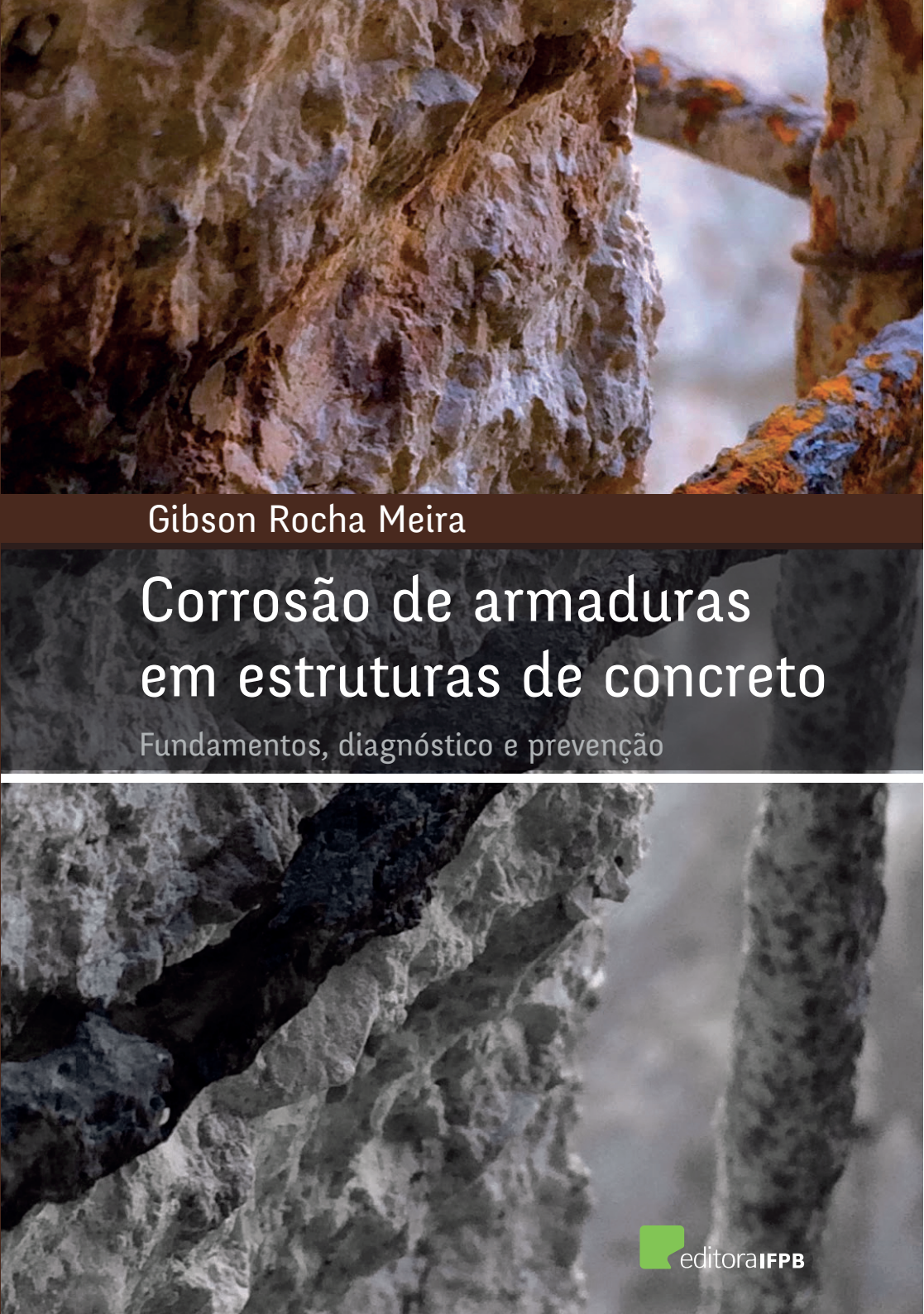




Gibson Rocha Meira

Corrosão de armaduras em estruturas de concreto

Fundamentos, diagnóstico e prevenção

Gibson Rocha Meira

Corrosão de armaduras em estruturas de concreto

Fundamentos, Diagnóstico e Prevenção



JOÃO PESSOA, 2017

As informações contidas neste livro são de inteira responsabilidade do autor.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Nilo Peçanha do IFPB, Campus João Pessoa

M514c Meira, Gibson Rocha.

Corrosão de armaduras em estruturas de concreto : fundamentos,
diagnóstico e prevenção / Gibson Rocha Meira. – João Pessoa : IFPB,
2017.

130 p. : il.

ISBN 978-85-63406-62-0

1. Corrosão. 2. Corrosão de armaduras. 3. Estruturas de concreto. I. Título.

CDU 620.193

*A meus pais, Expedito (in memoriam) e Nelita,
pelo esforço em educar todos os seus filhos.*

Copyright © 2017 Gibson Rocha Meira

PRESIDENTE DA REPÚBLICA

Michel Miguel Elias Temer Lulia

MINISTRO DA EDUCAÇÃO

José Mendonça Bezerra Filho

SECRETÁRIO DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA

Eline Neves Braga Nascimento

REITOR DO INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLÓGICA DA PARAÍBA

Cícero Nicácio do Nascimento Lopes

PRÓ-REITORA DE ENSINO

Mary Roberta Meira Marinho

PRÓ-REITORA DE PESQUISA, INOVAÇÃO E PÓS-GRADUAÇÃO

Francilda Araújo Inácio

PRÓ-REITOR DE DESENVOLVIMENTO INSTITUCIONAL E INTERIORIZAÇÃO

Manoel Pereira de Macedo

PRÓ-REITORA DE EXTENSÃO

Vânia Maria de Medeiros

PRÓ-REITOR DE ADMINISTRAÇÃO E PLANEJAMENTO

Marcos Vicente dos Santos

DIRETOR EXECUTIVO

Carlos Danilo Miranda Regis

CAPA

Adino Bandeira

PROJETO GRÁFICO E DIAGRAMAÇÃO

Breno Lopes

Kézia Lucena

REVISÃO DE TEXTO

Luciana Cabral Farias

GRÁFICA

São Mateus

“Feliz é aquele que transfere o que sabe e aprende o que ensina.”
(Cora Coralina)

APRESENTAÇÃO

O meu primeiro contato com o tema “corrosão de armaduras em estruturas de concreto” remonta à segunda metade da década de 1990, quando pude ter acesso a algumas publicações nacionais pioneiras sobre o tema e interagir com profissionais da área. No início desse novo século, havendo decidido desenvolver minha tese de doutorado nessa área, tive a honra e o prazer de conhecer e trabalhar com a pesquisadora Carmen Andrade e sua equipe, no Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc), em Madri, Espanha.

Essa convivência, que perdura até os dias atuais, aliada à minha relação com o tema nas disciplinas que leciono no Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB) e no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), bem como com as atividades de pesquisa que desenvolvo nas duas instituições, foram, seguramente, os grandes motores para escrever essa obra.

