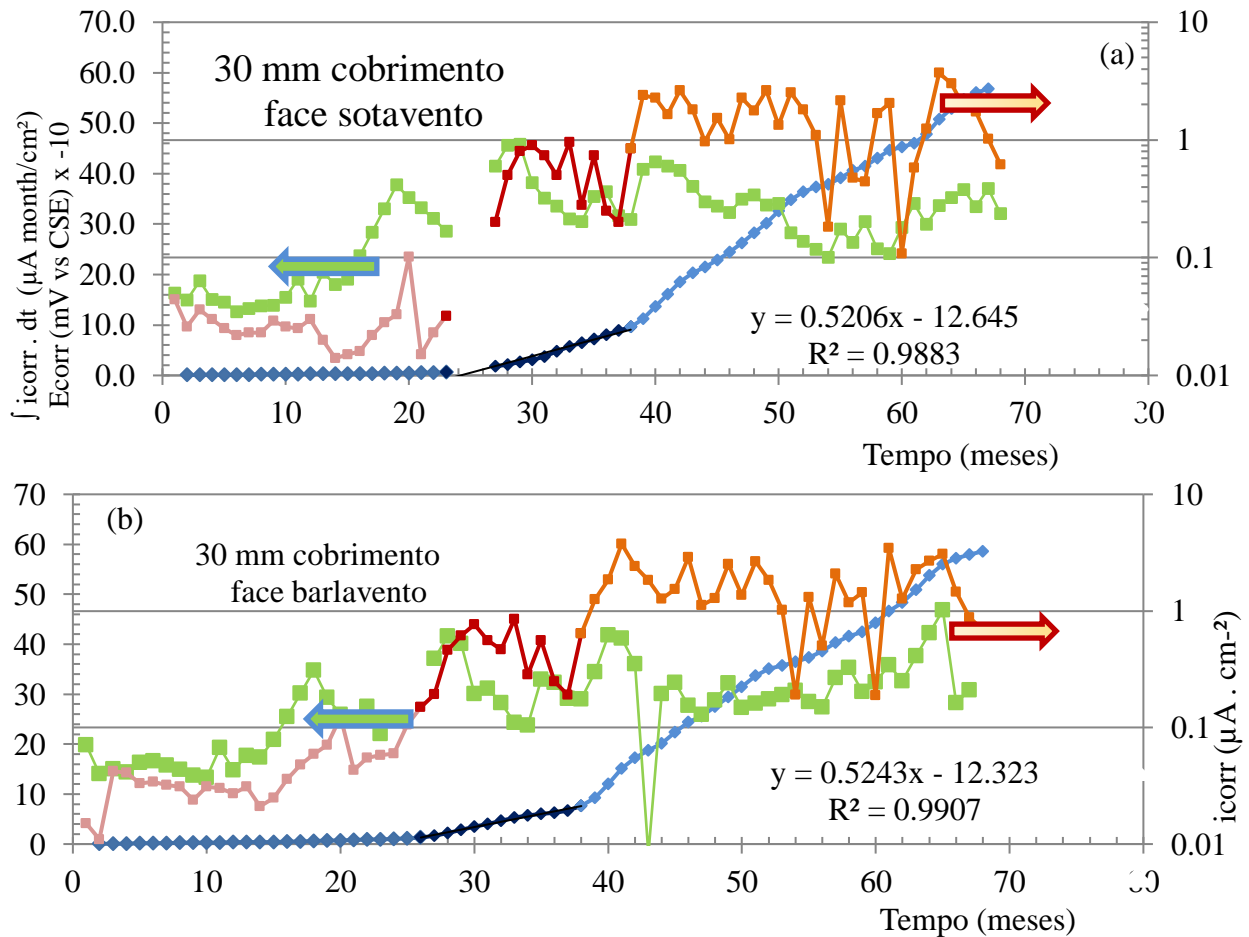


Figura 5. Monitoramento de parâmetros eletroquímicos (E_{CORR} ; i_{CORR} e valores de i_{CORR} acumulados) vs. Tempo para 30-mm de cobrimento, faces sotavento (a) e barlavento (b).

3.3 Abertura de fissura e correlação da taxa de corrosão

A Figura 6 mostra o estado em que uma das três amostras representativas foi encontrado após um período de exposição de 6 anos no local de ensaio natural de La Voz. Esta figura também mostra uma fotografia da face de barlavento da amostra e uma representação esquemática do levantamento superficial de fissuras/fissuras que apresentou tal amostra.

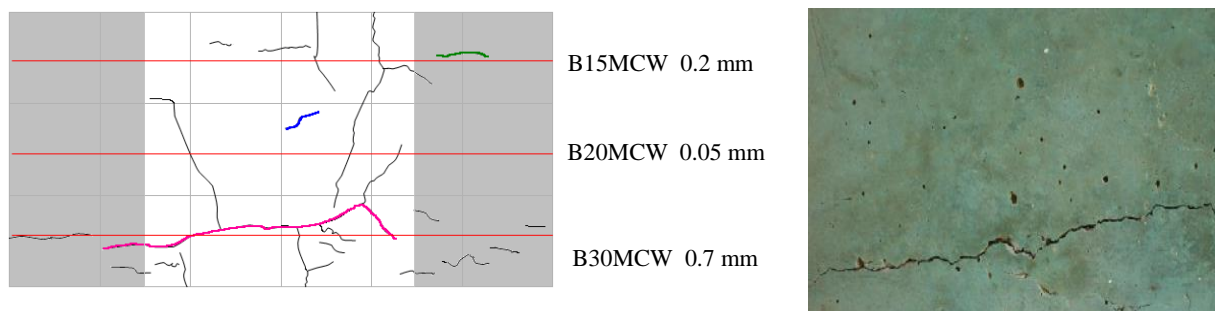


Figure 6. Amostra 6 (relação a/s de 0,65 e face de barlavento) pesquisa de fissura superficial (esquerda) e evidência fotográfica de tal fissura (direita)

A Figura 7 mostra que, com o aumento da perda de área da seção transversal das armaduras (estimada a partir dos dados $\int CORR dt$ e equações 1 e 2), a superfície MCW também aumenta (na face de barlavento da amostra). O efeito do cobrimento de concreto na iniciação e propagação da fissura (na face de barlavento) também foi demonstrado na Figura 7: as aberturas das fissuras foram maiores nas barras com menor cobrimento de concreto tendo a mesma perda na seção transversal

Correlação entre a abertura da fissura e a taxa de corrosão na durabilidade do concreto armado em um ambiente marinho tropical altamente agressivo

da armadura. Isso pode ser devido ao efeito simultâneo de alta umidade relativa predominante na área (> 80%), juntamente com um alto teor de íons cloreto, que mantém a umidade dentro do concreto, de tal forma que os íons cloreto (129-684 mg m⁻²d) pode difundir-se facilmente, promovendo corrosão de armadura.

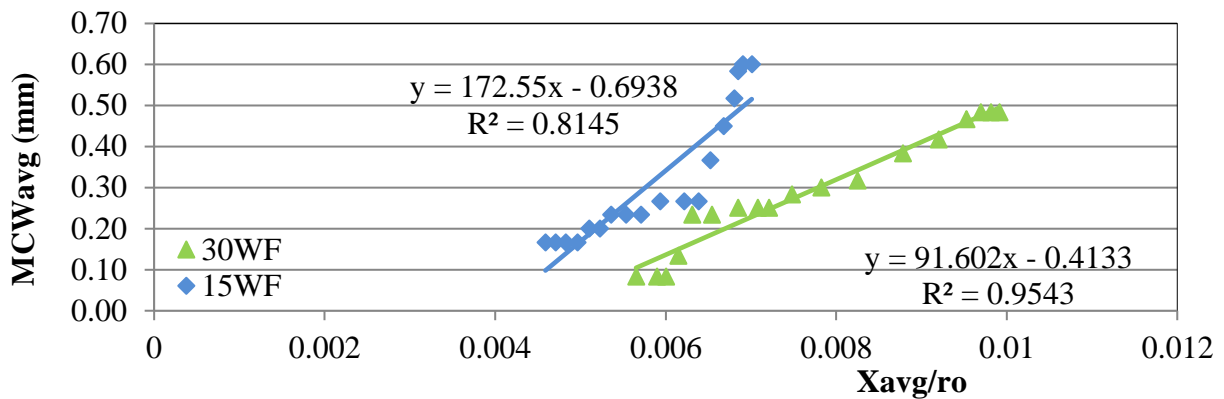


Figura 7. Abertura máxima de fissura do concreto em relação à perda da seção transversal da armadura, no local de ensaio natural La Voz, relação a/c 0,65, face de barlavento

Também é importante mencionar que existe uma relação direta entre o MCW e o xAVG/r0 da armadura. A qualidade da correlação é alta nos primeiros anos de exposição (MCW <0,3 mm), enquanto que para MCWs maiores que 0,3 mm os dados foram dispersos, fazendo com que a correlação diminuísse. Além disso, o MCW médio aumenta com muito pouca perda de material devido à corrosão. Além disso, quando os MCWs são muito largos, foram criados vazios, o que interferiu na medição do iCORR usando o instrumento corrosímetro de campo descrito.

Isso levanta algumas dúvidas sobre os dados iCORR do ano passado, que foram usados para obter xAVG/r0. Assim, foi necessário descartar as últimas medições da iCORR e determinar a correlação entre MCW e xAVG/r0 usando dados do primeiro ano.

Uma correlação mais representativa entre MCW e xAVG/r0 é apresentada na Figura 8, onde os últimos anos das medidas de viés da iCORR de ambas as barras foram removidas, assim melhores correlações foram obtidas (R2 ~ 0,9722 e 0,9038 para vergalhões de 15 mm e 30 mm), respectivamente).

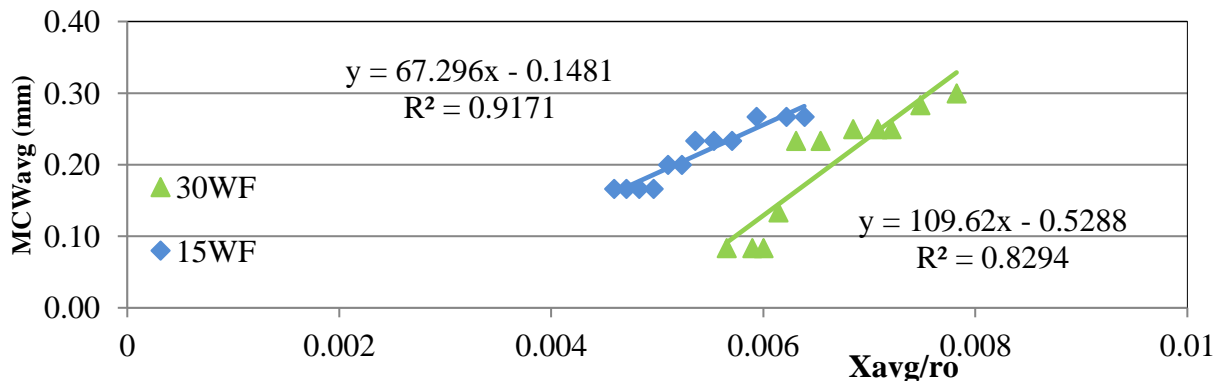


Figura 8. Comportamento representativo (dados do ano anterior removidos) da abertura máxima de fissura do concreto em relação à perda da seção transversal da armadura, no local de ensaio natural La Voz, relação a/c 0,65, face de barlavento

A Figura 9 mostra uma pesquisa típica de fissuras e a fotografia de uma das faces de sotavento da amostra a partir de uma amostra de concreto representativa de a/c 0,65, após 6 anos de exposição.

Como observado a partir desses resultados, fissuras mais amplas foram observadas em relação à face de barlavento. Esse desempenho pode ser devido ao fato de permanecer úmido por períodos de tempo mais longos, o que favorece o transporte de agentes agressivos do ambiente característico e a se espalhar na massa de concreto em comparação com a face de barlavento, que estava em contato contínuo com alta velocidade vento que poderia secar a umidade interna do concreto. Este desempenho é observado também nas Figuras 4 e 5, onde as taxas de corrosão dos vergalhões da face de sotavento mostram pequenos incrementos no final do período de exposição.

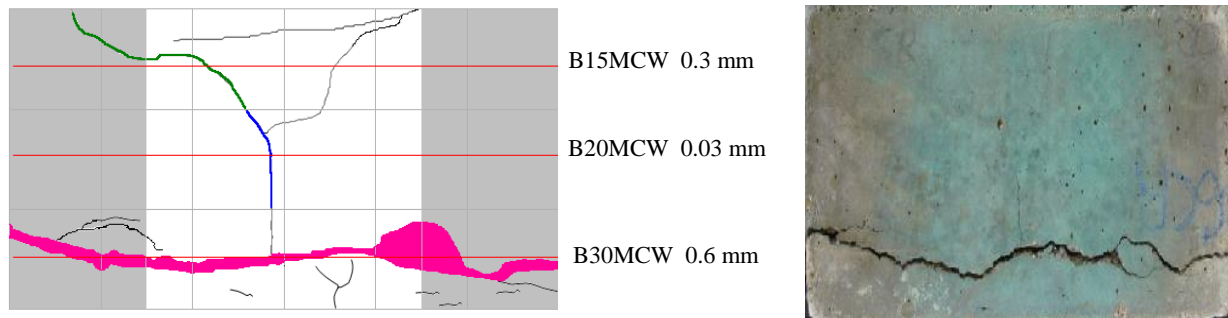


Figura 9. Esquerda, mapa geral de fissuras e à direita, foto do corpo de prova 6, relação a/c 0,65, face de sotavento

Similarmente aos dados da face de barlavento, os dados da face de sotavento não tiveram boa correlação entre o MCW e $xAVG/r0$ da armadura quando as fissuras foram maiores que 0,5 mm, e os dados do ano passado também foram viéses. Assim, na Figura 10, a relação mais representativa entre MCW e $xAVG/r0$ foi obtida pela remoção dos dados do ano passado das duas barras, o que melhora significativamente a correlação ($R^2 \sim 0,9397$ e $0,9843$ para a cobertura de 15 mm e 30 mm, respectivamente).

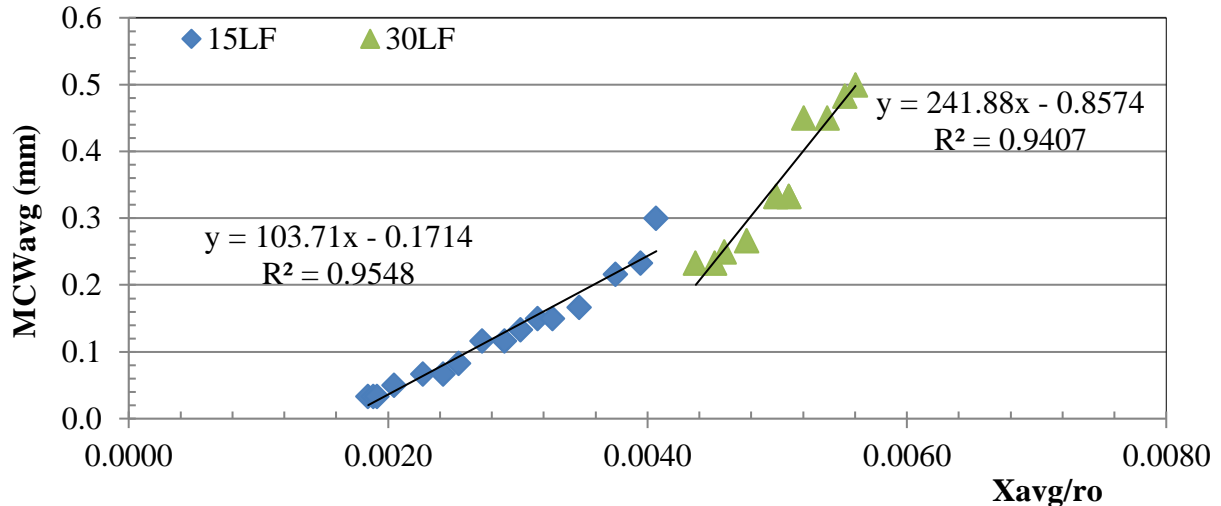


Figura 10. Comportamento representativo (dados do ano anterior removidos) da abertura máxima da fissura em relação à área da seção transversal da perda da barra na estação de ensaio La Voz, relação a/c 0,65, face a sotavento

Por outro lado, o efeito do cobrimento de concreto na propagação de fissuras inesperadamente foi o oposto do desempenho de barlavento: as maiores aberturas de fissura foram encontradas para armadura de 30 mm de cobrimento. Isto pode ser devido a (como explicado na Seção 3.2) que os ventos no local de ensaio natural de La Voz não mostraram uma direção preferencial do vento de comércio (Nordeste neste caso), mas sim ventos cortantes que também permitem o ingresso e a difusão de íons cloreto através da face inferior do prisma. Esta era a face superior e a mais porosa e mais próxima das barras mais profundas (armadura de 30 mm de cobrimento), apresentando assim um desempenho incomum.

A Figura 11 mostra como uma comparação, uma compilação dos dados MCWavr (média MCW) e x_{avr}/r_0 obtidos nesta investigação juntamente com dados de uma investigação anterior (Torres-Acosta e Martínez-Madrid, 2003) com condições de corrosão natural e acelerada. Os dados de corrosão acelerada foram plotados na Figura 11 usando símbolos sem qualquer cor de preenchimento, quando comparados os símbolos de dados de corrosão natural, que são preenchidos com preto para dados de investigações anteriores ou azul-rosa-laranja para os dados desta investigação.