Considerando que o processo de corrosão de armaduras em estruturas de concreto tem uma etapa inicial – na qual os agentes agressivos são transportados para o interior do concreto, produzindo alterações nas condições circundantes da armadura e a sua consequente despassivação, para que, em seguida, haja a ativação de uma célula eletroquímica de corrosão e a posterior propagação da corrosão –, esta obra está concebida segundo essa estrutura de etapas, em seis capítulos.

O Capítulo 1 compreende uma introdução ao tema, com a apresentação de um cenário que destaca a importância de trabalhos sobre corrosão de armaduras em estruturas de concreto e conceitos básicos que servem de suporte para os capítulos que se seguem.

O Capítulo 2 trata dos fenômenos de passivação e despassivação da armadura, sob o olhar da corrosão como um fenômeno que envolve uma fase de iniciação e outra de propagação. Uma discussão atualizada sobre o teor crítico de cloretos também é apresentada.

O Capítulo 3 versa sobre os fatores que afetam o período de iniciação da corrosão, com foco tanto nas características ambientais como no material e na interação entre ambos.

O Capítulo 4 aborda os fatores que afetam o período de propagação da corrosão, seguindo um olhar semelhante ao capítulo anterior.

O Capítulo 5 apresenta algumas técnicas amplamente empregadas na avaliação da corrosão, quer sejam elas focadas no concreto ou focadas diretamente na armadura.

Por fim, o Capítulo 6 apresenta medidas de prevenção contra a corrosão de armaduras em estruturas de concreto, sejam elas de aplicação sobre o concreto ou sobre a armadura.

Não é objetivo deste livro fazer uma discussão completa de todos os temas aqui apresentados, mas fazer uma abordagem que permita ao leitor obter informações importantes sobre os temas objeto desta obra, com uma boa conexão com a literatura. Nesse sentido, é uma bibliografia que se apresenta como apoio àqueles que estão efetuando os seus primeiros contatos com o tema.

Gibson Rocha Meira

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 13

1.1 Cenário mundial e local em relação à corrosão em estruturas de concreto.....	13
1.2 Conceito de corrosão.....	14
1.3 Natureza do processo de corrosão.....	16
1.4 Forma de apresentação e tipos de corrosão.....	18
Testando o seu conhecimento.....	21

REFERÊNCIAS 22

2. BASES DO FENÔMENO DA CORROSÃO COM ÊNFASE EM ARMADURAS PARA CONCRETO 25

2.1 O fenômeno da passivação.....	25
2.2 Iniciação da corrosão em função da carbonatação do concreto.....	27
2.3 Iniciação da corrosão a partir da ação dos íons cloreto.....	31
2.4 A corrosão segundo o modelo de vida útil de Tuutti.....	33
2.5 Teor crítico de cloretos.....	34
Testando o seu conhecimento.....	43

REFERÊNCIAS 44

3. FATORES QUE AFETAM O PERÍODO DE INICIAÇÃO DA CORROSÃO **49**

3.1 Comentários iniciais.....	49
3.2 Concentração do agente agressivo no ambiente.....	49
3.3 Características do concreto.....	52
3.3.1 Porosidade.....	52
3.3.2 Potencial alcalino.....	58
3.3.3 Capacidade de fixação de cloretos na matriz cimentícia.....	59
3.4 Condição de interação ambiente-estrutura.....	59
3.4.1 Influência da umidade ambiental.....	60
3.4.2 Influência das condições de contato com o agente agressivo.....	64
Testando o seu conhecimento.....	66

REFERÊNCIAS **67**

4. FATORES QUE AFETAM O PERÍODO DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO **69**

4.1 Comentários iniciais.....	69
4.2 Influência da quantidade de água nos poros do concreto.....	69
4.3 Influência da temperatura.....	70

4.4 Influência da disponibilidade de oxigênio.....	71
Testando o seu conhecimento.....	73

REFERÊNCIAS 74

5. TÉCNICAS EMPREGADAS NA AVALIAÇÃO E DIAGNÓSTICO DA CORROSÃO DE ARMADURAS 75

5.1 Comentários iniciais.....	75
5.2 Medida do potencial de corrosão.....	78
5.3 Medida da resistividade superficial do concreto.....	81
5.4 Medida da velocidade de corrosão.....	84
5.5 Medida da profundidade de carbonatação.....	87
5.6 Medida da concentração de cloretos.....	91
Testando o seu conhecimento.....	95

REFERÊNCIAS 97

6. MÉTODOS PARA PREVENÇÃO DA CORROSÃO DE ARMADURAS 99

6.1 Comentários iniciais.....	99
6.2 Métodos de aplicação sobre o concreto.....	99
6.2.1 Tratamentos superficiais.....	99

6.2.2 Inibidores de corrosão.....	101
6.3 Métodos de aplicação sobre as armaduras.....	104
6.3.1 Tratamentos superficiais de proteção.....	105
6.3.1.1 Pintura epóxi.....	105
6.3.1.2 Galvanização da armadura.....	106
6.3.2 Armaduras especiais.....	108
6.3.2.1 Armaduras em aço inoxidável.....	108
6.3.2.2 Armaduras não metálicas.....	111
6.3.3 Proteção catódica como técnica de prevenção ou proteção posterior.....	113
6.3.3.1 Proteção catódica por ânodos de sacrifício.....	113
6.3.3.2 Proteção catódica por corrente impressa.....	116
Testando o seu conhecimento.....	120
REFERÊNCIAS	122

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Cenário mundial e local em relação à corrosão em estruturas de concreto

A degradação de estruturas de concreto devido ao problema da corrosão é algo que afeta a construção civil em todo o mundo, com repercussões em função do volume de casos registrados, da precocidade com que ocorrem, bem como do montante de recursos envolvidos.

No cenário internacional, estudos como o de Hadley (1948), realizado na costa do pacífico nos Estados Unidos, na primeira metade do século XX, mostram estruturas marítimas, com idade entre 20 e 30 anos, com elevado grau de deterioração, demonstrando que esse problema remonta a muitos anos atrás. Chandra, Cederwall e Nilsson (1994), em estudo realizado na Suécia, apresentam vários casos de deterioração de pontes, destacando a ponte de Öland, a qual, com pouco mais de 20 anos de construção, teve 112 dos 154 pilares reparados. GjØrv (1994), que fez um histórico das obras da Noruega, especificamente tratando de construções portuárias, pontes em zona costeira e estruturas “off-shore”, mostra diversos casos de deterioração prematura destas. Os casos mais graves referiam-se às pontes. De um total de 320, cerca de 25% apresentavam extensas zonas deterioradas por corrosão de armaduras, sendo, muitos desses casos, obras com menos de 25 anos, entre os quais um que se referia a uma ponte com cerca de dez anos. Em estudo realizado pelo Grupo Espanhol do Concreto – GEHO (1992), a deterioração de estruturas decorrente da corrosão de armaduras também ocupou posição de destaque no que diz respeito ao número de incidências, bem como em relação à precocidade com que ocorrem.