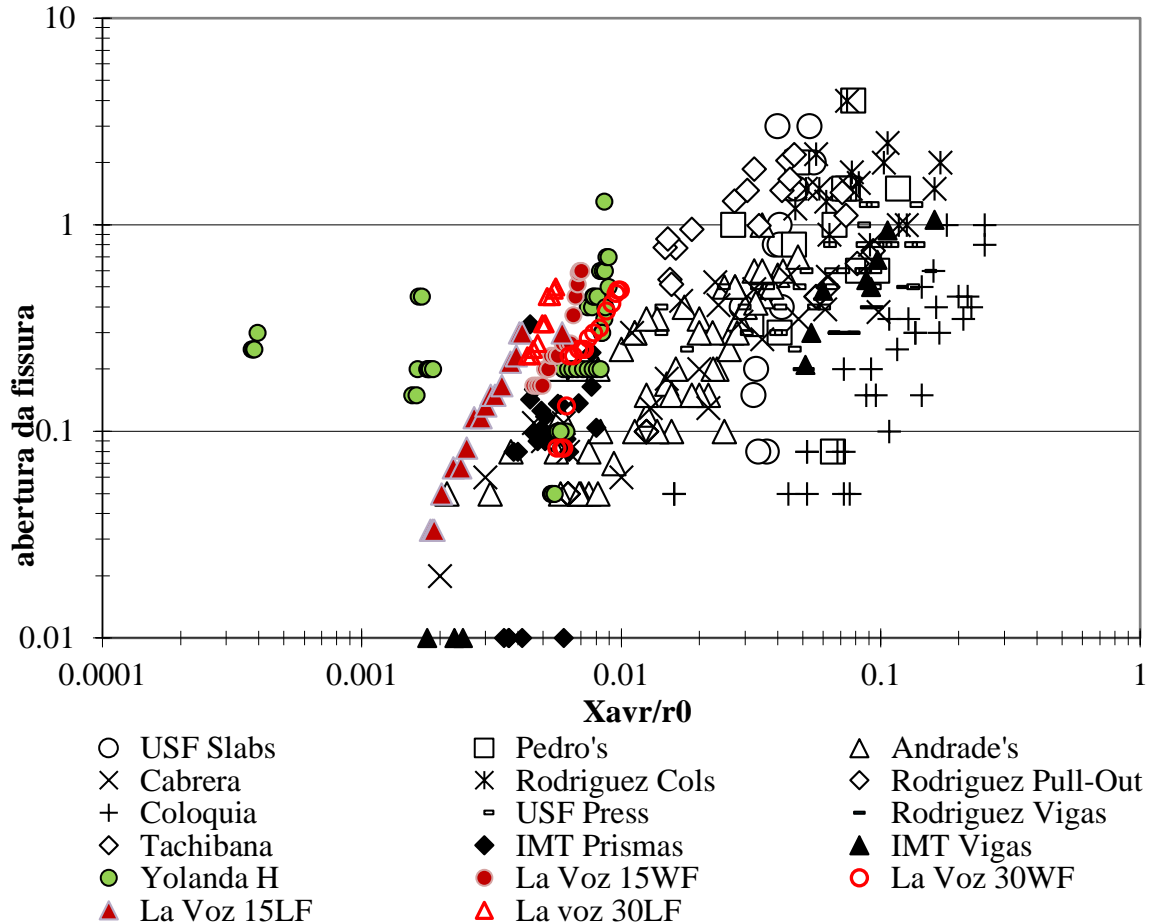


Figura 11. Compilação de dados da abertura máxima de fissura em relação à perda de área da seção transversal da barra para diferentes autores e condições de teste (Torres-Acosta and Martínez-Madrid, 2003)

Observa-se que, no caso dos métodos de corrosão acelerada, os dados seguem uma boa tendência e estão próximos uns dos outros (Torres-Acosta e Martínez-Madrid, 2003). Há também uma diferença entre os dados de corrosão acelerada de concreto armado (Δ , \times , \diamond , \circ , \times , \square símbolos) versus elementos de concreto protendido (símbolo +) quando corrosão geral foi obtida: fissuras mais amplas foram observadas de elementos de concreto armado do que de elementos de concreto protendido. Se a corrosão estiver localizada em uma pequena área do fio (símbolo) nos elementos de concreto protendido em vez da corrosão geral (símbolo +), a tendência da abertura das fissuras foi semelhante à obtida em elementos de concreto armado.

Portanto, se toda a cordoalha protendida (ou fio) estiver corroída, a propagação da fissura aparentemente foi mitigada pelo estado compressivo de tensões no concreto, mas se a cordoalha protendida (ou fio) corrói apenas em uma pequena porção de todo o comprimento, a propagação da fissura segue a tendência dos elementos de concreto armado.

Por outro lado, os dados de corrosão natural apresentaram um desempenho mais dispersivo do que a corrosão acelerada, como visto nos símbolos coloridos. Em geral, os dados de corrosão natural seguem uma tendência semelhante à dos dados de corrosão acelerada, mas com maior abertura de fissuras (maior abertura de fissura \times inclinação x/r_0). A maior taxa de propagação de fissuras nos ensaios de corrosão natural pode indicar que o reparo de fissura pode ser feito antes do obtido a partir de ensaios de corrosão acelerada. Esse desempenho deve ser verificado com a coleta de dados maiores da literatura e dados nos resultados restantes do projeto da DURACON.

Os dados desta investigação seguem uma tendência bem definida: menos perda de material induzida por corrosão é necessária para que as fissuras apareçam na superfície do elemento de concreto. Em condições naturais, como os exemplares da presente pesquisa, o concreto é afetado pela entrada de agentes agressivos, como íons cloretos, que produzem uma ruptura localizada do filme passivo até que sejam formados produtos de corrosão em quantidade suficiente para quebrar o concreto, que depende qualidade do concreto (porosidade interna).

Esse processo de fissuração em concreto de baixa qualidade pode requerer uma quantidade menor de produtos de corrosão para formação e propagação de fissuras (Torres-Acosta e Castro-Borges, 2013; Torres-Acosta et al., 2007). Mas em comparação com investigações anteriores com amostras de corrosão naturais expostas durante um período entre 3 e 6 anos (símbolos ■, ●, ◆), há uma diferença de, aproximadamente, 10 vezes a quantidade de massa necessária para produzir a mesma abertura de fissura.

É importante lembrar que os dados desta investigação foram obtidos a partir de determinações eletroquímicas de perda de massa, principalmente a resistência de polarização linear (ou também conhecida como R_p). Se a corrosão fosse uniforme, a perda de metal segundo a lei de Faraday poderia ser o dobro da perda de metal gravimétrica estimada, mas se a corrosão da armadura estiver localizada (corrosão por pite), a perda de metal segundo a lei de Faraday poderia ser estimada até dez vezes a perda de metal gravimétrica (González et al., 1995).

Todos os dados de perda de diâmetro da armadura na Figura 11 foram estimados a partir do procedimento gravimétrico, exceto os dados de Hernández et.al.2016 (pontos de cor verde) e a presente investigação. As estimativas reais de perda de seção nessas duas investigações também têm a particularidade de serem realizadas em concreto altamente poroso (com relação $a/c > 0,65$), portanto, menor resistência mecânica e fácil formação de fissura também são esperadas.

Um tipo de concreto semelhante foi usado por Hernández et.al., 2016, para fabricar vigas onde algumas foram carregadas ao mesmo tempo em que foram expostas à solução com cloreto no centro dos elementos de viga para produzir corrosão sem usar correntes anódicas. Como visto na Figura 11, os dados de vigas carregadas (Hernández et.al., 2016) separam todos os dados naturais e acelerados para reduzir a perda de diâmetro para a mesma abertura do MCWavr.

Esse desempenho pode ser devido não apenas às possíveis diferenças entre a perda de massa segundo a lei de Faraday e gravimétrica, mas também das tensões de tração aplicadas pela aplicação de carga de flexão, que podem aumentar a taxa de propagação da abertura de fissura. Na mesma referência, algumas outras vigas foram descarregadas, assim, os dados MCWavr vs x/r_0 seguem uma tendência similar à presente investigação, onde o prisma de concreto testado permaneceu descarregado durante a experimentação.

3.4 Correlação empírica entre taxa de corrosão de armadura e taxa de propagação de fissuras superficiais

A Figura 12 mostra a propagação da abertura da fissura em função do tempo de exposição. Como observado nesta figura, não há correlação entre a cobertura da armadura e a propagação de fissuras para essas amostras localizadas em La Voz, Venezuela, local de ensaio. Duas das fissuras em cada cobertura da armadura se comportaram na mesma faixa de abertura máxima de fissura (entre 0,05 e 0,3 mm), e apenas uma dessas fissuras apresentou maior abertura máxima (cerca de 0,4 mm e acima). As linhas de regressão para cada propagação de fissura também são mostradas

na Figura 12, mostrando a adequação acima de 0,8. A inclinação de tais linhas de regressão é considerada nesta investigação como a taxa de propagação de fissuras superficiais (SCPR em mm/mês).

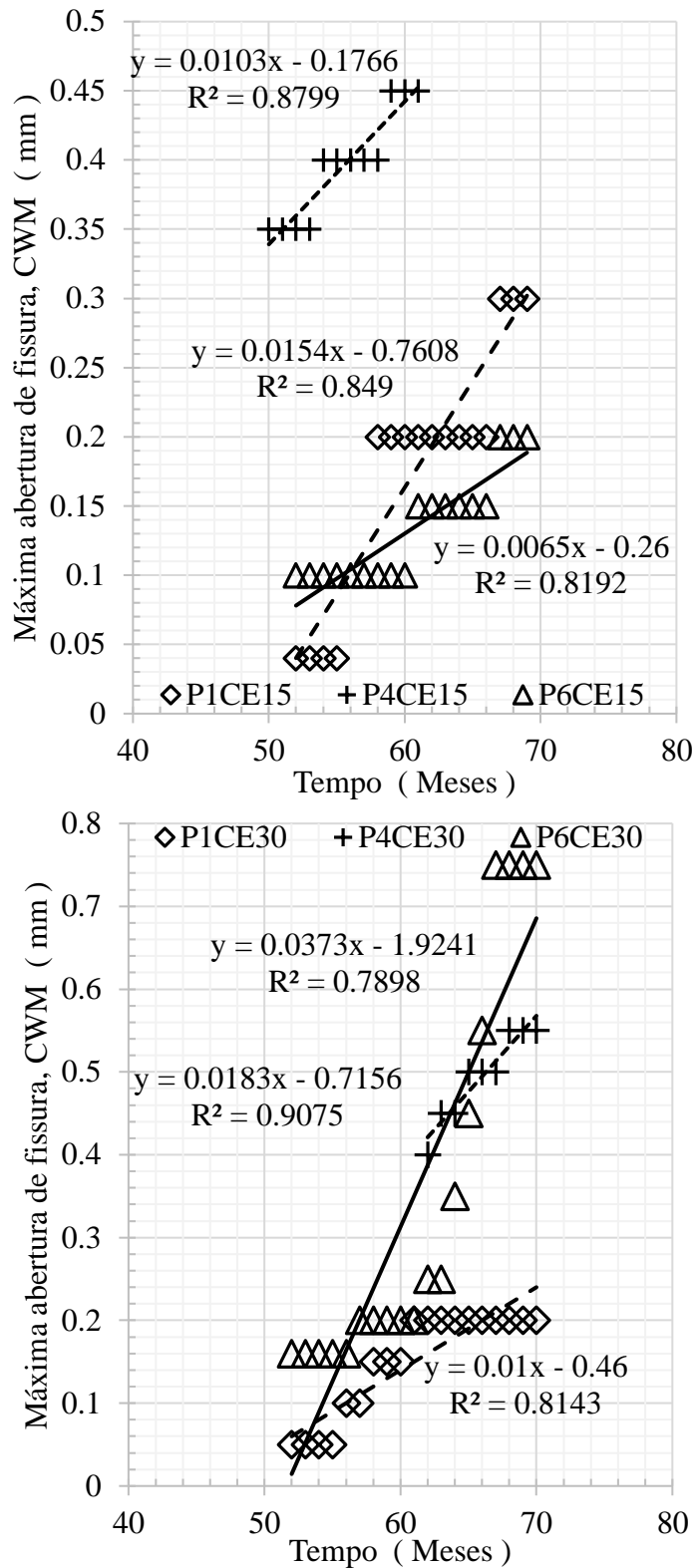


Figura 12. Pesquisa de propagação de fissura para a relação a/c 0,65, amostra de concreto 1, face de barlavento, La Voz, Venezuela, local de ensaio natural (a) Cobrimento de 15 mm e (b) cobrimento de 30mm.

Com base nos dados disponíveis até o momento, uma correlação empírica entre os resultados do SCPR e iCORR foi realizada e mostrada na Figura 13. Como observado a partir desta figura, não há uma diferença aparente entre a correlação para 15 mm e 30 mm. Após dados experimentais de outros prismas de concreto com relação a/c em La Voz, Venezuela, local de ensaio e outros prismas de corrosão ativa, quando fissuras apareceram no elemento de concreto, a taxa de abertura é diretamente proporcional à iCORR da armadura, que por sua vez é o óxido expansivo para produzir essas fissuras.

Esta correlação empírica ajudará a estabelecer uma estimativa indireta da taxa de corrosão do aço de armadura se os responsáveis pela manutenção da estrutura corroída não puderem ter equipamentos de ensaio para determinar tais valores eletroquímicos, e apenas uma pesquisa de abertura de fissura for realizada em um período de tempo de pelo menos um ano (12 meses).

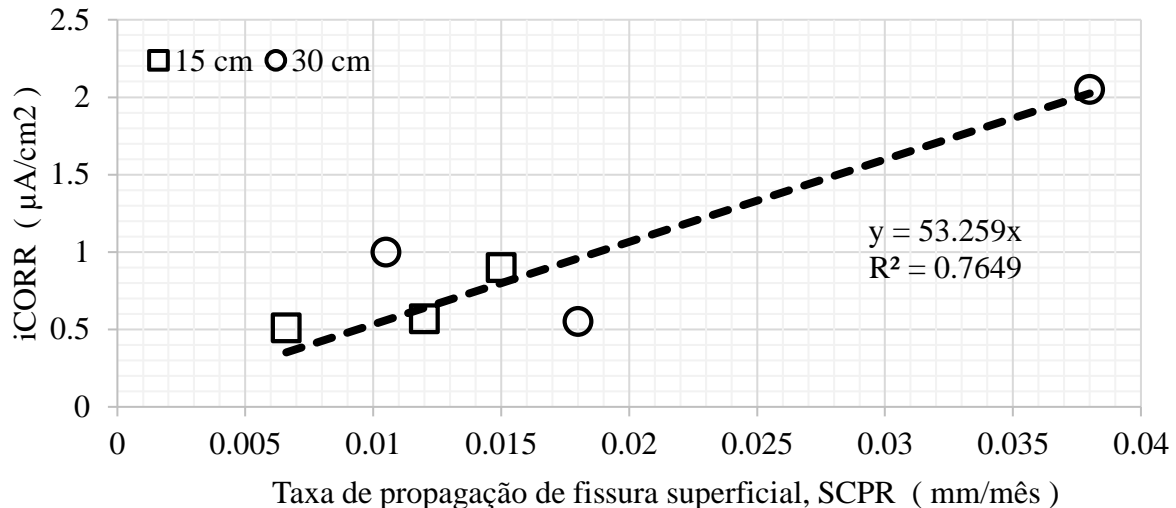


Figura 13. Correlação empírica entre SCPR e iCORR, prismas de concreto com relação a/c de 0,65, La Voz, Venezuela, local de ensaio natural

4. CONCLUSÕES

1. Uma excelente correlação entre a abertura máxima de fissura (MCWAVR) e a perda de diâmetro induzida por corrosão ($xAVG/r0$) (barras com 15 mm e 30 mm de cobrimento de concreto, nas faces de barlavento e sotavento, para amostras de relação a/c = 0,65) que pode ser usado para prever a perda da seção da armadura para uma dada abertura de fissura.
2. O declive da tendência MCWAVR vs $x/r0$ para dados de corrosão natural foi maior do que o obtido a partir de dados de corrosão acelerada. Isso pode reduzir o tempo para a reabilitação de elementos de concreto corroídos em estruturas naturalmente expostas no ambiente marinho.
3. Uma correlação empírica entre taxa de propagação de fissuras superficiais (SCPR) e iCORR foi estabelecida para prismas de a/c de 0,65 expostos a La Voz, Venezuela, que podem ajudar a estimar a iCORR indiretamente se os valores de MCWAVR do elemento corrosivo forem obtidos num período de pelo menos um ano.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao CYTED e à Universidad del Zulia pelo financiamento desta pesquisa, e todas as pessoas que ajudaram com o monitoramento da corrosão e da fissuração por um período tão longo de tempo, isso não teria sido possível sem elas; também ao Dr. Douglas Linares por ajudar na tradução do artigo.