No cenário nacional, a problemática da deterioração de estruturas de concreto, devido à corrosão de armaduras, se estende por

todo o território nacional, embora as zonas costeiras despertem maior preocupação. Nesse sentido, vários são os estudos que demonstram esse comportamento. Na região Norte, Aranha (1994) observou que 46% das manifestações patológicas se referiam à corrosão de armaduras. No Nordeste, especificamente em Recife, Andrade (1997) chegou a percentuais de 64%. No Centro-Oeste, Nince e Clímaco (1996) observaram que 30% das incidências se referiam à corrosão de armaduras, assemelhando-se ao valor apresentado por Carmona e Marega (1988) para a região Sudeste. Por fim, na região Sul, Dal Molin (1988) chegou ao patamar de 40% das manifestações patológicas.

Do ponto de vista econômico, os custos de manutenção envolvidos são bastante significativos. Frangopol, Lin e Estes (1997) destacam que os gastos com manutenção das estruturas de 600.000 pontes rodoviárias nos Estados Unidos representam despesas anuais de manutenção da ordem de 5 bilhões de dólares. Chandra, Cederwall e Nilsson (1994) apresentam valores anuais de 55 milhões de dólares para a manutenção de 9.500 pontes na Suécia. Andrade e González (1981) destacam que as perdas, devido ao fenômeno da corrosão, podem ser da ordem de 1,25 a 3,5% do Produto Interno Bruto (PIB) de países em desenvolvimento.

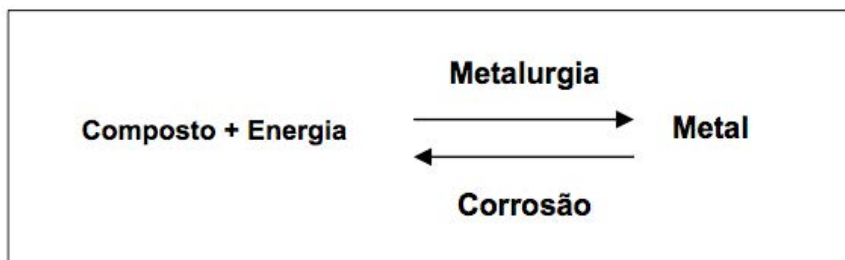
Ainda dentro dessa visão dos custos, é importante destacar que estes excedem os limites diretamente envolvidos nas atividades de manutenção e têm os seus valores potencializados em função do momento em que é realizada a intervenção. Nesse sentido, Meira e Padaratz (2002) observaram que os custos de uma única intervenção realizada na estrutura de um edifício com significativo grau de deterioração foi da ordem de 40% dos custos de execução da parcela da estrutura atacada. No entanto, esse percentual assumiria valores ainda maiores com as perdas dos materiais removidos.

1.2 Conceito de corrosão

A corrosão pode ser vista como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente, aliada ou não a esforços mecânicos. Em alguns casos, a

corrosão pode ser vista como o inverso do processo metalúrgico, em que o produto da corrosão de um metal é bem semelhante ao minério do qual é originalmente extraído (GENTIL, 1996). Como o metal obtido encontra-se em um nível energético superior ao composto que lhe deu origem, há uma tendência de que o metal retorne à condição de compostos, em um processo inverso ao metalúrgico, liberando energia para o meio ambiente (Figura 1).

Figura 1 – O processo de corrosão como o inverso do processo metalúrgico



Fonte: Gentil (1996).

Andrade (1988) expõe que os metais encontram-se, em geral, na natureza, formando compostos com outros elementos. Para utilizá-los, é necessário extraí-los mediante um processo de redução, no qual lhes é passada certa quantidade de energia. O processo inverso é a oxidação, que libera energia e provoca a destruição paulatina do metal. Com uma visão um pouco mais refinada sobre o tema, Panossian (1993) define a corrosão como sendo a transformação de um metal em íon metálico pela sua interação química ou eletroquímica com o meio em que se encontra.

Essas definições, apesar das suas diferenças, podem ser aplicadas ao caso das armaduras empregadas no concreto armado, uma vez que há, inicialmente, uma liberação de íons metálicos e, posteriormente, uma formação de produtos de corrosão de ferro semelhante à que se tinha no estado original.

1.3 Natureza do processo de corrosão

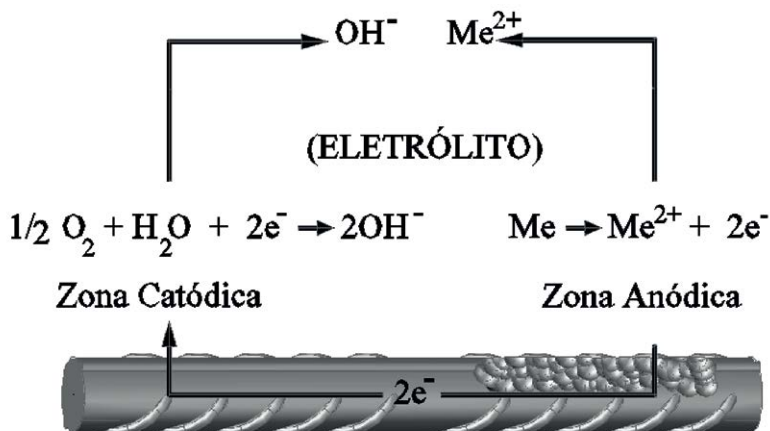
O processo de corrosão, segundo a sua natureza, pode assumir duas formas: corrosão química ou corrosão eletroquímica.

Na corrosão química, o metal interage diretamente com os gases do meio, formando os produtos de corrosão (GENTIL, 1996). No entanto, esse tipo de corrosão é pouco importante para as obras civis, uma vez que, normalmente, esse processo é lento e os óxidos formados criam uma película sobre o metal, que reduz, ainda mais, a velocidade das reações. Esse tipo de corrosão assume maior significado a altas temperaturas. A formação da carepa de laminação no processo siderúrgico é um exemplo de corrosão química, em que o aço, a altas temperaturas, reage com o oxigênio do meio ambiente, formando uma película de óxidos, compacta, uniforme e pouco permeável (HELENE, 1993).

A corrosão eletroquímica é a mais importante para as obras civis, uma vez que é a que ocorre nas estruturas de concreto armado e pode atingir graus de deterioração bastante significativos. Nesse tipo de corrosão, há sempre uma reação de oxidação e outra de redução e a circulação de íons através de um eletrólito (ANDRADE, 1988). Na reação de oxidação, o metal libera elétrons, que migram através deste, reagindo em outro lugar para produzir a redução de outra substância, que no caso do concreto armado é o oxigênio.

Assim, a corrosão eletroquímica pressupõe a formação de uma pilha eletroquímica, existindo: a presença de um ânodo que se caracteriza pela passagem do material do estado metálico para o estado iônico (oxidação); um cátodo, onde são consumidos os elétrons gerados na região anódica (redução); uma diferença de potencial entre ambos, sendo o ânodo de potencial mais eletronegativo; uma ligação metálica entre o ânodo e o cátodo, que pode ser caracterizada pelo mesmo material metálico; e uma ligação externa caracterizada pela condução iônica através do eletrólito. A Figura 2 representa esse fenômeno e expõe as reações parciais que se processam nas regiões anódica e catódica, características de um meio alcalino como o concreto.