6. REFERÊNCIAS

- Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Maslehuddin, M., Khan, M. M., Aziz, A. R. (1997), *Evaluation of Repair Materials for Functional Improvement of Slabs and Beams with Corroded Reinforcement*. Proc. ICE-Struct. Build 122 (1): 27-34.
- Cabrera, J.G. (1996), *Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion*, Cement and Concrete Composites, 18 (1), pp. 47-59. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(95\)00043-7](https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00043-7)
- Cabrera-Madrid, J. A., Balancán-Zapata, M., Torres-Acosta, A. A., Castro-Borges, P. (2014) “*Effect of tropical marine microclimates on depassivation and corrosion-induced cracking of reinforced concrete,*” International Journal of Electrochemical Science, vol. 9, pp. 8211 – 8225, ISSN: 1452-3981.
- Feliú, S., González, J. A., Feliú, V., Feliú, S. Jr., Escudero, M. L., Rodríguez Maribona, I. A., Ausin, V., Andrade, M. C., Bolano, J. A., Jimenez, F. (1933), *Corrosion detecting probes for use with a corrosion-rate meter for electrochemically determining the corrosion rate of reinforced concrete structures*, U.S., Patent 5259944 A.
- González, J. A., Andrade, C., Alonso, C., Feliú, S. (1995), *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded Steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, 25 (2), pp. 257-264. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00006-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00006-2)
- Hernández, Y., de Rincón, O., Torres, A., Delgado, S., Rodríguez, J. (2016), “*Relación entre la Velocidad de Corrosión de la Armadura y el Ancho de Fisuras en Vigas de Concreto Armado Expuestas a Ambientes que Simulan el Medio Marino*”. Revista ALCONPAT, 6 (3), pp. 272-283. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.152>.
- Huang, R., Yang, C. C. (1997), *Condition Assessment of Reinforced Concrete Beams Relative to Reinforcement Corrosion*. Cement and Concrete Composites, 19 (2), pp. 131-137. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(96\)00050-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(96)00050-9)
- ISO 9223:2012 (latest revision), “*Corrosion of metals and alloys -- Corrosivity of atmospheres -- Classification, determination and estimation*”, (Geneva, Switzerland: ISO).
- Mangat, P. S., Elgarf, M. S. (1999), “*Strength and serviceability of repaired reinforced concrete beams undergoing reinforcement corrosion*”. Magazine of Concrete Research, 51 (2), pp. 97-112. <https://doi.org/10.1680/mac.1999.51.2.97>
- Rodríguez, J., Ortega, L. M., Casal, J. (1997), *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*, Construction and Building Materials, 11 (4), pp. 239-248. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(97\)00043-3](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00043-3)
- Tachibana, Y., Maeda, K. I., Kajikawa, Y., Kawamura, M. (1990). “*Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement*. *Corrosion of Reinforcement in Concrete*” in Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, paper no. 00606810: Elsevier Science Publishers/CICC Publications, ISBN: 1-85166-487-4, May 21-24, p. 178-187.
- Torres Acosta, A.A. (1999) “*Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete*”, Ph.D. Thesis, University of South Florida, Tampa, FL.
- Torres Acosta, A. A., Martínez Madrid, M. (2003), *Residual Life of Corroding Reinforced Concrete Structures in Marine Environment*. Journal of Materials in Civil Engineering, 15 (4), pp. 344-353. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2003\)15:4\(344\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2003)15:4(344))
- Torres Acosta, A. A., Hernández, Y., Troconis de Rincón, O., Delgado, S., Rodríguez, J. (2007). “*Agrietamiento de vigas de concreto por corrosión del acero de refuerzo cuando se les aplica una carga externa permanente,*” Boletín del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Notas 109, N°2, <http://ww.imt.mx/SitioIMT/Boletines/resumen-boletines.aspx?IdArticulo=314&IdBoletin=110> (Aug. 05, 2014).

Torres-Acosta, A. A. and Castro-Borges, P. (2013). “*Corrosion-Induced Cracking of Concrete Elements Exposed to a Natural Marine Environment for Five Years*”, Corrosion, v. 69, No. 11, November, pp. 1122-1131, ISSN: 0010-9312.

Troconis de Rincón, O., et al. (2007), “*Effect of the marine environment on reinforced concrete durability in Iberoamerican countries: DURACON project/CYTED*”. Corrosion Science, 49 (7), pp. 2832-2843, <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.02.009>

Vidal, T., Castel, A., Françoise, R. (2004), “*Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete*”, Cement and Concrete Research, 34 (1), pp. 165-174. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00246-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00246-1)

Controle da resistência à compressão do concreto: análise comparativa entre os procedimentos propostos pela ABNT, ACI e EN. Estudo de Caso

R. Boni¹, C. Britez¹, P. Helene^{1*} 

* Autor de Contato: paulo.helene@concretophd.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.303>

Recepção: 16/03/2018 | Aceitação: 19/07/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

Neste artigo estão apresentados os resultados obtidos no controle de resistência à compressão do concreto realizado conforme normalização brasileira, bem como análises comparativas com os controles propostos pelo ACI 318-14 e EN 206. No Brasil, atualmente, o controle da resistência à compressão do concreto é realizado conforme a ABNT NBR 12655:2015. Entretanto, quando este controle é realizado à luz de outras normas, os resultados obtidos não coincidem, devido ao fato dos procedimentos de amostragem e critérios de aceitação serem distintos. Este artigo apresenta um estudo de caso real, onde foi empregado um traço de concreto $f_{ck} = 40\text{MPa}$, autoadensável, produzido durante 2 anos e 9 meses e aplicado na estrutura de um empreendimento localizado na cidade de São Paulo.

Palavras-chave: controle da resistência do concreto; variabilidade da resistência à compressão do concreto; comparação normas ABNT NBR 12655:2015 com ACI 318-14 e EN 206

Citar como: R. Boni, C. Britez, P. Helene (2018), " *Controle da resistência à compressão do concreto: análise comparativa entre os procedimentos propostos pela ABNT, ACI e EN. Estudo de Caso.*", Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 333-346, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.303>

¹ Universidade de São Paulo y PhD Engenharia, 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 Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Concrete strength control: ABNT, ACI and EN comparative procedures. Site study case

ABSTRACT

This paper presents an approach regarding the control of compressive strength of concrete performed by Brazilian standard, additionally was proceeded with an analysis, from the same data, performed by ACI 318-14 and EN 206. In Brazil, the control of the axial compressive strength of concrete is proceed following ABNT NBR 12655:2015. However, when this control is proceeded by other standards criteria, the results are not coincident. The ACI 318 procedures of sampling and the acceptance criteria are different from the model adopted by Brazilian standard. For this paper, a real case study was carried out, where a $f_{ck}=40\text{MPa}$, (SCC) has been produced, during 2 years and 9 months and poured on the building structure located in the city of São Paulo.

Keywords: strength control of concrete; variability of concrete compressive strength; comparison standard ABNT NBR 12655 with ACI 318 and EN 206.

Control de la resistencia a la compresión del concreto: análisis comparativo entre los procedimientos propuestos por la ABNT, ACI y EN. Estudio de caso

RESUMEN

Se presentan resultados del control de resistencia a compresión del concreto con la normalización brasileña, así como comparaciones con los controles propuestos por ACI 318-14 y EN 206. En Brasil, el control de resistencia a compresión del concreto es conforme la ABNT NBR 12655: 2015. Sin embargo, cuando este control se realiza bajo otras normas, los resultados finales no coinciden, debido a que el procedimiento de muestreo y los criterios de aceptación son distintos. Para este artículo se realizó un estudio de caso real, donde se empleó una dosificación de concreto con $f_{ck}=40\text{MPa}$, auto consolidable, producido durante 2 años y 9 meses y aplicado en la estructura de un emprendimiento en la ciudad de São Paulo.

Palabras clave: control de la resistencia del concreto; variabilidad de la resistencia a la compresión del hormigón; comparación normas ABNT NBR 12655: 2015 con ACI 318-14 y EN 206

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, atualmente, o controle da resistência à compressão do concreto é realizado de acordo com as prescrições da norma ABNT NBR 12655:2015 “*Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*” que apresenta, no subitem 6.2 “*Ensaio de resistência à compressão*”, os limites máximos para a formação de lotes de concreto, critérios de amostragem e os dois tipos de controle tecnológico considerados: controle estatístico por amostragem parcial e controle por amostragem total.

No *controle por amostragem parcial* as amostras são coletadas aleatoriamente de betonadas distintas, respeitando a quantidade mínima de exemplares (conforme os grupos e classes de resistência do concreto) para posterior determinação do $f_{ck,est}$ por meio de expressões matemáticas (com fundamento estatístico) denominadas estimadores. Estas expressões levam em conta, no caso de amostras com número de exemplares compreendidos entre $6 \leq n < 20$, os menores resultados obtidos e, para amostras com vinte ou mais exemplares ($n \geq 20$), a resistência média (f_{cm}) e o desvio padrão de produção e ensaio efetivo, denominado na norma como s_d .

Além disso, no controle por amostragem parcial, o valor de $f_{ck,est}$ obtido deve ser comparado com os valores mínimos admitidos (determinados em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares). Consideram-se ainda alguns casos excepcionais: concretos produzidos por betonadas de pequeno volume e amostras compostas por número de exemplares compreendidos entre $2 \leq n \leq 5$.

Ressalta-se que, no Brasil, o controle por amostragem parcial é comumente empregado em fábricas de pré-moldados de concreto (lajes alveolares, vigas, pilares, dormentes etc.), devido, principalmente, à dinâmica de produção, repetibilidade das peças e ao elevado número de betonadas envolvidas, sendo menos suscetível seu emprego em obras de arte ou de edificações, construídas por concretagem *in loco*.

Quanto ao *controle por amostragem total* (100%), todas as betonadas são amostradas e a resistência característica à compressão do concreto estimada ($f_{ck,est}$) é dada pelo valor da resistência à compressão do exemplar de cada betonada, uma vez que a amostra, neste caso de 100%, confunde-se com a população. Trata-se de um controle largamente utilizado no Brasil em obras de edifícios comerciais e residenciais de múltiplos pavimentos desde a vigência da ABNT NB-1 de 1978.

Conforme estabelecido no subitem 6.2.2 “*Amostragem*” da norma ABNT NBR 12655:2015, cada exemplar deve ser constituído por dois corpos de prova da mesma amassada e moldados no mesmo ato. A resistência do exemplar, para uma determinada idade de ruptura, é a maior dentre os dois valores obtidos no ensaio de resistência à compressão.

O controle da resistência à compressão do concreto das estruturas de edificação e de obras de arte é parte integrante da introdução da segurança no projeto estrutural sendo indispensável sua permanente comprovação ao longo da execução da estrutura (Pacheco & Helene, 2013^a), bem como a sua respectiva rastreabilidade por meio do adequado mapeamento do lançamento do concreto.

Neste trabalho estão apresentados os resultados obtidos durante o controle de resistência à compressão do concreto realizado por amostragem total à luz da ABNT NBR 12655, bem como análises comparativas com o controle proposto pela norma americana ACI 318-14 “*Building Code Requirements for Structural Concrete*” e pela norma europeia EN-206:2013 “*Concrete – Specification, performance, production and conformity*”. Para tanto, foi analisado um traço de concreto $f_{ck} = 40\text{MPa}$, autoadensável com classe de espalhamento *SF 2* (*slump-flow* de 660mm a 750mm), conforme classificação da ABNT NBR 15823:2010 “*Concreto auto-adensável. Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco*”, produzido em uma única Central dosadora durante um período de 2 anos e 9 meses e aplicado nas estruturas de concreto armado de 1 (uma) torre comercial e 2 (duas) corporativas, com 24 a 36 pavimentos, de um empreendimento de grande porte localizado na cidade de São Paulo.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO E PREMISAS

2.1 Características do concreto e particularidades da produção

Com base nas diretrizes do método de dosagem IBRACON (Tutikian & Helene, 2011), nas especificações de projeto, insumos disponíveis, condições e particularidades do canteiro de obras do empreendimento foi realizado um extenso estudo de dosagem racional e experimental para elaboração de um traço de concreto autoadensável com $f_{ck} = 40\text{MPa}$. Este estudo foi desenvolvido em conformidade com as normas ABNT NBR 12655 e ABNT NBR 15823.

Considerando todos os aspectos mencionados, obteve-se o traço detalhado na Tabela 1.

Tabela 1. Traço do concreto $f_{ck} = 40\text{MPa}$, em massa, materiais secos, para 1m^3 de concreto.

Insumos do traço do concreto	$f_{ck} 40\text{MPa}$
cimento (CP III-40-RS)	380kg
sílica ativa	20kg
água	180kg
areia fina natural	364kg
areia artificial, areia de brita	546kg
brita 0 (dimensões de 4,5mm a 9,5mm)	279kg
brita 1 (dimensões de 9,5mm a 19mm)	651kg
aditivo polifuncional, 0,6% em massa de cimento	2,3kg
aditivo superplastificante, 1,2% em massa de cimento	4,6kg
massa específica do concreto fresco (kg/m^3)	2420
espalhamento (classe)	SF2
teor de ar aprisionado (%)	0,8

Precedentemente ao emprego do traço, foi realizado um evento de concretagem protótipo para avaliar o comportamento do concreto estudado em laboratório, nas condições de obra. Na oportunidade, observou-se em campo que a quantidade de aditivo superplastificante poderia ser reduzida em até 30%, em virtude da maior energia de mistura do caminhão betoneira e das condições climáticas favoráveis. A Fig. 1 apresenta o aspecto visual do concreto em questão, em seu estado fresco, observado durante a execução do ensaio de espalhamento para determinação da fluidez (*slumpflow test*), realizado durante o evento de concretagem protótipo.

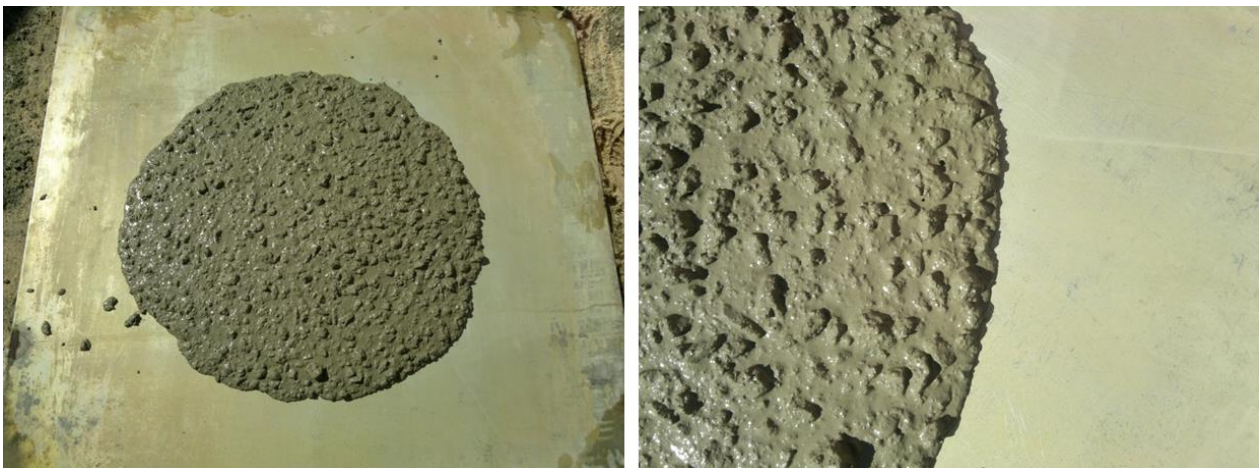


Figura 1. Aspecto visual do concreto autoadensável observado durante o ensaio de espalhamento (*slumpflow test*).

Tendo em vista os resultados satisfatórios obtidos para o traço tanto no laboratório quanto no evento protótipo em campo, esse traço foi adotado para a produção regular tendo sido adequado durante todo o período de quase 3 anos, considerado neste estudo.

A produção do concreto foi realizada em Central dosadora estacionária provida de sistema de carregamento automatizado, baias e ponto de carga cobertos, balanças e hidrômetros aferidos mensalmente (inclusive os hidrômetros localizados nos locais denominados redosadores) e disponibilidade de seis caminhões betoneira. A Central dosadora estacionária de concreto se

localizava no interior do canteiro de obras e produziu concreto única e exclusivamente para o empreendimento em questão, com capacidade de produção de até 70m³/hora.

Quanto aos procedimentos de carga, as britas, areias, cimento, água e aditivo polifuncional eram adicionados no ponto de carga da Central e a sílica ativa era colocada na esteira rolante diretamente sobre os agregados visando assegurar melhor homogeneização da mistura final, que era realizada no balão do caminhão betoneira. A umidade dos agregados miúdos era determinada 3 vezes ao dia, no mínimo, através da utilização do frasco de Chapman (ABNT NBR 9775:2011 “*Agregado Miúdo – Determinação do teor de umidade superficial por meio do frasco de Chapman – Método de ensaio*”). A umidade obtida era lançada no *software* do sistema de balança da Central dosadora que efetuava automaticamente as correções necessárias. Após carregamento do concreto era adicionado, no redosador da Central dosadora, o aditivo superplastificante. Essa adição era procedida em volume, por profissional treinado por meio da utilização de baldes graduados. Em algumas oportunidades, houve o emprego de 100% de gelo em substituição à água de amassamento desse traço (caso de concretagens de elementos de fundação de grandes volumes). Tanto na adição de gelo, como de aditivo superplastificante e sílica ativa havia o controle das quantidades adicionadas, mediante acompanhamento de profissionais extras contratados junto ao Laboratório responsável pelo controle da resistência à compressão do concreto (contagem dos sacos de gelo, de sílica e verificação do volume de aditivo). Importante registrar que, uma vez fora da Central dosadora, não era permitido adicionar água ao concreto, em hipótese alguma. Caso houvesse necessidade de correção do espalhamento, era empregado o aditivo superplastificante (adicionado, eventualmente, em canteiro de obras por profissional treinado após autorização do responsável e somente para correção da fluidez do concreto fresco). Nesse contexto, o concreto foi fornecido sempre com o mesmo traço, pela mesma Central dosadora durante um período de 2 anos e 9 meses. No total, foram gerados, com este traço, aproximadamente 1.600 caminhões betoneira com, no máximo, 8m³ cada, totalizando cerca de 12.000m³ de concreto, ou seja, em média 360m³/mês.