Figura 2 – Representação de uma pilha de corrosão com um mesmo metal



Fonte: Autoria própria.

A equação da direita representa as reações parciais de dissolução do metal (oxidação). A equação da esquerda representa as reações parciais catódicas, as quais são caracterizadas pelo consumo dos elétrons produzidos na área anódica. O conjunto dessas reações é que representa o processo completo de corrosão eletroquímica e o controle de qualquer das reações parciais representa um controle sobre o processo de corrosão.

O eletrólito integrante da pilha eletroquímica tem especial importância sobre o processo de corrosão instalado. A maior presença de eletrólito facilita a passagem de uma maior corrente iônica, acelerando o processo de corrosão. De modo contrário, a presença de pouco eletrólito aumenta a resistividade do sistema, reduzindo a velocidade de corrosão. Considerando o eletrólito presente nos poros do concreto, essa avaliação ocorre de modo semelhante, ou seja, o concreto em ambientes de baixa umidade relativa dificulta o processo de corrosão da armadura por carência de eletrólito, enquanto que em ambientes de elevada umidade o processo pode ser acelerado.

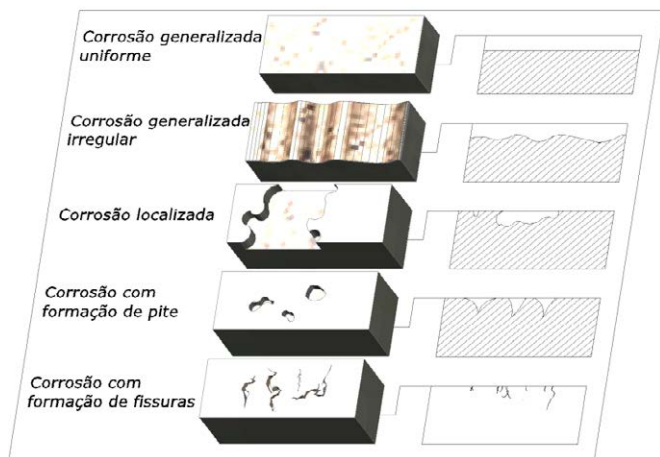
Por outro lado, a presença de oxigênio na região catódica tem papel importante nas reações de redução. A carência de oxigênio

provoca uma diminuição na cinética das reações de redução, controlando a velocidade de oxidação do metal em função da velocidade com que os elétrons gerados na zona anódica são consumidos na zona catódica (Figura 2). Nesse caso, tem-se um controle catódico do processo de corrosão pela carência de oxigênio.

1.4 Forma de apresentação e tipos de corrosão

A corrosão pode se apresentar de forma generalizada ou localizada. Na corrosão generalizada, o desgaste do material ocorre de forma mais ou menos uniforme e atinge extensas áreas do metal. Na corrosão localizada, o desgaste se processa em uma superfície limitada e, em geral, tende a se aprofundar de modo mais rápido do que em um processo de corrosão generalizada. Essas expressões da corrosão podem sofrer algumas variações morfológicas quando analisadas em maior profundidade, podendo assumir, entre outras formas, aparência superficial uniforme ou irregular, com a formação de pites ou com a formação de fissuras, conforme expõe a Figura 3 (FELIÚ, 1984).

Figura 3 – Tipos de corrosão



Fonte: Feliú (1984).

Na *corrosão generalizada* o ataque é produzido em uma grande superfície do metal, na qual existem inúmeros ânodos e cátodos,

formando micropilhas que mudam a todo tempo. Nesse caso, a perda de seção pode ser uniforme ou irregular.

Na *corrosão localizada* ocorre um ataque intermediário entre a corrosão uniforme e a corrosão por pites. O ataque se produz em zonas mais ou menos extensas do material, as quais, por diferentes razões, são anódicas em relação às demais. Um dos motivos para que isso ocorra pode ser a mudança ou heterogeneidade na composição química do material ou do eletrólito que o circunda.

Na *corrosão por pites*, o ataque se produz em zonas discretas do material, as quais são mais ativas do que o resto da superfície. Esse tipo de corrosão é comum no caso da ação de contaminantes que têm a propriedade de romper a capa passiva em pontos específicos, como é o caso dos cloretos.

Na *corrosão com formação de fissuras*, além das condições propícias para a corrosão, o metal se encontra submetido a tensões importantes de tração. Nesse caso, surgem fissuras no material que se propagam na direção transversal à carga, produzindo rupturas com níveis baixos de tensão.

No caso da corrosão em estruturas de concreto armado, as formas mais comuns são a corrosão generalizada irregular (Figura 4a) e a corrosão puntiforme ou por pites (Figura 4b). O primeiro caso está relacionado à corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto, que atua na forma de uma frente e desencadeia a corrosão ao longo de uma superfície extensa do metal. O segundo caso está relacionado à corrosão desencadeada pela ação dos íons cloreto, com ação localizada em relação à ruptura da capa passiva do metal (ver Capítulo 2). No caso de estruturas protendidas, pode ocorrer o que se chama de corrosão sob tensão, na qual a associação das ações eletroquímicas com as mecânicas favorece o surgimento de fissuras no metal (corrosão com fissuração).

Figura 4 – Aparência superficial da corrosão generalizada desencadeada pela carbonatação do concreto (a) e da corrosão puntiforme desencadeada pela ação dos íons cloreto (b)



Fonte: Arquivo pessoal do autor.

TESTANDO O SEU CONHECIMENTO

1. Contextualize o problema da corrosão de armaduras em estruturas de concreto no cenário mundial e nacional.
2. Descreva o processo de corrosão como o inverso de um processo metalúrgico.
3. Discuta o funcionamento de uma pilha eletroquímica, com os seus diversos elementos integrantes.
4. Descreva os seguintes tipos de corrosão: generalizada irregular e localizada por pites.
5. Em que situações pode ocorrer a corrosão com formação de fissuras?

REFERÊNCIAS

ANDRADE, C.; GONZÁLEZ, J. A. Técnicas electroquímicas cuali y cunatitativas para medir los efectos de las adiciones sobre la corrosión de las armaduras. **Materiales de Construcción**, n. 182, p. 69-78, 1981.

ANDRADE, C. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras**. Madrid: CSIC/IETcc, 1988. 122 p.

ANDRADE, J. J. de O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. 1997. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ARANHA, P. M. S. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região amazônica**. 1994. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

CARMONA, A.; MAREGA, A. **Retrospectiva da patologia no Brasil – estudo estatístico**. Colloquia'88 (Jornada en Español y Portugués sobre estructuras y materiales), Madrid, 1988, p. 101-123.

CHANDRA, S.; CEDERWALL, K.; NILSSON, I. H. E. Durability problems in Swedish concrete bridges - case studies. In: P.K. METHA SYMPOSIUM ON DURABILITY OF CONCRETE, 1994, Nice. **Proceedings ...** Nice: ACI, 1994, p. 223-241.

DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul**. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

FRANGOPOL, D. M.; LIN, K-Y; ESTES, A. C. Life-cycle cost design of deteriorating structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 123, n. 10, p. 1390-1401, 1997.