2.2 Plano de controle da resistência adotado

O controle de resistência à compressão do concreto foi realizado por amostragem total respeitando as prescrições da norma ABNT NBR 12655 por Laboratório acreditado pelo INMETRO pertencente à Rede Brasileira de Laboratório de Ensaio (RBLE), que utilizou laboratoristas qualificados e certificados pelo IBRACON através de seu Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal (NQCP).

O plano de controle da resistência do concreto adotado durante todo o processo de produção consistia na moldagem de 4 (quatro) corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm para cada um dos caminhões betoneira sendo, 1 (um) para ensaio de resistência à compressão aos 7 dias, 2 (dois) para 28 dias e 1 (um) para 63 dias de idade.

Os corpos de prova foram moldados em fôrmas metálicas em local plano, protegido das intempéries e, posteriormente (após desfôrma entre 24 h e 36 h), transportados em caixas de areia seca até a central do Laboratório de controle tecnológico localizado a uma distância de aproximadamente 15 km do canteiro de obras, para sazonalização e ensaio. Estes foram armazenados em câmara úmida, tiveram seus topos preparados por meio de retificação e foram ensaiados em prensas calibradas periodicamente, em conformidade com as normas ABNT NBR 5738:2015 “*Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*” e ABNT NBR 5739:2007 “*Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*”.

3. RESULTADOS

3.1 Apresentação dos resultados de resistência à compressão à luz da ABNT

A resistência à compressão de cada um dos exemplares foi determinada após ruptura dos corpos de prova, conforme prescrições da norma ABNT NBR 5739.

Na Fig. 2 está apresentada a carta de valores individuais das resistências à compressão do concreto aos 28 dias de idade, o histograma e a distribuição normal correspondente. Nesta carta, o eixo das abscissas, apresenta os exemplares em ordem cronológica e, o eixo das ordenadas, os valores de resistência à compressão de cada um dos exemplares [a maior resistência obtida na ruptura de 2 (dois) corpos de prova irmãos, conforme estabelecido na ABNT NBR 12655].

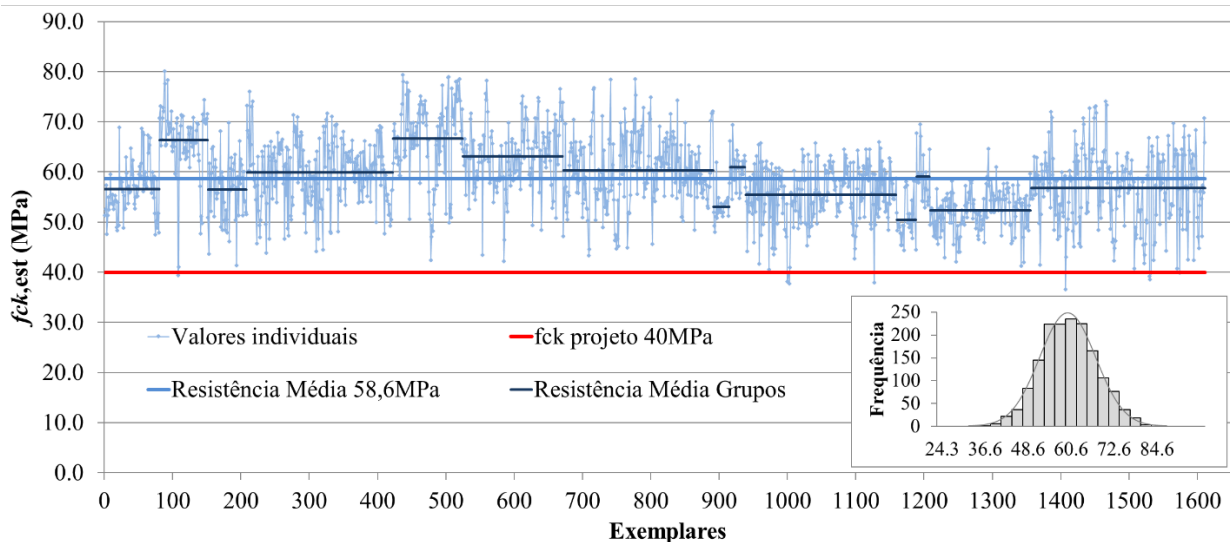


Figura 2. Carta de valores individuais com base nos resultados de resistência à compressão do concreto aos 28 dias de idade e histograma correspondente.

A carta apresenta cerca de 1600 resultados de resistência à compressão, obtidos ao longo de 2 anos e 9 meses. Estes resultados variaram de 36,6 MPa a 80,1 MPa, com média de 58,6 MPa, sendo o menor valor obtido equivalente a $0,91 \cdot f_{ck}$. Foram constatados 11 (onze) resultados abaixo da resistência especificada em projeto ($f_{ck} = 40\text{MPa}$), ou seja, cerca de 0,7% do total de caminhões. Em uma distribuição normal (curva de Gauss) o quantil de defeituosos corresponderia a um coeficiente de 2,46.

A variabilidade da resistência à compressão de um mesmo traço de concreto pode oscilar em torno de diferentes valores, pois no decorrer do processo produtivo ocorrem mudanças de centragem, principalmente devido a diferentes partidas de cimento e agregados.

Considerando o conceito de resistência característica do concreto descrito no subitem 12.2 “Valores característicos” da norma ABNT NBR 6118:2014 “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, o valor da resistência à compressão desse concreto, obtido diretamente da população, seria de $f_{ck,5\%} = 46,5\text{MPa}$. O desvio padrão das operações de produção e ensaio obtido foi $s_c = 6,6\text{MPa}$ e o coeficiente de variação $V_c = 11,2\%$.

Ainda, a resistência característica desse concreto adaptada do critério de amostragem parcial da ABNT NBR 12655, seria de $f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65 \cdot s_c = 47,7\text{MPa}$, apesar que, neste caso, trata-se apenas de uma especulação matemática, pois o critério efetivo a ser utilizado deve ser o de amostragem total a 100%.

3.2 Avaliação do controle do processo de produção

De acordo com o item 7 “Análise do processo” da ABNT NBR 7212:2012 “Execução de concreto dosado em central – Procedimento” a avaliação do controle do processo deve ser realizada com base no desvio-padrão, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Desvio padrão do processo, ABNT NBR 7212:2012.

Local de preparo do concreto	Desvio padrão (MPa)			
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4
Central	$s < 3,0$	$3,0 < s < 4,0$	$4,0 < s < 5,0$	$s > 5,0$

Dessa forma, por meio da análise do desvio padrão e dos critérios preconizados pela ABNT NBR 7212:2012, trata-se de uma Central Nível 4.

Ainda, de acordo com os parâmetros estabelecidos atualmente pela ABNT NBR 12655, esse desvio padrão da produção é elevado e não compatível com produção de concreto em usina, classe A. Por outro lado, a norma ABNT NB-1 de 1960, considerava que produção de concreto com desvio padrão igual ou inferior a 15% devia ser classificada como produção rigorosa, ou seja, corresponderia à melhor classificação na época.

Segundo o ACI 214 subitem 4.5 “Standards of control”, para concretos de $f_{ck} \geq 35\text{MPa}$ (caso em questão), o coeficiente de variação (V_c) é o parâmetro que deve ser usado para qualificar ou classificar o rigor de produção do concreto, conforme apresentado na Tabela 3, e nesse caso a produção pode ser classificada com rigor bom/razoável.

Tabela 3. Coeficiente de variação das operações de produção e ensaio (V_c), ACI 214.

Tipo de Serviço	Padrão de Controle				
	Excelente	Muito bom	Bom	Razoável	Deficiente
Controle em canteiro de obras	< 7,0%	7,0% a 9,0%	9,0% a 11,0%	11,0% a 14,0%	> 14,0%
Pesquisas em laboratório	< 3,5%	3,5% a 4,5%	4,5% a 5,0%	5,0% a 7,0%	> 7,0%

3.3 Influência das operações de ensaio e controle

Os resultados de resistência à compressão aos 28 dias de idade disponibilizados foram analisados, do ponto de vista da influência das operações de ensaio e controle, de acordo com os critérios recomendados pelo *American Concrete Institute* no ACI-214R-11 “Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete”.

Esta metodologia consiste no cálculo do desvio padrão e do coeficiente de variação devido às operações de ensaio e controle, tendo como base o resultado de resistência à compressão de corpos de prova irmãos e posterior comparação com os critérios de controles sugeridos no Capítulo 4 “Analysis of Strength Data” que estabelece o seguinte:

- a) Cálculo do desvio padrão das operações de ensaio e controle:

$$se = \frac{\sum_{i=1}^n Ai}{n.d2} \quad (3.1)$$

onde:

s_e : desvio padrão das operações de ensaio em MPa;

n : número de exemplares considerados compostos de p corpos de prova (nunca inferior a 10 exemplares);

A : diferença entre o maior e o menor resultado de corpos de prova que representam um mesmo exemplar;

d_2 : coeficiente que depende do número p de corpos de prova representativos de um mesmo exemplar, conforme Tabela 4.

Tabela 4. Coeficientes d_2 para cálculo do desvio padrão das operações de ensaio e controle.

Número p de corpos de prova	d_2
2(dois)	1,128
3(três)	1,693
4(quatro)	2,059

b) Cálculo do coeficiente de variação ou variabilidade das operações de ensaio e controle:

$$V_e = \left(\frac{s_e}{f_{cmj}} \right) \cdot 100 \quad (3.2)$$

onde:

s_e : desvio padrão das operações de ensaio em MPa (valor obtido no item a);

V_e : coeficiente de variação devido às operações de ensaio e controle (%);

f_{cmj} : média de todos os resultados utilizados, a j dias de idade, em MPa.

c) Determinação do Padrão de Controle, conforme Tabela 5:

Tabela 5. Coeficiente de variação das operações de ensaio e controle (V_e), ACI 214.

Tipo de Serviço	Padrão de Controle				
	Excelente	Muito bom	Bom	Razoável	Deficiente
Controle em canteiro de obras	< 3,0%	3,0% a 4,0%	4,0% a 5,0%	5,0% a 6,0%	> 6,0%
Pesquisas em laboratório	< 2,0%	2,0% a 3,0%	3,0% a 4,0%	4,0% a 5,0%	> 5,0%

Considerando a diferença de resistência à compressão entre os 2(dois) corpos de prova irmãos rompidos aos 28 dias de idade, os resultados obtidos ao longo de todo o período de produção do concreto indicaram desvio padrão das operações de ensaio e controle (s_e) variando de 0,6MPa a 1,0MPa e coeficiente de variação devido as operações de ensaio e controle (V_e) entre 1,1% a 1,6%.

Sendo assim, conforme os limites preconizados pelo ACI 214, todos os resultados apontaram para um padrão de controle das operações de ensaio, em canteiro de obra, excelente. Observa-se, por outro lado, que os resultados obtidos são mais rigorosos que os ensaios realizados em pesquisas experimentais conduzidas em laboratório, o que não é comum.

3.4 Análise comparativa entre os métodos de controle propostos pela ABNT e ACI

Conforme detalhado anteriormente, o controle da resistência à compressão do concreto foi realizado por amostragem total de acordo com as prescrições da norma ABNT NBR 12655. Entretanto, quando os valores de resistência à compressão dessa mesma produção de concreto são analisados à luz do ACI 318 o julgamento do processo não coincide. Isso se justifica devido ao fato dos procedimentos de amostragem, bem como os critérios de aceitação prescritos pelo ACI serem distintos do modelo adotado pela ABNT.

Quanto à amostragem, o ACI 318 no item 26.12 “*Concrete evaluation and acceptance*” recomenda como critérios mínimos:

- ✓ um exemplar por dia de concretagem;
- ✓ um exemplar para cada 115m³ de concreto produzido;
- ✓ um exemplar para cada 465m² de área superficial para lajes ou paredes;
- ✓ o controle para volumes inferiores a 38m³ é dispensado, desde que exista carta de traço aprovada.

Ainda, de acordo com o ACI 318, o valor da resistência à compressão de cada um dos exemplares é determinado pela média aritmética simples dos resultados obtidos. Conforme ASTM C39-16b “*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*”, caso os valores individuais dos corpos de prova irmãos difiram de mais de 8%, os resultados são inadequados e o ensaio deveria ser repetido. O ACI 318, assim como a ABNT NBR 12655 e a norma europeia EN-206:2013 “*Concrete – Specification, performance, production and conformity*”, também considera que de cada betonada moldada é obtido apenas 1(um) valor de resistência à compressão.

O ACI 318 prescreve os seguintes critérios de aceitação e conformidade:

- ✓ para $f_{ck} \leq 35\text{MPa}$, nenhum resultado individual deve ser inferior a $f_{ck} - 3,5\text{MPa}$;
- ✓ para $f_{ck} > 35\text{MPa}$ (caso em questão), nenhum resultado individual pode ser inferior a $0,9 \cdot f_{ck}$;
- ✓ a média móvel de quaisquer 3(três) resultados consecutivos devem ser iguais ou superiores a resistência característica definida em projeto (f_{ck}).

Dessa forma, a fim de realizar uma análise comparativa entre os controles efetuados pela ABNT e ACI, todos os valores de resistência à compressão obtidos aos 28 dias de idade também foram tratados e organizados de acordo com os critérios de amostragem e aceitação propostos pelo ACI 318, conforme apresentado adiante.

Considerando o critério mínimo de amostragem proposto pelo ACI de um exemplar a cada 115m³ de concreto (ou seja, uma moldagem de corpos de prova a cada 14 caminhões betoneira de 8m³), tornou-se possível analisar inúmeras combinações de resultados, uma vez que foram moldados corpos de prova para todos os caminhões betoneira (população). Sendo assim, para estudar todas as possibilidades, foram determinadas as envoltórias dos valores individuais e da média móvel de 3(três) resultados consecutivos (valores máximos e mínimos assumidos).

Conforme critério preconizado pelo ACI 318 todos os valores individuais devem ser maiores que 36MPa ($0,9 \cdot f_{ck}$). Observa-se na Fig. 3 (envoltória dos valores individuais) que, diante de todas as possibilidades, nenhum valor é menor que 36 MPa (salienta-se que o menor valor médio individual registrado foi de 36,2MPa). Logo, este critério de aceitação foi sempre atendido.

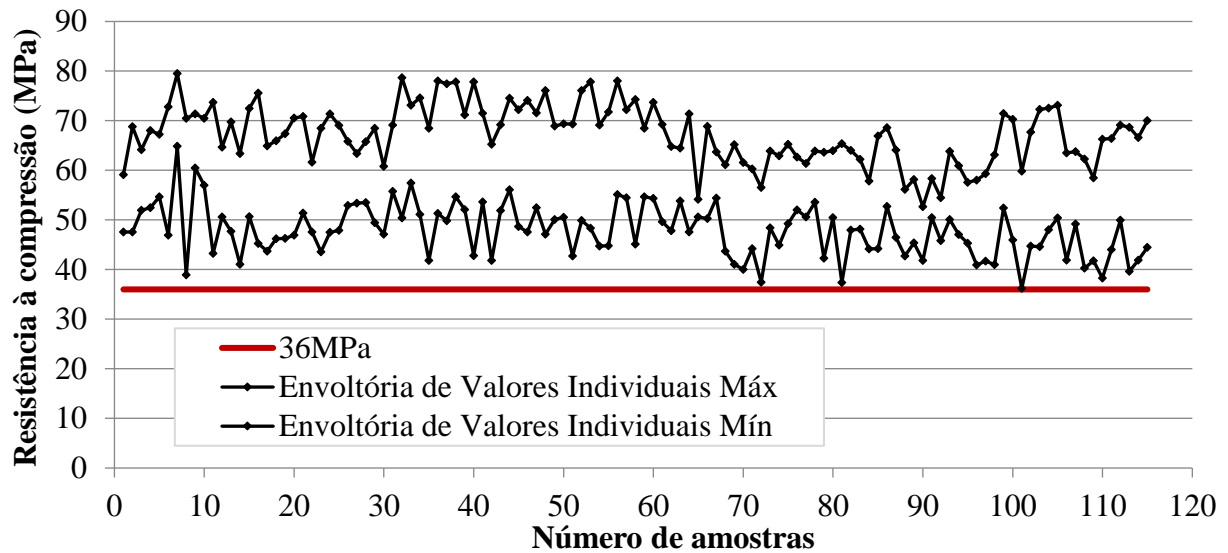


Figura 3. Envoltória de resistência à compressão dos valores médios individuais de cada caminhão betoneira.

Ainda, de acordo com o ACI, para garantir a aceitação do concreto, deve-se efetuar outro tipo de análise. Na Fig. 4 está apresentada a envoltória da média móvel ao longo de todo o período de produção [valores máximos e mínimos de quaisquer 3 (três) resultados consecutivos]. Nota-se que em nenhum caso a média móvel foi inferior à resistência característica definida em projeto (40MPa). O menor valor registrado foi de 40,1MPa. Sendo assim, seja qual for a combinação de resultados considerada, esse critério de aceitação também foi sempre atendido.

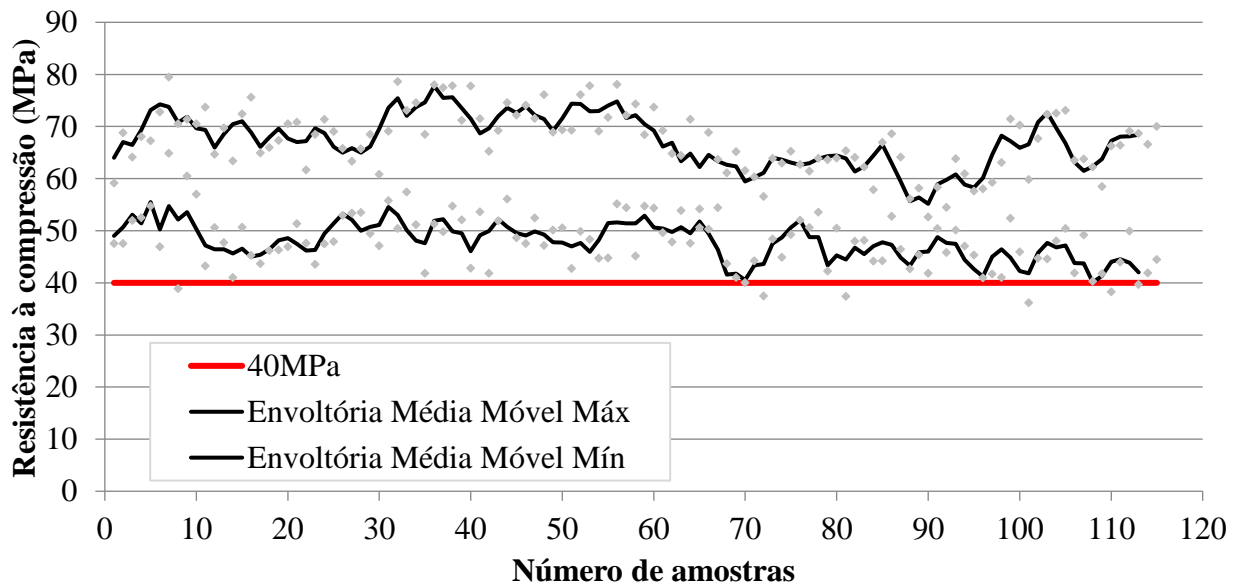


Figura 4. Envoltória da média móvel de 3 valores consecutivos ao longo do período de produção.

Portanto, considerando o cenário mais desfavorável possível, se o controle tecnológico do concreto fosse realizado à luz do ACI 318 não existiriam não conformidades uma vez que ambos os critérios (valores individuais e média móvel) sempre foram atendidos simultaneamente.

3.5 Análise comparativa entre os métodos de controle propostos pela ABNT e EN

Assim como a norma americana, a metodologia europeia EN 206 considera 2 (dois) critérios para análise da conformidade da resistência à compressão do concreto: critério para resultados individuais e critério para resultados médios. No caso da análise por meio do critério individual, cada resultado deve satisfazer a seguinte condição: todo e qualquer valor individual deve ser $\geq f_{ck} - 4\text{MPa}$.

Quanto ao critério para resistências médias, a norma em questão permite que, a resistência à compressão seja avaliada por um dos seguintes métodos:

- ✓ método A ou controle da produção inicial. Neste caso, a resistência média de 3 (três) resultados consecutivos deve ser $\geq f_{ck} + 4\text{MPa}$, sendo que os critérios de conformidade foram desenvolvidos com base em resultados de ensaio não sobrepostos. Logo, a aplicação de critérios de sobreposição de resultados (média móvel de resultados consecutivos) aumenta o risco de rejeição;
- ✓ método B ou controle de produção contínua. Trata-se de uma opção quando os critérios de produção contínua são estabelecidos, ou seja, quando pelo menos 35 (trinta e cinco) resultados de ensaios estão disponíveis em um período de 3 (três) meses. De acordo com este método, a média de 15 (quinze) ou mais resultados consecutivos [disponibilizados em um período não superior a 3 (três) meses] deve ser $\geq f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma$ (adotando-se como σ o desvio padrão determinado no final do controle de início de produção).

A EN 206 ainda permite que a conformidade da resistência à compressão do concreto seja avaliada pelo emprego de gráficos de controle (método C), desde que as condições de produção contínua estejam estabelecidas e que esta seja certificada por terceiros, o que não é o caso desse estudo.

Quanto à formação dos lotes, quando a produção contínua é realizada em centrais de concretos com certificação de controle de produção, as amostras devem ser retiradas a cada 200 m³ (ou uma a cada 3 dias de produção). Se a produção de concreto não possuir certificação de controle de produção (caso em questão), as amostras devem ser retiradas a cada 150 m³ (ou uma por dia de produção). Importante: nos primeiros 50 m³ de produção devem ser retiradas 3 (três) amostras, no mínimo.

É válido registrar que esta norma permite como resultado de um exemplar o valor obtido de um único corpo de prova ou, no caso de mais rupturas, o resultado é definido como o valor médio. Os resultados individuais que se afastarem mais de 15% do valor da média devem ser desconsiderados.

Sendo assim, analogamente ao caso discutido anteriormente (ACI), uma vez que foram moldados corpos de prova para todos os caminhões betoneira (população), no caso da EN também foi possível efetuar uma análise considerando inúmeras combinações de resultados.

De acordo com o critério mínimo de amostragem proposto pela EN de 3 (três) exemplares nos primeiros 50 m³ de produção e, posteriormente, 1 (um) exemplar a cada 150 m³ de concreto (ou seja, uma moldagem de corpos de prova a cada 18 caminhões betoneira de 8 m³), obteve-se a envoltória de valores individuais apresentada na Fig. 5.

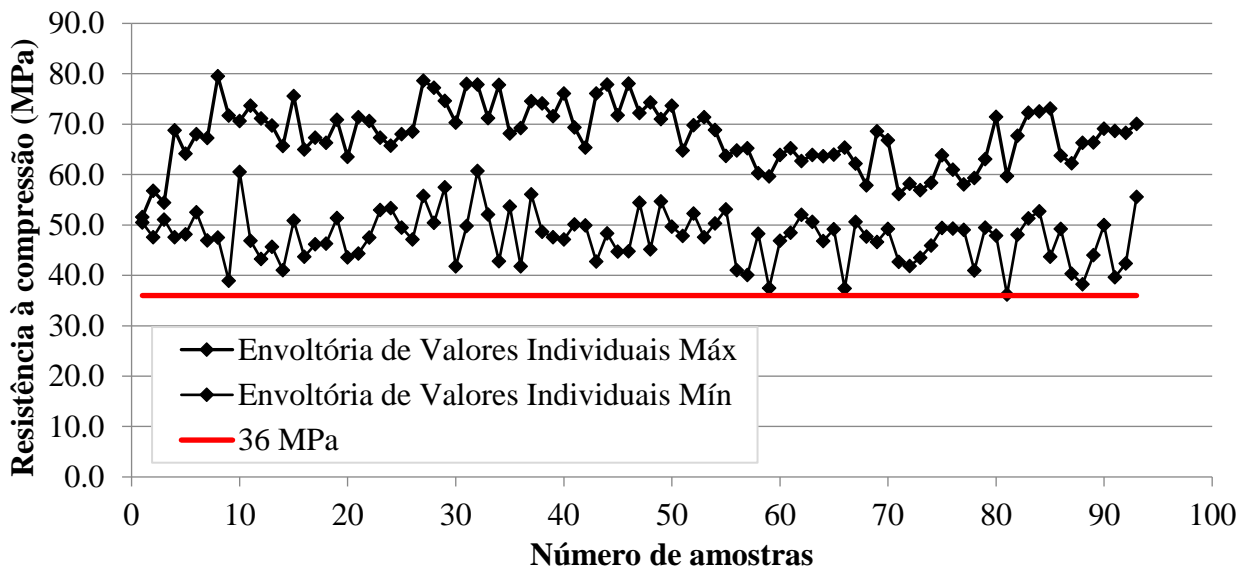


Figura 5. Envoltória de resistência à compressão dos valores individuais.

Nota-se que, durante o período de produção, o critério de valores individuais preconizado no subitem 8.2.1.3.1 “*Criteria for individual results*” da EN 206:2013 foi atendido em todos os casos. Novamente, vale lembrar que o menor valor de resistência à compressão obtido nesse período foi de 36,2 MPa, considerando a média dentre 2 (dois) corpos de prova irmãos.

Quanto a análise dos resultados médios, de forma a contemplar todas as possibilidades, considerou-se a envoltória dos valores médios de 3 (três) resultados consecutivos não sobrepostos, conforme evidenciado na Fig. 6.

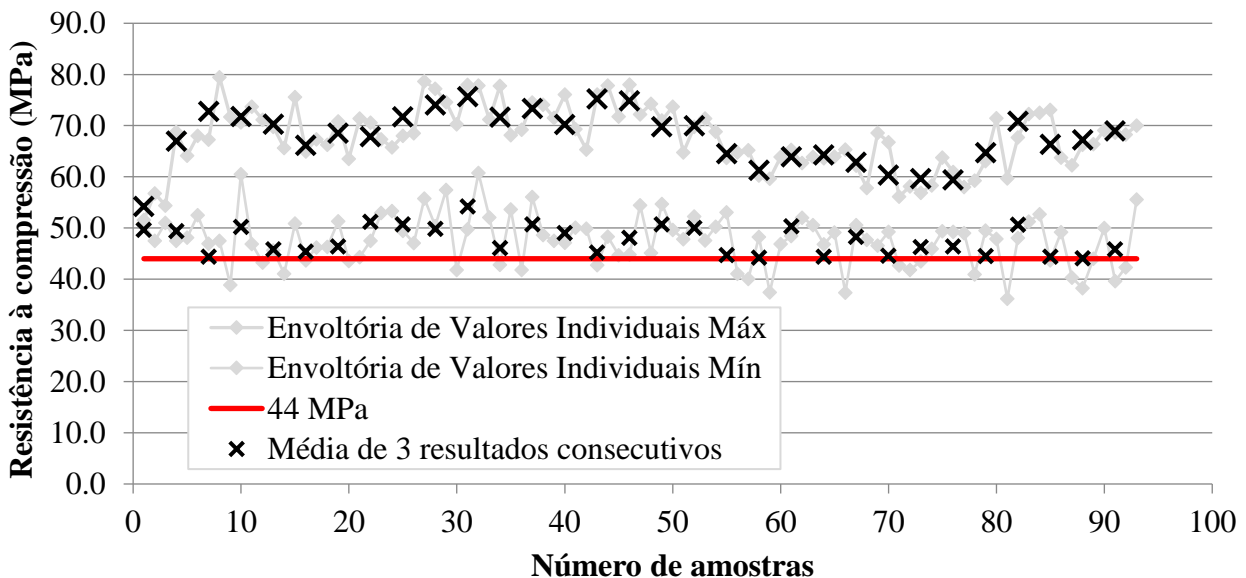


Figura 6. Envoltória da média de 3 (três) valores consecutivos não sobrepostos ao longo do período de produção.

Assim como no caso da curva dos valores individuais, a curva de valores médios obtida durante todo o período de produção sempre atendeu as exigências estabelecidas no subitem 8.2.1.3.2 “*Criteria for mean results*” da EN 206:2013. Neste caso, o menor valor obtido foi de 44,1MPa, ou seja, superior ao critério $\geq f_{ck} + 4\text{MPa} = 44\text{MPa}$.

Vale registrar que os critérios de segurança das estruturas estabelecidos na norma europeia são distintos dos critérios adotados pelas normas americana e brasileira, pois envolvem probabilidades de ruptura, valores característicos das ações e das resistências diferentes. Logo, é razoável esperar que os valores de resistência à compressão obtidos neste caso sejam um pouco diferentes dos casos anteriores.

4. CONCLUSÕES

O controle de resistência à compressão do concreto preconizado pela normalização brasileira é muito rigoroso e o mais seguro. A amostragem é total a 100% (população) e os resultados são analisados individualmente, sem tolerâncias, ou seja, todo e qualquer valor de resistência que esteja inferior à especificação de projeto será considerado não conforme, por menor que seja a diferença. Entretanto, apesar de muito seguro, trata-se de um controle oneroso, pois envolve a moldagem, manuseio, transporte, cura, retificação e ruptura de muitos corpos de prova do concreto de todos os caminhões betoneira recebidos em obra (controle por amostragem total).

Nota-se que a metodologia de controle prescrita pelo ACI 318 e EN 206 é muito mais branda, quando comparada aos critérios da norma brasileira. Nestas normas o controle não é realizado por amostragem total, são estabelecidas tolerâncias para os valores individuais de resistência à compressão e, além disso, também se aplica o conceito da média de resultados consecutivos como critério de aceitação.

Na opinião dos autores deste artigo os critérios de aceitação e conformidade preconizados pela ABNT NBR 12655 são exigentes e caberia flexibilizar o valor de resultados individuais dentro de uma margem de até $0,9 * f_{ck}$. Por outro lado, o critério de amostragem adotado no Brasil se coloca a favor da segurança e na opinião destes autores, apesar de oneroso, deve ser mantido como está.

Neste estudo de caso, os resultados obtidos por meio do controle tecnológico prescrito pela ABNT NBR 12655 apontaram para um índice de não conformidade relacionado com a resistência à compressão do concreto de 11 vezes em aproximadamente 1.600 caminhões betoneira (0,7%). Essa não conformidade pouco importante gerou desgastes e revisões de projeto absolutamente desnecessárias. Em contrapartida, os mesmos resultados, quando analisados à luz das metodologias prescritas pelo ACI 318 e EN 206, indicaram um índice de não conformidade nulo. Adotar a flexibilização e aceitar alguns poucos valores individuais de até $0,9 * f_{ck}$ como conformes, certamente impactaria de maneira positiva no processo de produção, minimizando possíveis custos, retrabalhos, revisões de projeto, atrasos em cronogramas de obra e desgastes desnecessários entre os intervenientes da cadeia produtiva do concreto, sem comprometimento da segurança, durabilidade e qualidade final das estruturas de concreto.

5. REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015), *NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 23.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 238.

American Concrete Institute (2011), *ACI 214R-11: Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete*, American Concrete Institute, p. 16.

American Concrete Institute (2014), *ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, p. 524.

- ASTM International. (2016). *ASTM C39/C39M-16b Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-16B
- EN 206 (2013), *Concrete – Specification, performance, production and conformity*, European Committee for Standardization, p. 93.
- Pacheco J. & Helene P. (2013), *Controle da resistência do concreto - 1ª Parte*, Revista Concreto e Construções n. 69, pp 75 - 81.
- Pacheco J. & Helene, P. (2013), *Controle da resistência do concreto - 2ª Parte*, Revista Concreto e Construções n. 70, pp 90 - 98.
- Tutikian B. & Helene P. (2011), *Dosagem dos Concretos de Cimento Portland*. In: Geraldo C. Isaia (Org). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1 ed. São Paulo: Ibracon, v. 1, pp 415 - 451.

Avaliação da capacidade de carga da estrutura de um cais corroído no Golfo do México

M. Martínez-Madrid*¹ , A. A. Torres-Acosta¹ , S. Aschermann², B. Commander², J. Grimson²,
P. Castro-Borges³ 

* Autor de Contato: martinez@imt.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.323>

Recepção: 15/06/2018 | Aceitação: 16/08/2018 | Publicação: 31/08/2018

RESUMO

Uma prova de carga e análise de classificação em um cais danificado pela corrosão no Golfo do México foi realizado para avaliar sua integridade estrutural. Os procedimentos incluíram instrumentação para aplicação de carga de quatro cargas diferentes (50, 60, 350 e 700 t) para examinar seu desempenho estrutural, calibrar os modelos de elementos finitos resultantes da estrutura e, finalmente, estimar os fatores de classificação de carga usando a metodologia AASHTO. Os resultados mostraram que os danos causados pela corrosão não representaram uma ameaça estrutural extrema; no entanto, constatou-se que os elementos estruturais de vários pilares estão atualmente sobrecarregados e precisam ser reforçados externamente. Este documento descreve os procedimentos de ensaio, de análise dos resultados e os critérios de gerenciamento de dados.

Palavras-chave: capacidade de carga; taxa estrutural; dano de corrosão.

Citar como: M. Martínez-Madrid, A. A. Torres-Acosta, S. Aschermann, B. Commander, J. Grimson, P. Castro-Borges (2018), “Avaliação da capacidade de carga da estrutura de um cais corroído no Golfo do México”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 347-362, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.323>

¹ Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Km. 12 Carretera Querétaro - Galindo, Sanfandila, Querétaro, México

² Bridge Diagnostic Inc., 1995 57th Court North Suite 100, Boulder CO 80301-2810, Estados Unidos.

³ CINVESTAV, Unidad Mérida, Km 6 Carretera Antigua a Progreso, Cordemex, Mérida, Yucatán, 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 International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2019.

Load rating assessment of a corroded pier structure in the Gulf of Mexico

ABSTRACT

This original work assesses the structural integrity of a pier located in the Gulf of Mexico through a live-load testing analysis of a corroded structure that withstands heavy loads. Procedures included instrumentation for load application of four different loads (50, 60, 350, and 700 Ton) to examine its structural performance, then calibrate the resultant finite-element models of the structure, and finally estimate the load rating factors using AASHTO methodology. Results showed that corrosion damages did not appear to represent an extreme structural menace; however, it was found that several piers' structural elements are currently overloaded and need to be externally reinforced. This paper outlines the testing procedures, describing both the followed analysis and the data management criteria.

Keywords: load capacity; structural rate; corrosion-damage.