FELIÚ, S. Principios de corrosión electroquímica y tipos de ataque. In: FERNÁNDEZ, J. A. G. (Ed.). **Teoría y práctica de la lucha contra la corrosión**. Madrid: CSIC, 1984. p. 10 – 44.

GEHO. **Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón**. Madrid: Grupo Español del Hormigón, 1992. n. 10.

GENTIL, V. **Corrosão**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 345 p.

GJØRV, Odd E. Steel corrosion in concrete structures exposed to Norwegian marine environment. In: P. K. Mehta simposiun on durability of concrete (Edited by Khayat and Aïctin, 1994: Nice-France). **Proceedings ... Nice, 1994**. p. 243-261.

HADLEY, H. M. **Concreto em água do mar** - necessária revisão de ponto de vista. São Paulo, ABCP, 1948.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1993. 231 p.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, I.J. Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 9., 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ANTAC, 2002. p. 1425-1432.

NINCE, A. A.; CLÍMACO, J. C. T. S. Levantamento de dados sobre deterioração de estruturas na região centro-oeste do Brasil. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES (1996: Florianópolis). **Proceedings...** Florianópolis: UFSC, 1996. p. 414-424.

PANOSSIAN, Z. **Corrosão e proteção contra corrosão em equipamentos e estruturas metálicas**. São Paulo: IPT, 1993. v. 1. 280 p.

CAPÍTULO 2

BASES DO FENÔMENO DA CORROSÃO COM ÊNFASE EM ARMADURAS PARA CONCRETO

2.1 O fenômeno da passivação

O concreto representa uma dupla proteção para a armadura: uma proteção física, que separa o aço do meio externo; e uma proteção química, em função do seu elevado pH, o qual contribui para a formação e estabilidade da capa passiva que protege a armadura de corrosão futura.

A princípio, pensava-se que a alta alcalinidade do meio se devia à presença do hidróxido de cálcio, resultante das reações de hidratação do cimento. No entanto, com o tempo, verificou-se que o elevado pH da solução dos poros do concreto deve-se, principalmente, aos hidróxidos de sódio e potássio (ANDRADE; PAGE, 1986). O uso crescente de adições nos concretos atuais tem favorecido uma redução de alcalinidade dessa solução sem, contudo, comprometer a estabilidade da película de passivação (HÄRDTL; SCHIESSL; WIENS, 1994).

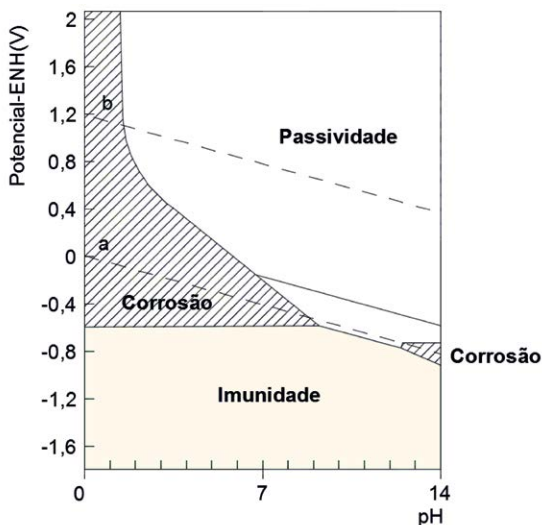
O filme passivo é formado a partir de uma rápida e extensa reação eletroquímica, que gera produtos de corrosão agrupados em uma fina camada aderida à superfície do aço (POURBAIX, 1987). A composição química desse filme ainda é objeto de discussão. Uma das teorias considera uma camada mais interna com a presença de magnetita e outra camada mais externa formada de óxidos férricos (NAGAYAMA; COHEN, 1962 *apud* ALONSO *et al.*, 2010). Considerando sua elevada compacidade e mantida sua estabilidade, esse filme contribui para taxas de corrosão desprezíveis, sem maiores consequências a longo prazo.

A proteção da película de passivação é garantida pela alta alcalinidade do meio e pelo adequado potencial eletroquímico da armadura, conforme pode-se observar no diagrama de equilíbrio

termodinâmico de Pourbaix (Figura 5). Esse diagrama mostra três condições distintas para a armadura: corrosão, passivação e imunidade, as quais são definidas em função do pH do meio e do potencial eletroquímico da armadura. A Figura 5 representa essas condições para o ferro em meio aquoso.

A região de imunidade do diagrama é aquela onde o metal não sofre corrosão, independente do pH do meio. É para essa região que as armaduras são conduzidas artificialmente quando se aplica a proteção catódica. A região de passivação é aquela onde as reações que ocorrem são as de formação da película de passivação (POURBAIX, 1987). Isso é o que ocorre com o aço no interior do concreto. Depois da formação da película de passivação, essa passa a proteger a armadura de corrosão futura, enquanto o pH se mantiver elevado. Nessa região, a corrosão não é exatamente nula, mas é tão baixa que o metal tem a aparência de manter-se inalterado (ANDRADE, 1988). A região de corrosão é aquela onde as condições termodinâmicas são as necessárias para que o aço possa corroer-se.

Figura 5 – Diagrama de equilíbrio termodinâmico, potencial versus pH, para o sistema Fe – H₂O a 25°C



Fonte: Pourbaix (1974).

O diagrama de Pourbaix é uma ferramenta de grande utilidade no estudo da corrosão, informando sobre as condições de equilíbrio termodinâmico do metal. Contudo, esse diagrama não dá informações sobre a cinética da corrosão, a qual depende de outras variáveis discutidas ao longo do Capítulo 4.

A perda de estabilidade da película de passivação dá condições para que o processo de corrosão se inicie, o que, em geral, ocorre em função da penetração de substâncias agressivas, conforme se identifica nos pontos a seguir, como os principais mecanismos de despassivação da armadura em estruturas de concreto (BAKKER, 1988):

- Carbonatação do concreto de cobrimento, o que diminui o pH do meio circundante da armadura para níveis em que a passivação da armadura não é capaz de ser mantida.
- Presença de íons cloreto em quantidade suficiente para romper a capa passiva de forma localizada e consistente.
- A combinação dos dois processos anteriormente identificados.

Como pode ser observado, a capa de cobrimento da armadura tem um papel importante na sua proteção. Além de representar uma proteção química, devido ao seu elevado pH, desempenha um papel de proteção física, pelo fato de representar uma espessura de concreto através da qual os agentes agressivos devem passar até chegar ao nível da armadura. Um cobrimento de boa qualidade, com baixa porosidade, além de dificultar o transporte de agentes agressivos através deste, diminui a disponibilidade de água e oxigênio, os quais são indispensáveis para que a corrosão eletroquímica se processe (SHIESSL; BAKKER, 1988).

2.2 Iniciação da corrosão em função da carbonatação do concreto

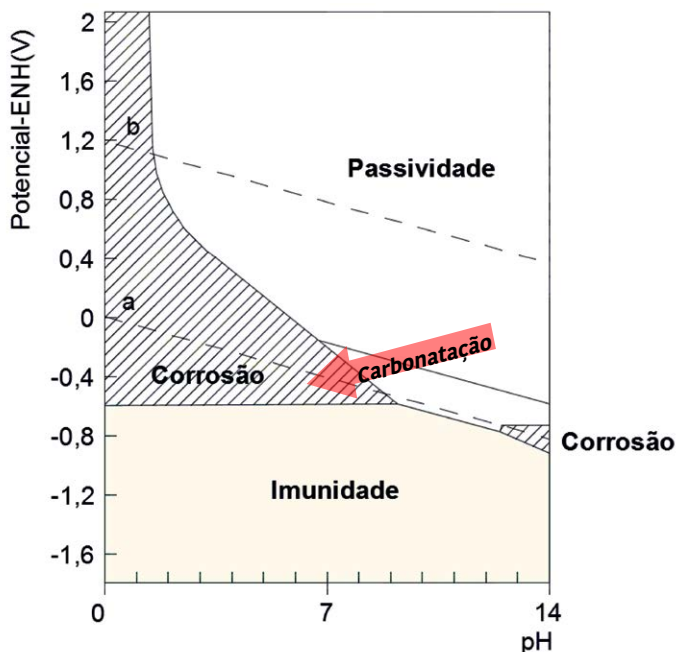
Para pHs da solução dos poros do concreto acima de 11,5, a estabilidade da película de passivação se mantém inalterada e o processo de corrosão não se instala. Com o uso crescente das adições pozolânicas, incorporadas ao cimento ou diretamente à dosagem do concreto, o pH da

solução dos poros tem diminuído, sem contudo atingir níveis que comprometam a estabilidade da película de passivação, conforme observou Härdtl, Schiessl e Wiens (1994) em dosagens com níveis de substituição capazes de consumir praticamente todo o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento.

No entanto, se, por um lado, as adições pozolânicas contribuem para a redução da reserva alcalina do concreto, devido ao consumo de hidróxidos resultantes da hidratação do cimento e, em função específica desse aspecto, contribuem para maiores velocidades de carbonatação e menores teores críticos de cloreto, por outro lado, contribuem sobremaneira para a redução de porosidade do material. Essa redução de porosidade, por sua vez, dificulta a entrada de agentes agressivos e, portanto, a velocidade de carbonatação e o transporte de cloretos através do concreto são reduzidos, contribuindo para aumentar o período de iniciação da corrosão (ver seção 2.4).

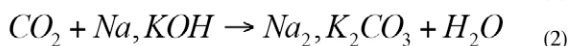
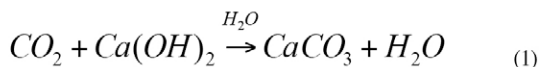
À medida que o dióxido de carbono, presente no ar que respiramos, penetra no concreto, ocorrem reações químicas que levam à diminuição da alcalinidade da solução dos poros do concreto, fazendo com que o pH atinja valores próximos a 8 (TUUTTI, 1982). Com essa redução, há um comprometimento da estabilidade da película de passivação, conforme pode-se observar no diagrama de Pourbaix, o qual mostra que a armadura se desloca da região de passivação para a região de corrosão (Figura 6).

Figura 6 – Efeito da carbonatação no comportamento da armadura em relação à corrosão, considerando o diagrama de Pourbaix, para o sistema Fe – H₂O a 25°C



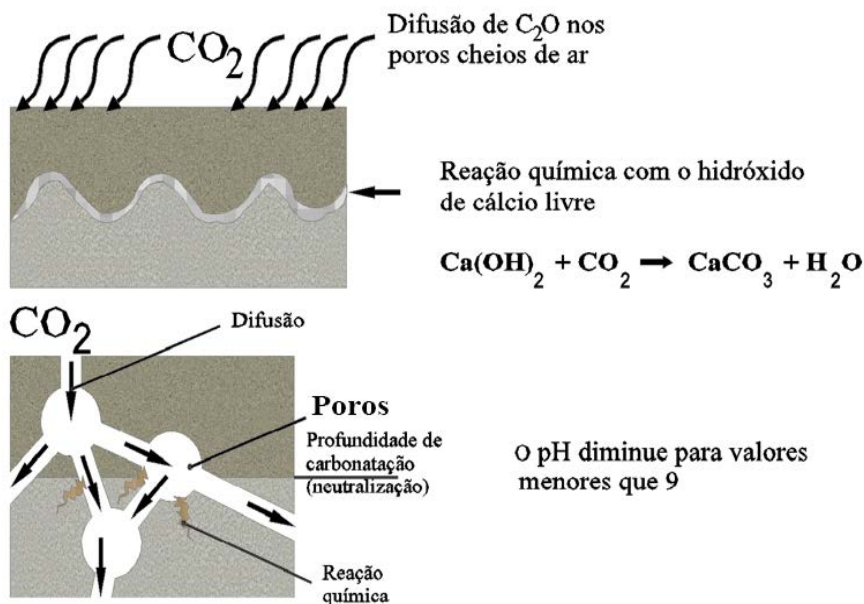
Fonte: Adaptado de Pourbaix (1974).

As reações de carbonatação ocorrem com os hidróxidos de cálcio, de sódio e de potássio, produzindo os respectivos carbonatos. Uma representação simplificada dessas reações químicas é apresentada nas Equações (1) e (2). Além dessas reações de carbonatação, também ocorre a carbonatação do CSH (silicato de cálcio hidratado), na qual, além da formação de carbonato de cálcio, há a formação de um gel de sílica, com estrutura porosa, que facilita o avanço posterior da carbonatação (BAKKER, 1988; TAYLOR, 1997).



O processo de carbonatação ocorre de fora para dentro, gerando uma frente carbonatada e outra região onde a carbonatação ainda não chegou e, portanto, os níveis de pH se mantêm elevados (Figura 7). Quando essa frente chega ao nível da armadura, aceita-se que o período de iniciação da corrosão tenha chegado ao final (TUUTTI, 1982). Esse é o referencial de vida útil¹ adotado nesta publicação.

Figura 7 – Representação do avanço do processo de carbonatação



Fonte: CEB (1984).

¹ Vida útil = período de tempo decorrido entre a exposição da estrutura e o momento em que os agentes agressivos (frente de carbonatação ou teor crítico de cloretos) alcançam a superfície da armadura.