Evaluación de la capacidad de la carga de la estructura de un muelle corroído en el Golfo de México

RESUMEN

Se realizó una prueba de carga viva y un análisis de calificación en un muelle dañado por la corrosión en el Golfo de México para evaluar su integridad estructural. Los procedimientos incluyeron instrumentación para la aplicación de carga de cuatro cargas diferentes (50, 60, 350 y 700 Toneladas) para examinar su rendimiento estructural, luego calibrar los modelos de elementos finitos resultantes de la estructura y finalmente estimar los factores de clasificación de carga utilizando la metodología AASHTO. Los resultados mostraron que los daños por corrosión no representaron una amenaza estructural extrema; sin embargo, se descubrió que los elementos estructurales de varios pilares actualmente están sobrecargados y necesitan ser reforzados externamente. Se describen los procedimientos de prueba, el análisis y el manejo de datos.

Palabras clave: capacidad de carga; tasa estructural; daño por corrosión.

1. INTRODUÇÃO

É bem sabido que a corrosão da armadura representa um enorme e caro problema a ser resolvido em estruturas marinhas, mas um investimento preventivo é obrigatório para preservá-los (Schmitt Günter, 2009), (Hays).

Estruturas de concreto que são expostas à água do oceano são comumente suscetíveis à corrosão. Quando sais e produtos químicos se difundem através do concreto, geralmente promovem a formação de fissuras devido às forças expansivas da camada de óxido da armadura. Além disso, as fissuras formadas, juntamente com umidade e sais podem permear para a armadura mais rapidamente e, em seguida, novamente, causar danos prematuros devido à corrosão (NASA Kennedy Space Center).

Mesmo que a fissuração seja a reação concreta mais visível após o início da corrosão, ela está relacionada a outros danos, como deterioração estrutural, perda de rigidez à flexão e capacidade de carga. Além disso, os produtos de corrosão enfraquecem a ligação entre o concreto e armadura, afetando ainda mais as propriedades mecânicas das estruturas danificadas, resultando em uma diminuição em sua integridade estrutural original.

A maioria dos cais no México mostra um grau de corrosão, conforme declarado em um relatório de inspeção de 100% (Torres Acosta, 2012). O Instituto de Transporte do México (IMT) junto com a Bridge Diagnostics, Inc. (BDI) estabeleceu um procedimento original para fazer uma

avaliação do dano causado pela corrosão do cais para estabelecer se os pilares corroídos ainda são adequados para o uso originalmente projetado. Isso deveria ser aplicado como um sinal de diagnóstico para os importantes cais do México.

Um componente primário nesta avaliação é uma prova de carga para determinar se um cais, exibindo danos significativos à corrosão, ainda pode operar sem risco, suportando todas as suas cargas de serviço necessárias, incluindo guindastes e contêineres que estão atualmente presentes durante o procedimento de carregamento normal, condições de serviço. Isso é feito avaliando o desempenho estrutural por meio de uma série de provas de carga controladas e, em seguida, desenvolvendo os modelos apropriados verificados em campo a partir dos quais o cais é classificado com carga usando as especificações AASHTO LRFD (AASHTO, 2002).

Como o termo implica, o diagnóstico de prova de carga em um processo não destrutivo que pode determinar o desempenho de uma estrutura sob condições normais de carga. Para pontes e pilares, o carregamento é geralmente realizado pela condução de veículos (caminhões ou guindastes) com pesos de eixo medidos ao longo dos caminhos prescritos. A localização do veículo deve ser monitorada juntamente com todas as medições dos vários sensores conectados.

Após a conclusão das provas de carga, os valores medidos são usados para verificar e calibrar as respostas teóricas geradas por um modelo de software representativo. Para que o processo trabalhe no modelo. Deve ter características realísticas de geometria e rigidez. Isso é feito essencialmente reproduzindo todo o procedimento de ensaio de carga com um modelo de análise de elementos finitos (FEA); isso inclui gerar um modelo bidimensional ou tridimensional da estrutura (depende da complexidade da estrutura), aplicar sensores virtuais no modelo e aplicar cenários de carga idênticos que foram utilizados durante os procedimentos de ensaio de carga no campo. Por ter uma representação geométrica precisa e reproduzir o ensaio de carga, uma comparação direta entre o campo e as respostas analíticas pode ser feita.

Uma vez que um modelo representativo é obtido, o projeto requerido ou as cargas de classificação podem ser aplicados e as classificações de carga podem ser calculadas para todos os componentes no modelo. Como as cargas aplicadas a cada elemento estrutural são geradas por uma representação realista de toda a estrutura, as cargas dos componentes são muito mais precisas. Outra vantagem do ensaio de carga de diagnóstico é determinar se uma seção que parece danificada ou significativamente corroída está realmente causando uma redistribuição do carregamento para outros componentes estruturais. Ainda assim, devido a danos por corrosão, a capacidade do componente pode ser significativamente prejudicada, causando um erro de cálculo da capacidade de carga reduzida para esse membro estrutural específico. Esta é uma distinção importante porque a estrutura pode realmente estar respondendo de maneira perfeitamente apropriada sob cargas típicas, como verificado pelos ensaios de campo, mas, na realidade, a capacidade de carga é significativamente menor devido à capacidade estrutural diminuída. Portanto, medidas estruturais podem não indicar que um membro é “fraco”, mesmo que pareça “danificado”. Essa lacuna entre inspeções visuais e resposta estrutural adequada conhecida é o que levou ao desenvolvimento da “Abordagem Integrada” que combina essencialmente as medições de campo, a inspeção visual e a modelagem analítica para reduzir a incerteza inerente a todas essas três ferramentas de avaliação.

Com relação à classificação de carga do componente, a mesma equação especificada pelo AASHTO - Manual para Avaliação de Condições de Pontes é aplicada em (1). Além disso, as condições críticas de carga são provavelmente diferentes daquelas aplicadas durante as provas de carga. Todos os carregamentos de veículos necessários são aplicados ao modelo de estrutura, incluindo todos os cenários necessários de múltiplas presenças e efeitos dinâmicos.

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}(DC) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_P(P)}{\gamma_L(LL + IM)} \quad (1)$$

Onde:

RF = Fator de Classificação para membro individual.

C = Capacidade do Membro.

γ_{DC} = fator de carga LRFD para componentes estruturais e acessórios.

DC = efeito de carga morta devido a componentes estruturais.

γ_{DW} = fator de carga LRFD para superfícies desgastadas e utilitários.

DW = Efeito de carga morta devido ao desgaste da superfície e utilidades.

γ_P = fator de carga LRFD para cargas permanentes que não cargas mortas = 1,0

P = Cargas permanentes que não cargas mortas.

LL = efeito de carga ao vivo.

IM = efeito de impacto, seja AASHTO ou medido

2. METODOLOGIA

2.1 Procedimentos de Ensaios Estruturais

2.1.1 Processo de Instrumentação

O cais ensaiado era uma estrutura de concreto armado (R / C) que foi projetada para transportar cargas importantes, incluindo um guindaste de pórtico, cargas veiculares e de contêineres da carga e descarga de navios porta-contêineres. Sua superestrutura é composta de 11 vigas longitudinais em vigas transversais em T invertidas e uma plataforma de concreto contínuo de 5 vãos, sem superfície aparente indicada nos planos da Fig. 1. O comprimento total do píer/cais é de 250 m, composto por 25 vãos de 10 m, e sua largura é de 20,8 m, dividida em 7 vigas interiores espaçadas de 2 m no centro, 2 vigas principais sob os trilhos dos guindastes de pórtico e 2 pequenas vigas laterais de fâscia.

Em geral, o píer/cais apresentava diferentes graus de degradação estrutural, mostrando sinais de corrosão do aço principalmente evidenciados por grandes áreas de fragmentação. Havia algumas rachaduras visíveis nas longarinas, vigas do piso e no topo da laje. A sobrecarga era evidente pelo esmagamento das formas de convés pré-fabricadas de permanência no local adjacentes às longarinas. A Figura 2 mostra os resultados da pesquisa de danos no píer entre as vigas do piso 38 e 47, obtidos antes do píer ser instrumentado. As tabelas 1 e 2 mostram algumas das manifestações patológicas típicas de degradação observadas a partir da pesquisa de danos realizada no cais.

Duas áreas do píer/cais (entre as vigas de piso 38 e 47 foram instrumentadas e testadas quanto à carga: uma área com degradação mínima, definida como “saudável” (entre vigas de chão 38 e 40, Tabela 1) e outra com grande quantidade de degradação. Ambas as seções foram instrumentadas com 44 transdutores de tensão, 8 transdutores de deslocamento e 7 transdutores de rotação (Fig. 1). Vigas principais e vigas em T invertidas para fornecer tensões superficiais médias sobre o concreto armado.

Os transdutores de tensão e os medidores de inclinação foram afixados aos membros estruturais usando um adesivo de fixação rápida e guias de montagens removíveis, ou “pés”. Os sensores foram instalados e uma vez que o ensaio foi concluído, eles foram removidos. Sensores de deslocamento tipo cantiléver foram anexados à estrutura, instalando duas âncoras em ¼ de cunha e aparafusando os sensores às âncoras.

2.1.2 Prova de Carga

O píer/cais passou por várias provas de carga, que incluíam várias posições de caminhões transversais, um movimento de guindaste de pórtico e um movimento de guindaste Gottwald mais uma palheta de carga do guindaste. Figura 3. Marcadores fixos foram colocados no convés para determinar onde veículos cruzados, então, desta forma, futuras comparações de análises poderiam ser feitas com o veículo de carga nos mesmos locais que estavam no campo. Um "zero" ou ponto de referência inicial foi selecionado para que todas as outras medições no deck pudessem ser relacionadas a ele. Uma vez que o local de referência zero era conhecido, os caminhos de carga lateral para o veículo foram determinados. Normalmente, pelo menos duas passagens foram feitas em cada posição "Y" para garantir a reprodutibilidade dos dados.

O primeiro foi uma série de ensaios de carga semi-estática, consistindo de um caminhão contêiner carregado sobre os vãos instrumentados em 6 posições laterais diferentes. Todos os ensaios foram gravados continuamente a uma taxa de amostragem mínima de 33,33 Hz. Os ensaios de carga foram realizados em velocidade de rastreamento (4-8 km / h) para minimizar os efeitos dinâmicos.

O segundo conjunto de ensaios consistiu em laminar um dos grandes guindastes de pórtico sobre os palanques instrumentados. Semelhante aos ensaios de caminhão, as medidas e a posição do guindaste foram registradas continuamente a uma taxa de amostragem mínima de 33,33 Hz. O guindaste de pórtico de trilho para testar 700tons ponderados (43,75 toneladas por eixo com uma separação de suporte de 15,24 m).

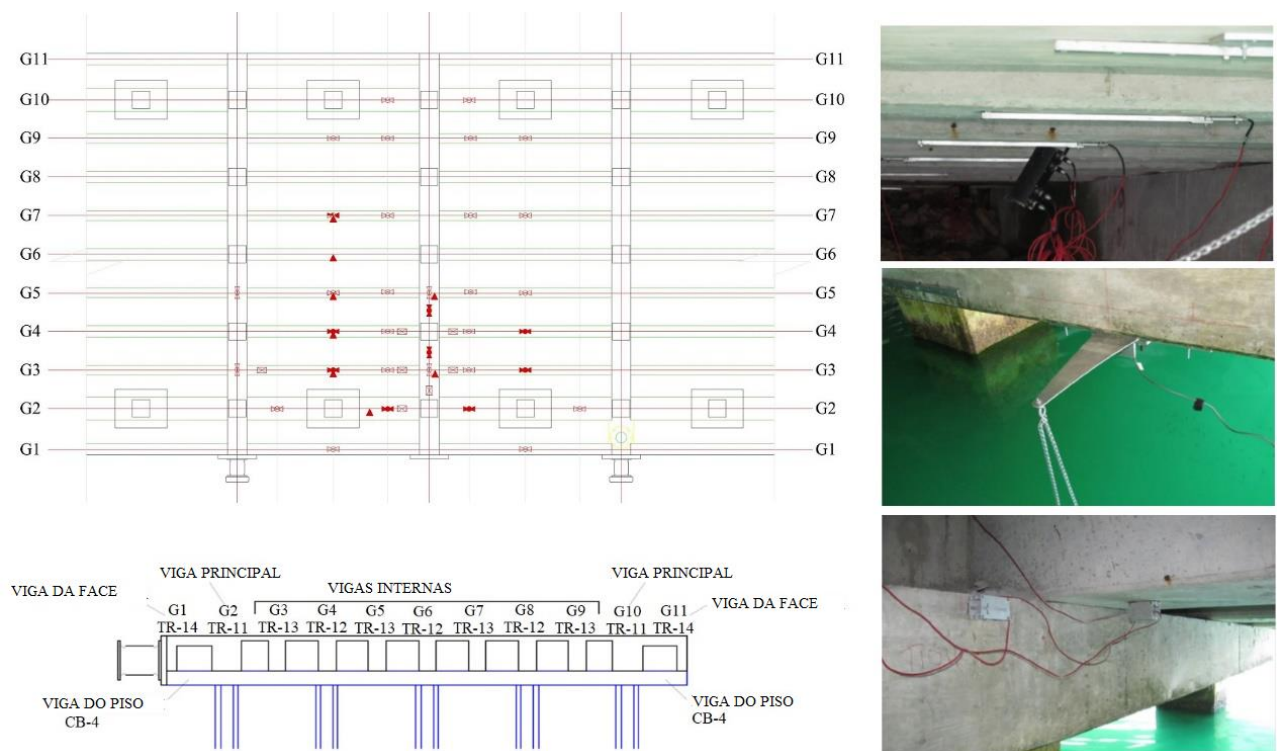


Figura 1. Plano geral de instrumentação com locais de medição e seções transversais e designação de elemento estrutural. Foto de cima: strain gages Midspan; foto central: Sensor de deflexão; inferior: sensores de rotação Tiltmeter

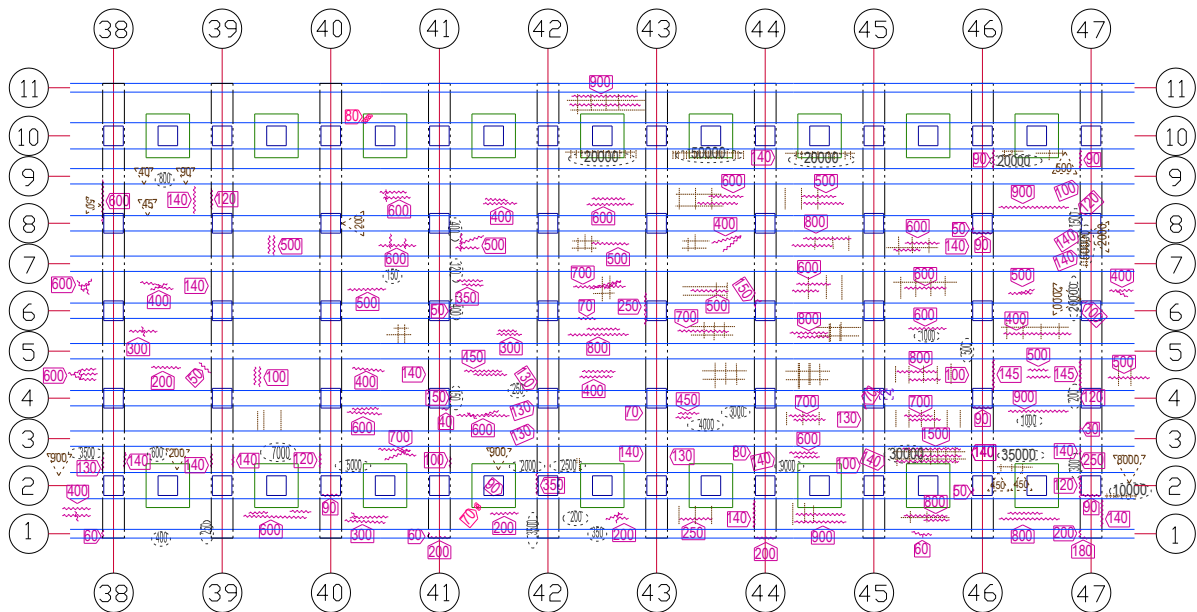


Figura 2. Levantamento de dano do cais entre as vigas do piso 38 e 47. A seção “saúdável” foi definida como a área docais entre vigas do piso 38 e 40. A seção “danificada” foi definida como a área do cais entre vigas 45 e 47.

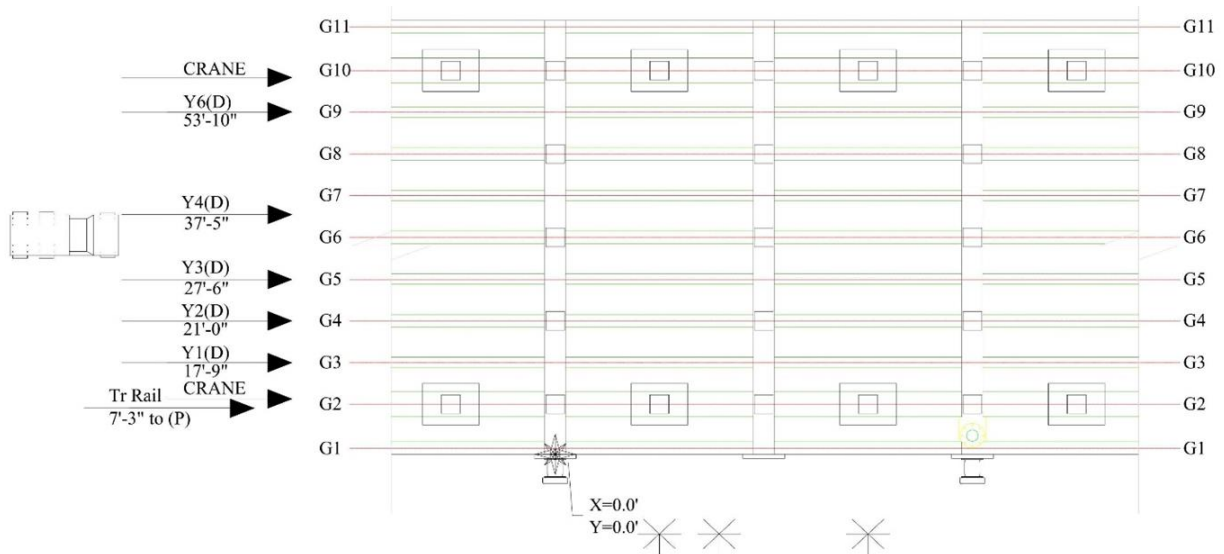


Figura 3. Plano geral de posição do caminhão e tipos de carga aplicados durante o ensaio (da esquerda para a direita, caminhão, pórtico e guindastes Gottwald).

Na seção “saudável”, o peso do caminhão usado era de 48,18 t, distribuídas como 3,01 t no eixo 1 (com uma separação de rodas de 2,03 m), 11,67 t nos eixos 2 e 3 (com uma separação de rodas de 2,13 m) e 10,63 t nos eixos 4 e 5 (com uma separação de rodas de 2,13 m). A seção “danificada” foi testada com um caminhão de 39,70 t, distribuído como 3,13 t no eixo 1 (com uma separação de rodas de 2,06 m), 9,91 t nos eixos 2 e 3 (com uma separação de rodas de 2,18 m) e 8,13 t nos eixos 4 e 5 (com uma separação de rodas de 2,18 m). Idealmente, o mesmo caminhão e contêiner teria sido usado em ambos os ensaios, mas isso não era viável devido às operações portuárias normais.

O terceiro tipo de ensaio de carga foram os ensaios estáticos realizados usando o guindaste de pórtico, mas desta vez sem movimento. Para estes ensaios, o guindaste foi colocado de modo que o centro de seu carrinho oeste estivesse localizado na parte intermediária do primeiro vão instrumentado (12 e 19, respectivamente). Os dados foram gravados continuamente conforme o guindaste executava uma série de procedimentos típicos de carregamento / descarregamento: pegar um contêiner totalmente carregado, mover o contêiner até a extremidade mais distante da lança (sobre a água) e depois mover o contêiner de volta para o próximo terminal. dá lança, em seguida, deite o recipiente de volta ao chão Estes ensaios estáticos foram realizados para obter uma compreensão qualitativa das características de transferência de carga do guindaste durante o processo de carga e descarga.

O quarto e último conjunto de ensaios de carga foi um ensaio de carga dinâmica e um ensaio estático realizado com o menor e móvel guindaste Gottwald. Assim como nos outros ensaios de carga dinâmica, as medições dos sensores e a posição longitudinal do guindaste foram registradas continuamente a uma taxa de amostragem mínima de 33,33 Hz, conforme o guindaste foi movido ao longo dos vãos instrumentados em velocidade lenta. Devido a falhas e limitações do guindaste, apenas um ensaio foi realizado ao longo de um caminho, e apenas na seção “danificada” do píer. O ensaio estático consistia em registrar os dados quando o guindaste estendia os estabilizadores, abaixava os estabilizadores, levantava-se totalmente do chão, abaixava-se e retraía os estabilizadores. A grua da Gottwald pesava 360 t, distribuída igualmente nos seus eixos com 60 t em cada uma (com uma separação de suporte de 4,65 m).

Tabela 1. Levantamento de danos na seção "saudável" do cais.













Vigas do Piso 38-39	
Viga do Piso 38 Vista geral, Face Leste	
Viga do Piso 39 Vista geral, Face Oeste	   Pequenas fissuras entre G8-G9. Pequena delaminação sob G1
Pilar 1, Viga do Piso 38 Face Leste	 

Tabela 2. Levantamento de danos na seção "danificada" do cais.

Vigas do Piso 46-47	
Viga do Piso 46 Vista Geral, Vista Leste	
Viga do Piso 46 Vista Geral, Vista Oeste	     <p>Detalhe viga 47, face Oeste, Entre G6-G7.</p>

3. RESULTADOS

3.1 Investigação preliminar dos ensaios realizados

Todos os dados de campo foram examinados graficamente pela primeira vez para fornecer uma avaliação qualitativa da resposta de carga dinâmica da estrutura.

As respostas estruturais em função da posição de carga foram registradas a partir do indicador de posição do caminhão sem fio, fornecendo dados de tensão em função da posição de tensão.

Os resultados dos ensaios de cruzamentos de caminhão idênticos foram reprodutíveis, e todas as cepas pareciam ser lineares em relação à magnitude da carga (posição do caminhão) e a grande maioria das respostas retornou a zero, indicando que a estrutura estava atuando em seu regime elástico linear. Os resultados da deformação do caminhão podem ser vistos na Fig. 4, na qual o comportamento linear-elástico e a reprodutibilidade dos ensaios foram observados.

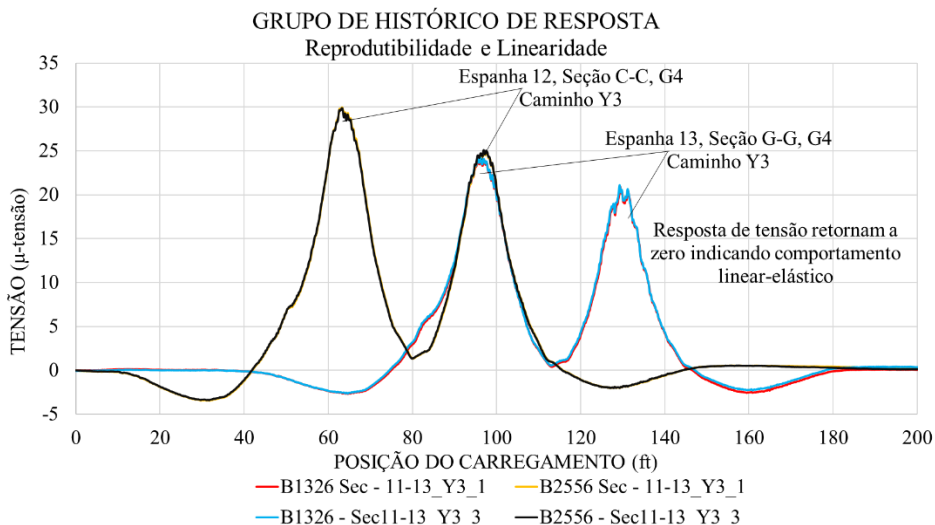


Figura 4. Comportamento linear e elástico e reprodutibilidade dos resultados de ensaio-deformações.

As magnitudes de resposta à deformação dos medidores midspan na seção “danificada” foram muito menos consistentes do que as magnitudes de tensão da seção “saudável”. Essas respostas foram razoavelmente esperadas devido ao nível mais alto de degradação observado na seção “danificada” versus a seção “saudável” do píer, e indicam que valores mais baixos de rigidez podem ser confirmados no modelo FE da seção “danificada”. A Figura 5 ilustra as magnitudes de tensão consistentes registradas na seção “saudável”, e a Figura 6 faz o mesmo para os resultados inconsistentes na seção “danificada”.

Medidas de deflexão máxima foram diretamente comparadas para a seção “saudável” e a seção “danificada”. Em geral, havia uma concordância entre as duas regiões e, muitas vezes, a seção “saudável” apresentava deflexões ligeiramente maiores (porque a carga aplicada à seção “saudável” era maior).

Uma comparação direta dos resultados de deslocamentos e de deformações foi feita para as respostas Truck and Gottwald Guindaste. O guindaste de Gottwald induziu respostas significativamente maiores nas vigas e traves de piso em comparação com o caminhão totalmente carregado. Isso é visto na Figura 7 para os valores de deslocamento do estribo e na Figura 8 para os valores de deformação de stringer. A distribuição da carga lateral dessa estrutura foi examinada examinando-se os valores de deslocamento e de deformação da flange inferior para todas as vigas para as posições de caminhões que geraram respostas midspan máximas. A distribuição lateral aparente foi muito baixa nos dois períodos.

Isso pode ser devido ao fato de que os membros estruturais de Gottwald são muito longos e absorvem a maior parte do carregamento, e também o convés provavelmente seria flexível devido às cargas pontuais extremamente longas sendo aplicadas pelos caminhões carregados de contêineres e pelo móvel móvel de Gottwald. guindaste. Durante o processo de ensaio de carga, observou-se que as formas de permanência no local (SIP) foram esmagadas mais severamente na face interna das vigas principais.

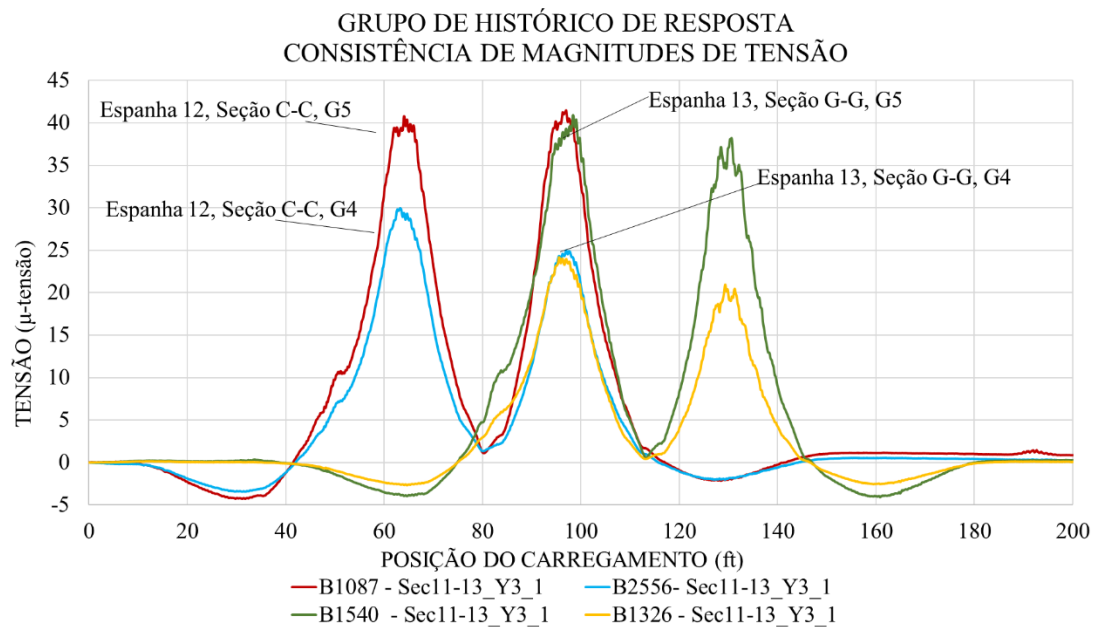


Figura 5. Magnitudes de tensão midspan consistentes registradas na seção "saudável".

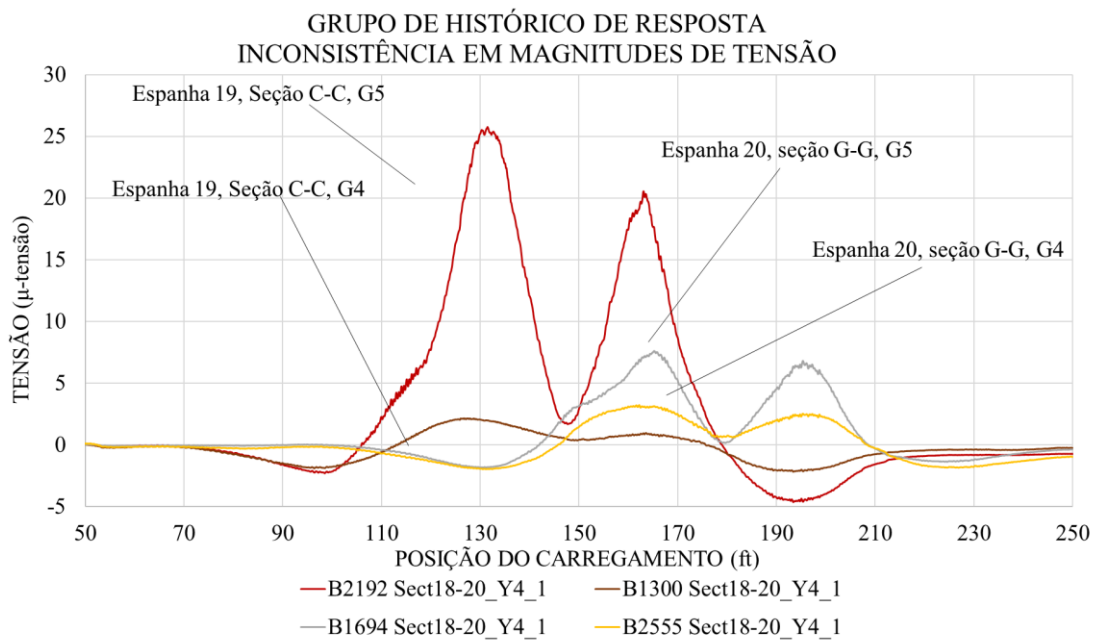


Figura 6. Magnitudes de tensão midspan inconsistentes registradas na seção "danificada".

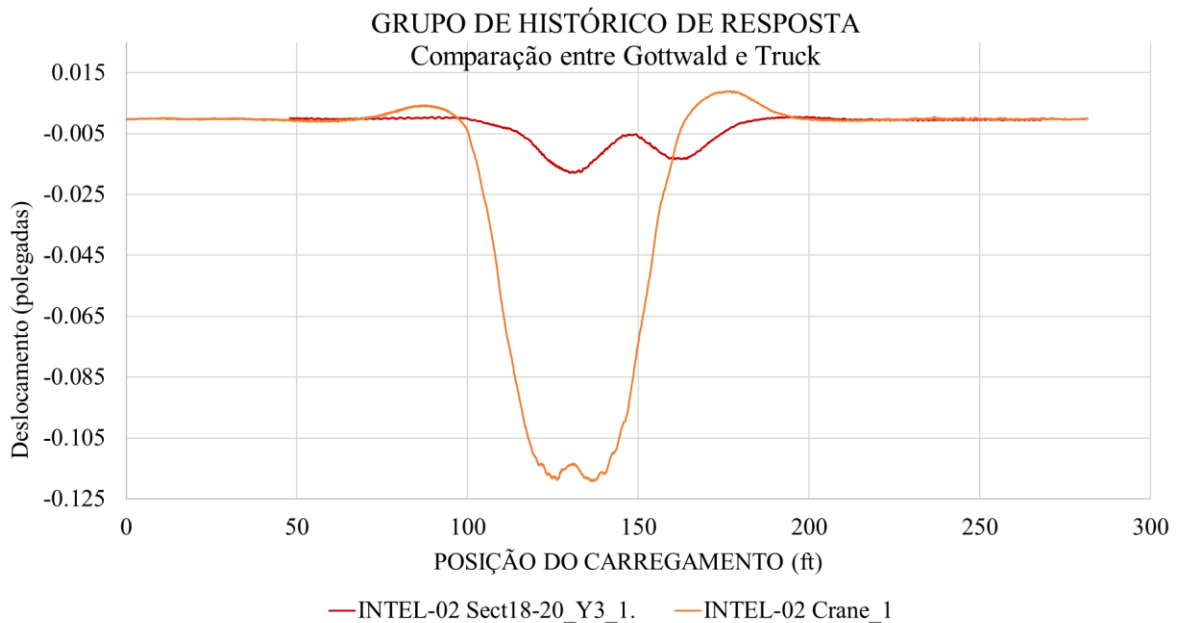


Figura 7. Deslocamento da longarina devido aos guindastes da Truck & Gottwald.

Isto pode ser devido ao fato dos trilhos do guindaste de pórtico serem deslocados para a face interna das vigas principais e ao fato de que os guindastes Gottwald carregam principalmente o convés e as amarras imediatamente adjacentes às vigas principais. Isso indicou que a laje nesses locais estava apenas transferindo carga em uma direção. Parecia que o carregamento do caminhão nas longarinas internas foi bastante transferido para as vigas principais, mas que a carga do guindaste não foi transferida para as longarinas internas como esperado. Este foi um fator importante no modelo. A distribuição da carga do guindaste para as longarinas interiores é ilustrada na Figura 9.

Como dito anteriormente, todos os dados de ensaio foram inicialmente processados e avaliados quanto à qualidade. Em seguida, um conjunto de dados de ensaio para cada caminho de caminhão foi selecionado por ter a melhor qualidade aparente. Esses dados selecionados foram então

usados para calibrar os modelos de elemento finito (FE) da estrutura, que por sua vez foram usados para produzir as classificações de carga.