2.3 Iniciação da corrosão a partir da ação dos íons cloreto

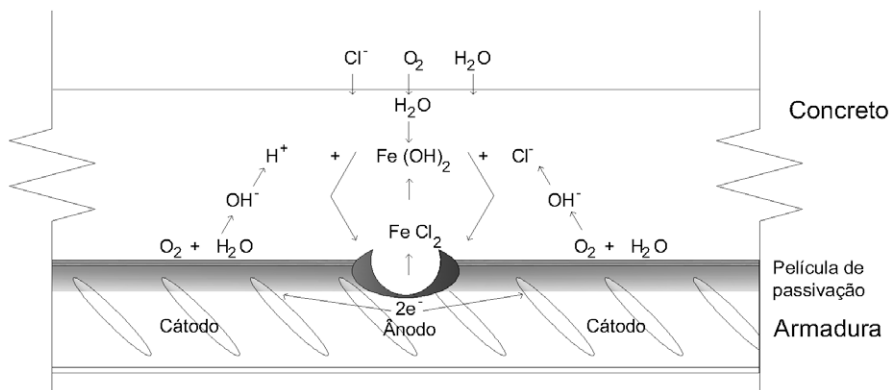
Os íons cloreto penetram no concreto e, ao chegarem nas proximidades da armadura, em conjunto com água e oxigênio, rompem, pontualmente, a capa passiva, iniciando o processo de corrosão. Há várias teorias que procuram explicar esse fenômeno. A maioria delas considera que a ruptura da capa passiva é algo dinâmico, com ciclos de despassivação e repassivação, até que a despassivação ocorra de forma definitiva. Também é consenso que esse efeito ocorre de forma pontual, gerando uma corrosão por pites. Entre as teorias que tratam da despassivação do aço pela ação dos íons cloreto, pode-se destacar a teoria do complexo transitório (TREADAWAY, 1988) e a da falha pontual (McDONALD, 1992 *apud* ALONSO *et al.*, 2010).

A Figura 8 representa a ação dos íons cloreto quando da ruptura da capa passiva e início do processo de corrosão, segundo a primeira teoria. Os íons cloreto se combinam com os íons de ferro, formando moléculas de cloreto de ferro, as quais perdem estabilidade e, por meio de hidrólise, liberam os íons cloreto para novas reações e íons de hidrogênio. Esses íons contribuem para que a zona anódica tenha o seu pH diminuído e o potencial do aço, nessa zona, seja mais negativo. Por outro lado, a liberação de hidróxidos, devido às reações catódicas, aumenta o pH dessas áreas. Assim, a corrosão por pites se sustenta diminuindo o pH das zonas anódicas e aumentando o pH das zonas catódicas próximas, o que diminui a possibilidade de corrosão futura nessas últimas zonas. Com o avanço do processo de corrosão, mais íons cloreto penetram no concreto, somando-se aos já existentes para participarem de novas reações.

Na segunda teoria, a ruptura da capa passiva ocorre em consequência de vazios que se formam em função do fluxo de cátions através da película de passivação, como resposta à penetração dos íons cloreto. Quando o fechamento desses vazios não é mais possível, a ruptura pontual da capa passiva ocorre e a formação do pite se inicia. Considerando o diagrama de Pourbaix para o sistema ferro – solução aquosa com cloretos (Figura 9) –, é visível o comportamento agressivo dos íons cloreto, com uma redução importante da área correspondente à

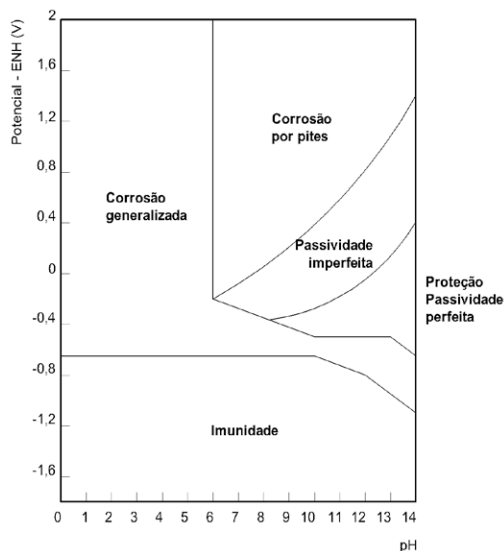
região de passivação e um aumento da zona de corrosão com o surgimento da zona de corrosão por pites.

Figura 8 – Formação do pite de corrosão pela ação dos íons cloreto



Fonte: Treadaway (1988).

Figura 9 - Diagrama de equilíbrio termodinâmico para o sistema Fe – H₂O, a 25 °C, na presença de solução com íons cloreto a 355 ppm

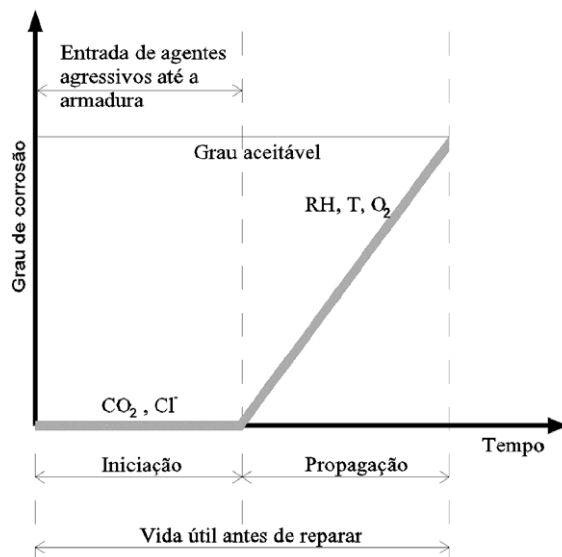


Fonte: Adaptado de Pourbaix (1987).

2.4 A corrosão segundo o modelo de vida útil de Tuutti

Os modelos de vida útil sobre o fenômeno da corrosão, em geral, se baseiam no modelo fenomenológico proposto por Tuutti (1982), o qual, na sua forma original, apresenta uma fase de iniciação e outra de propagação da corrosão (Figura 10).

Figura 10 – Proposta original do modelo de Tuutti para corrosão de armaduras

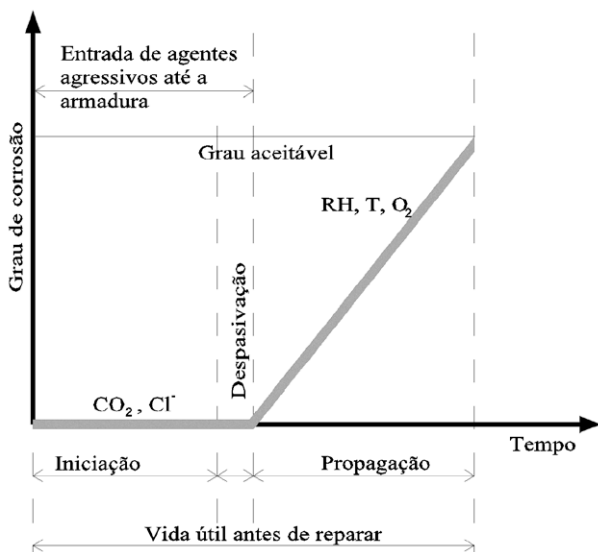


Fonte: Tuutti (1982).

A fase de iniciação considera a penetração de agentes agressivos no material até o momento em que ocorre a despassivação da armadura. Essa fase depende das características de agressividade do meio ao qual a estrutura está exposta e das características dos materiais, como o tipo de cimento, a porosidade superficial do concreto, tipo de armadura etc. A fase de propagação se inicia no momento em que ocorre a despassivação da armadura e se caracteriza pelo desenvolvimento das reações de corrosão. Essas reações podem ser mais ou menos rápidas, dependendo das variáveis que controlam a cinética do processo de corrosão, como a disponibilidade de oxigênio, a resistividade do meio, a temperatura etc.