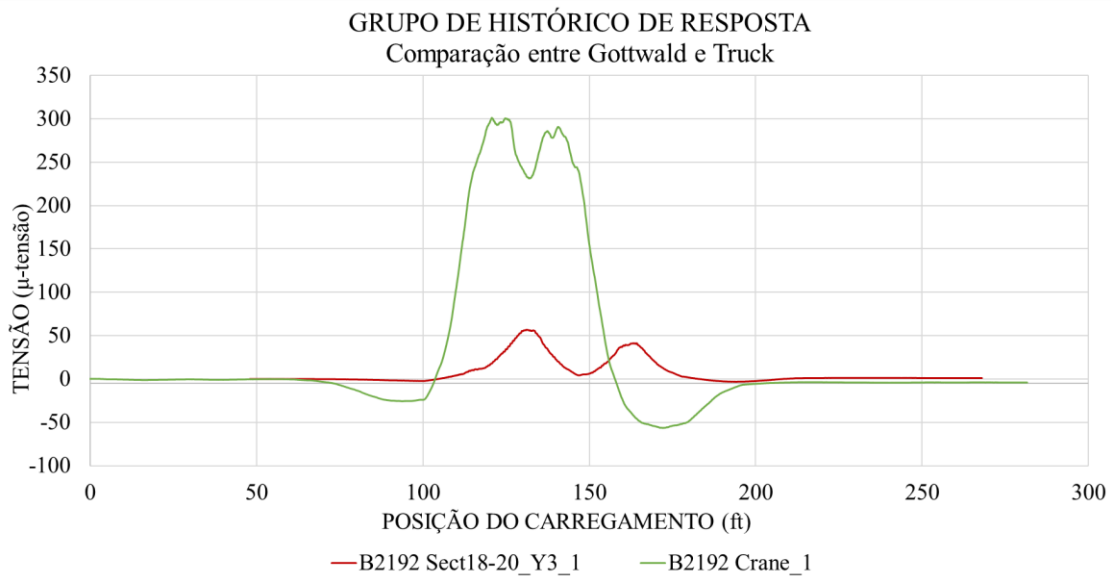


Figure 8. Tensão nas longarinas.

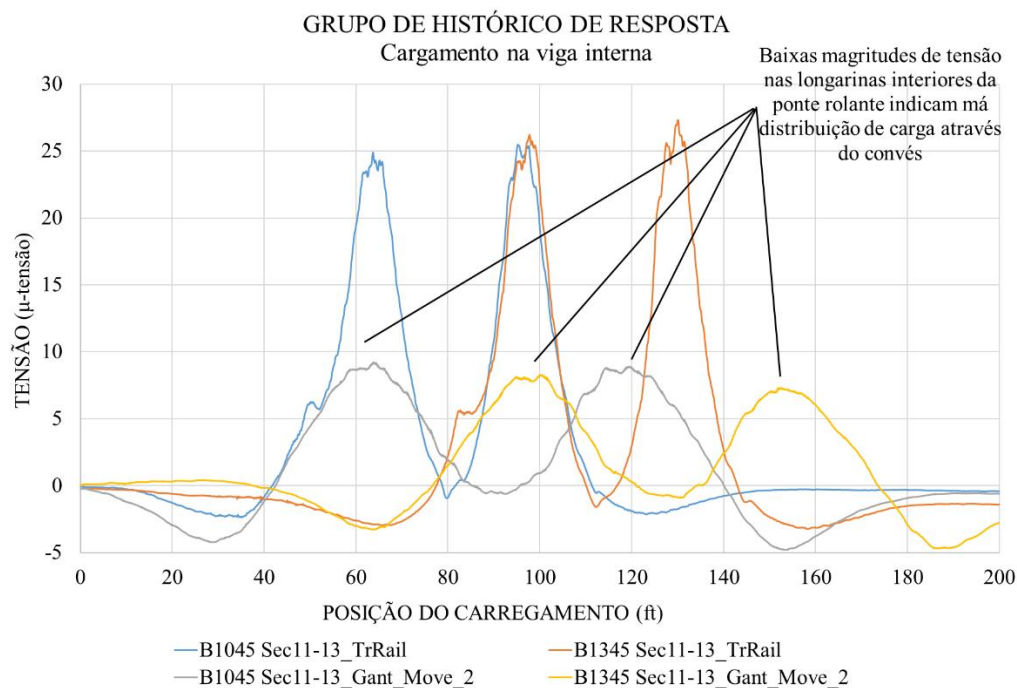


Figure 9. Distribuição da carga do guindaste para as longarinas internas.

3.2 Modelagem, Análises e Correlação entre Dados

As informações obtidas a partir da investigação preliminar dos resultados dos ensaios foram posteriormente utilizadas para verificar a precisão de um modelo de elementos finitos (Fig. 10). Os três métodos e achados dos procedimentos de modelagem de Elementos Finitos (FE) foram: Geração do Modelo de Elementos Finitos; Procedimentos de calibração do modelo e, finalmente, resultados de calibração do modelo.

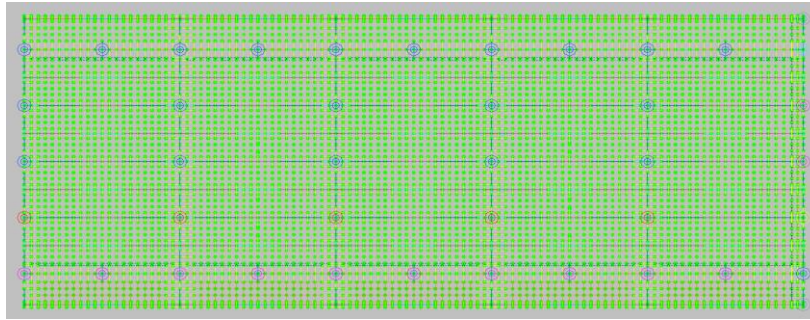


Figura 10. Modelo de elementos finitos da estrutura de cais avaliada.

Seguindo os procedimentos de otimização, o modelo “saudável” produziu um coeficiente de correlação médio de 0,9729, enquanto o modelo “danificado” produziu uma correlação média de 0,9704. Ambas as correlações podem ser consideradas como uma correspondência adequada para uma estrutura de R / C desse tipo. A Tabela 3 mostra os valores de precisão de parâmetros e modelos utilizados no modelo inicial e obtidos para os modelos finais. Esses valores foram determinados para estabelecer os iniciais como teóricos e os finais, ajustando-os aos resultados do modelo finito.

3.3 Resultados das Medidas de Carregamento

Uma vez que o modelo de elementos finitos foi calibrado para condições de campo, a análise de engenharia foi seguida para endereçar qualquer parâmetro otimizado que pudesse mudar com o tempo ou que pudesse não ser confiável com cargas pesadas ou danos adicionais. O Fator de Classificação de Carga foi determinado por uma fórmula baseada na capacidade de um determinado elemento, as cargas vivas e mortas aplicadas (e seus fatores correspondentes) e um efeito de impacto considerado. Sabe-se que um fator de classificação de carga maior que 1,0 indica que a capacidade de um membro excede as cargas aplicadas com os fatores desejados de segurança (AASHTO, 2002).

Um fator de classificação inferior a 1,0 indica que um membro estrutural é deficiente, de modo que um veículo ou carga específica não pode atravessar a ponte com o fator de segurança desejado. Um número próximo de 0.0 indica que a estrutura não pode carregar seu próprio peso morto e manter o fator de segurança desejado. O fator de classificação de componente mais baixo geralmente controla a classificação de carga de toda a estrutura. Como mencionado anteriormente, a equação de classificação especificada pelo AASHTO - Manual de Avaliação de Condições de Pontes foi aplicada (1).

3.3.1 Cálculos de capacidade

As capacidades de cisalhamento e momento foram calculadas para as longarinas R / C usando as Especificações de Projeto de Ponte AASHTO LRFD 5ª Edição - 2010 e os planos estruturais as-built fornecidos pela IMT. De acordo com os planos fornecidos, a força de rendimento da barra de reforço foi assumida como sendo de 4.200 kg / cm². A resistência à compressão do concreto foi estimada em 233 kg / cm² com base nos ensaios de compressão do cilindro realizados em amostras de concreto por IMT.

3.3.2 Procedimentos de classificação de carga

As classificações de carga foram realizadas no modelo calibrado de acordo com o método AASHTO LRFR. Os fatores de carga e resistência usados nos cálculos de classificação de carga são fornecidos na Tabela 4.

Várias combinações de veículos de carga também foram consideradas para classificação de carga. As combinações de carga foram baseadas em procedimentos operacionais normais e tentaram incluir outras combinações viáveis que podem ou não ser procedimentos operacionais “típicos”.

Havia 6 cenários específicos: um com o guindaste de pórtico sozinho, um com o guindaste de Gottwald por si só, um com o mesmo guindaste de Gottwald, mas estático, um com quatro caminhões de contêiner, um com o guindaste de pórtico e um caminhão, e o final um com o guindaste de pórtico e quatro caminhões.

3.3.3 Classificação dos carregamentos

A Tabela 5 mostra um resumo dos fatores de classificação de carga e respostas para os veículos de classificação de carga acima mencionados. Os fatores críticos de classificação de momento positivo ocorreram no midspan das vigas em T invertidas devido a uma quantidade insuficiente de aço de reforço com momento positivo. As classificações de momento negativo foram controladas nas extremidades dos perfis em T, mas ficaram um pouco abaixo de 1,0 para todas as classificações de inventário. As classificações críticas de cisalhamento foram controladas pela capacidade de suporte do flange das vigas em T invertidas para a falha do suspensor. O Fator de Classificação de Carga geral de controle para essa estrutura foi 0,20 produzido no momento positivo com o guindaste móvel Gottwald.

Tabela 3. Precisão do modelo e valores de parâmetros.

Parâmetro de modelagem	Valor do modelo inicial	Valor do modelo final
Módulo Efetivo (E [kg/cm ²])		
- Deck	225,000	35,150
- Deck adjacente às vigas T	225,000	17,580
- Deck adjacente às vigas TR-11	225,000	17,580 / 0
- TR-13 vigas em ½	225,000	81,275 / 60,960
- TR-13 vigas à ¼	225,000	220,400
- TR-13 inteiras	225,000	43,940
- TR-12 vigas em ½	225,000	142,510 / 106,870
- TR-12 vigas à ¼	225,000	220,400
- TR-12 inteiras	225,000	70,300
- TR-11 vigas em ½	225,000	101,900
- TR-11 beams at ends	225,000	109,700
- T- vigas em ½	225,000	89,150
- T- inteiras	225,000	256,600
Rigidez torcional Efetiva (J [cm ⁴])		
- Viga T invertida	69,960,000	52,208,000
Resistência Vertical nas vigas T, (Fz [kg/cm])		
- Molas interiores	1,597,000	1,160,800
- Molas intermediárias	1,597,000	803,600
- Molas externas	1,196,500	1,303,700
Parâmetros de Erro	Valor de modelo inicial, “Saudável/ Danificado”	Valor de modelo inicial, “Saudável/ Danificado”
Erro absoluto	95,515 / 35,500	33,000 / 29,600
Erro percentual	36.7% / 13.0%	5.6% / 12.1%
Erro de escala	2.9% / 4.3%	1.5% / 3.9%
Coefficiente médio de correlação	0.8973 / 0.9133	0.9729 / 0.9704

4. DISCUSSÃO

Análises foram feitas para cargas críticas e sua resposta para o momento positivo, para o momento negativo e para o cisalhamento. A maioria dos valores resultantes da classificação de carga estava abaixo de 1,0, o que significa que as cargas excederam as capacidades dos elementos. O fator crítico de carga e respostas para o momento positivo foi de 0,20 produzido pelo guindaste móvel de Gottwald. Para o momento negativo, a combinação do guindaste de pórtico com quatro caminhões de contêineres foi crítica com um fator de 0,94. O fator de classificação de carga crítica e as respostas de cisalhamento foram 0,50 com o guindaste de Gottwald, novamente, mas estático.

Em relação às deflexões, no geral, não houve muitas diferenças entre as seções “saudável” e “danificada”. Essas duas seções foram instrumentadas de forma idêntica e mostraram resultados ligeiramente diferentes, com uma deflexão de $-4,55 \times 10^{-2}$ cm na seção “danificada”.

Tabela 4. Fatores de carga e resistência aplicados.

Método de Avaliação	Descrição	Tipo de carregamento	Fator
AASHTO LRFR (Inventário)	Carga Morta - Estrutural	Todos os veículos	1.25
	Carga Viva	Gantry Guindaste (Design)	1.75
		Gottwald Guindaste (Legal)	1.40
		Trucks (Design)	1.75
	Fator de impacto	Gantry Guindaste (Design)	5%
		Gottwald Guindaste (Legal)	5%
Trucks (Design)		33%	
AASHTO LRFR (Operando)	Carga Morta - Estrutural	All Vehicles	1.25
	Carga Viva	Gantry Guindaste (Design)	1.35
		Gottwald Guindaste (Legal)	1.40
		Trucks (Design)	1.35
		Gantry Guindaste (Design)	5%
		Gottwald Guindaste (Legal)	5%
Trucks (Design)		33%	
AASHTO Fatores de Resistência	momento	N/A	0.90
	Cortante	N/A	0.90

Tabela 5. Fatores e pesos críticos de classificação de carga LRFR para cinco configurações de carga.

Veículo de Classificação	Resposta, localização	LRFR – Inventário		LRFR – Operando	
		RF	t	RF	t
Gantry Guindaste	+ Momento, TR – 11	0.86	399 (um lado)	1.11	515 (um lado)
Gottwald Guindaste	+ Momento, Viga T	0.20	72 (bruto)	0.20	72 (bruto)
Gottwald Guindaste Estático	Shear, Viga T	0.50	180 (bruto)	0.20	72 (bruto)
Caminhão Container	+ Momento, Viga T	0.55	12.8 (eixo duplo)	0.71	16.6 (eixo duplo)
Caminhão Container + Gantry Guindaste	+ Momento, Viga T	0.49	N/A	0.64	N/A

5. CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de prova de carga indicaram que o píer/cais estava funcionando de maneira linear-elástica, apesar de inconsistências nas magnitudes de resposta terem sido observadas na seção “danificada”. Muitas das vigas estruturais, especialmente as vigas T invertidas laterais, mostraram sinais de fragmentação de concreto bastante severa devido a uma expansão do aço de reforço (corroído). No entanto, esta é principalmente uma questão de manutenção e não tem um efeito importante na capacidade estrutural das seções até que haja perda significativa de aço devido à corrosão. Poderia ser assim possível que as grandes cargas aplicadas gerassem rachaduras por deformação, o que levaria a uma maior exposição do aço reforçado a íons corrosivos. Uma correlação saudável foi obtida pela análise após o processo de calibração, indicando ainda que todas as respostas estruturais eram lineares.

O fator crítico de classificação para este píer foi de 0,20 obtido com o guindaste móvel de Gottwald e foi controlado pelo momento positivo nas vigas em T invertidas transversais. É importante notar que a baixa classificação de carga se deve ao insuficiente momento positivo de reforço de aço no flange inferior das vigas em T invertidas. A avaliação não-destrutiva (NDE) deve ser realizada nas vigas em T invertidas para localizar e determinar a quantidade de aço que ainda permanece presente.

Vários outros componentes estruturais também apresentavam fatores de classificação inferiores a 1,0 para o guindaste móvel Gottwald. De fato, a capacidade de suporte de flange dos feixes de T invertidos produziu apenas fatores de classificação ligeiramente melhores a 0,50, e a capacidade de midspan momento dos feixes de TR-13 foi de apenas 0,75. Como conseqüência, considerações técnicas cuidadosas devem ser seguidas, uma vez que estes resultados sugerem que a remoção do guindaste das operações normais deve ser considerada até que os membros deficientes ou danificados sejam suficientemente fortalecidos (para aumentar sua capacidade de carga). O fortalecimento de todos os membros insuficientes pode ser uma opção viável, uma vez que os componentes fracos estão relativamente isolados; no entanto, ainda é recomendado que a EQM seja realizada primeiro para verificar se as capacidades usadas para classificação de carga estavam de fato corretas com base no aço atual presente nos membros. No mínimo, devem ser tomadas medidas para que o guindaste de Gottwald nunca seja colocado dentro de uma extensão do guindaste de pórtico.

As futuras inspeções devem focar a escalada das fissuras de momento nas vigas em T invertidas transversais e nas longarinas. Além disso, deve-se prestar muita atenção às áreas de apoio de flange das vigas em T invertidas e aos sinais de falha associados às bordas dos feixes.

Os fatores de classificação de carga e as conclusões apresentadas neste relatório são fornecidos como recomendações com base no comportamento e na condição de resposta da estrutura no momento do ensaio de carga. Degradação estrutural adicional deve ser considerada em avaliações de carga futuras.

6. AGRADECIMENTOS

Esta investigação foi financiada pelo Instituto Mexicano del Transporte. A ajuda de M. Balancan-Zapata durante a pesquisa de danos e o ensaio de carga na estrutura do píer também é reconhecida. As conclusões e opiniões desta publicação são de responsabilidade dos autores e não necessariamente das organizações patrocinadoras.

7. REFERENCIAS

Torres Acosta, A. A., Castro Borges, P., Martínez Madrid, M. (2008), “*Reporte final del Proyecto núm. EE 04/08: Inspección y evaluación por durabilidad de los muelles 6 y 7 de la*

terminal remota de la API Progreso”, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro, México, diciembre.

Günter, S., Schütze, M., Hays, G. F., Burns, W., Han, En-H., Pourbaix, A., Jacobson, G. (2009), "*Global Needs for Knowledge Dissemination, Research, and Development in Materials Deterioration and Corrosion Control*," World Corrosion Organization, Worldwide rights reserved.

Hays, G. F., "*Now is the Time*," World Corrosion Organization, <http://www.corrosion.org/>

Kennedy Space Center, *Corrosion Technology Laboratory*, NASA Privacy Statement, Disclaimer, and Accessibility Certification, Florida. (<http://corrosion.ksc.nasa.gov/corincon.htm>)

Broomfield, J. P. (1997). *Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair*.

Torres Acosta, A. A. (2012). "*Project No. EE 05/12 Informe Final: Inspección Preliminar de la Infraestructura del Muelle en 13 Puertos Federales Mexicanos*" Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro, México, May.

AASHTO (2002) "*AASHTO Manual for the Condition Evaluation of Bridges*" American Association of State Highway and Transportation Officials.

Bridge Diagnostics, Inc. (2012). *Integrated approach to Load Testing*, Bridge Diagnostics, Inc.