Considerando que o momento da despassivação do aço envolve alterações na superfície do metal e que essas alterações levam um certo tempo para ocorrer de modo consistente, dando início, de forma permanente, ao processo de corrosão, o modelo de Tuutti pode ser adaptado para a forma apresentada na Figura 11. Nessa nova forma, a despassivação não ocorre em um momento específico, mas em um intervalo de tempo e, portanto, o modelo de Tuutti passa a ter três fases: iniciação, despassivação e propagação.

Figura 11 – Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras ajustado



Fonte: Adaptado de Tuutti (1982).

2.5 Teor crítico de cloretos

A chegada de íons cloreto à região próxima da armadura não representa, por si só, o início do processo de corrosão. Uma das condições para que esse processo possa se iniciar é que os cloretos cheguem em quantidade suficiente para despassivar a armadura. Essa quantidade é conhecida como limite crítico de cloretos e depende de um número importante de variáveis, as quais estão relacionadas com o meio ambiente, as características dos materiais e a interface aço-concreto,

como se apresenta no Quadro 1. O teor crítico de cloretos apresenta uma extensa variação, como pode ser visto ao longo desta seção.

Quadro 1 – Fatores que influenciam o limite crítico de cloretos, em % em relação à massa de aglomerante

Interface com o aço	Fatores relacionados com o concreto		Fatores externos
	Materiais cimentícios	Barreira representada pelo concreto	
Vazios / falhas	Quantidade de C ₃ A	Cura	Quantidade de umidade
Oxidação prévia	pH	Relação água / aglomerante	Variações de umidade
	Cinza volante	Espessura do recobrimento	Concentração de oxigênio
	Escória		Origem dos íons cloreto
	Sílica ativa		Tipo de cátion que acompanha o cloreto
	Quantidade de aglomerante		Temperatura

Fonte: Glass e Buenfeld (1997a).

As variáveis que envolvem a interface aço-concreto têm relação com a possibilidade de acúmulo pontual de íons cloreto em um ponto específico dessa interface ou de falhas na formação da película de passivação. Os fatores relacionados ao concreto têm em conta um conjunto de influências referentes ao potencial alcalino da matriz, à capacidade de fixação de íons cloreto à microestrutura do concreto e à estabilidade das condições nas proximidades do aço. As variáveis relacionadas a fatores externos dizem respeito ao tipo de cátion ligado ao cloreto e à sua forma de penetração no concreto, às reações de corrosão e seu controle catódico em função da carência de oxigênio, às condições de umidade nas proximidades da armadura e sua variação, bem como a outras características específicas no entorno da estrutura (CASTRO; RINCON; FIGUEIREDO, 2001). Além das influências anteriormente relatadas, deve-se acrescentar a diversidade de métodos empregados na identificação da despassivação da armadura, bem como na medição do teor crítico de cloretos (ver Quadro 2), o que também inclui os

procedimentos empregados na identificação e extração das amostras para análise do teor crítico de cloretos.

Outro ponto importante corresponde à representação do teor crítico de cloretos. A relação $[Cl^-]/[OH^-]$ é tida como a que melhor representa esse parâmetro. Contudo, a dificuldade de medir a concentração de hidroxilas na solução dos poros do concreto tem feito com que a relação entre cloretos livres ou totais e a massa de cimento – especialmente esta última – tenha sido um parâmetro amplamente empregado para representar o teor crítico de cloretos.

Glass e Buenfeld (1977b) defendem que o melhor modo de representar o teor crítico de cloretos é através da relação entre cloretos totais e a massa de cimento, uma vez que a concentração de hidroxilas na solução dos poros do concreto não é o único parâmetro que representa as propriedades inibidoras do cimento e que os cloretos combinados podem tornar-se livres e tomar parte nas reações de corrosão.

No caso dos métodos empregados para identificar a despassivação do aço e, portanto, o momento em que tem-se o teor crítico de cloretos (na visão do autor desta obra), também há uma grande diversidade de abordagens. A densidade de corrente instantânea de corrosão (i_{corr}), o potencial de corrosão (E_{corr}), a perda de massa, a inspeção visual etc. são algumas das medidas que podem ser empregadas na identificação da despassivação (Quadro 2). No entanto, embora haja uma tendência de empregar-se a densidade de corrente instantânea de corrosão (i_{corr}) e o potencial de corrosão (E_{corr}) de modo conjunto e observando uma sequência de medidas (ver Capítulo 5), para identificação da despassivação da armadura, os procedimentos empregados na extração de amostras e quantificação de cloretos ainda são bastante variados. Essa situação contribui significativamente para o cenário de variabilidade apresentado no Quadro 2.

Quadro 2 – Limites críticos de cloretos para iniciar a corrosão - dados da literatura

Condições	Referência	Ambiente	Valores ou intervalos do teor crítico de cloretos			Método de detecção da desp passivação
			Cl^- livres (% cim.)	Cl^- totais (% cim.)	$[Cl^-]/[OH^-]$	
Soluções simulando concreto	Haussman (1967)	Solução			0,60	Medidas de potencial e inspeção visual
Soluções simulando concreto	Gouda (1970)	Solução			0,35	Polarização anódica, medidas de potencial e inspeção visual
Suspensões de argamassa	Gouda e Halaka (1970)	<u>Suspensões</u> CP comum CP escória		2,42 1,21		Polarização anódica
Aços sem limpeza prévia	Gouda e Halaka (1970)	CP comum		0,60		Polarização anódica
Concreto com adição de cloretos	Gouda e Halaka (1970)	<u>Concreto</u> CP comum CP escória		3,04 1,01		Polarização anódica
Pastas de CP (Inglês) e cimento com escória (Espanhol) – cloretos adicionados à mistura	Andrade e Page (1986)	<u>Pastas</u> CP comum CP escória			0,15 – 0,69 0,12 – 0,44	Medidas da taxa de corrosão
Lajes de concreto com Cl^- adicionados para várias condições de exposição	Hope e Ip (1987)	<u>Concreto</u> CP comum		0,1 – 0,19		Taxa de corrosão, impedância AC, inspeção visual, perda de massa
Três argamassas de CP (fonte externa de cloretos)	Hansson e Sørensen (1990)	<u>Argamassa</u> 100% UR 50% UR		0,6 – 1,4		Incremento da densidade de corrente
Aço em soluções alcalinas com cloretos	Goñi e Andrade (1990)	Solução			0,25 – 0,80	Medidas da taxa de corrosão (i_{corr})

(CONTINUA)

(CONTINUAÇÃO)

Condições	Referência	Ambiente	Valores ou intervalos do teor crítico de cloretos			Método de detecção da despassivação
			Cl^- livres (% cim.)	Cl^- totais (% cim.)	$[Cl^-]/[OH^-]$	
Prismas de concreto em ambientes marinhos	Thomas <i>et al.</i> (1990)	Concreto		0,50		Inspeção visual e perda de massa
Concreto exposto à contaminação externa de cloretos	Lambert <i>et al.</i> (1991)	Concreto			3,00	Medidas da taxa de corrosão (i_{corr})
Argamassas feitas com cimentos com alto e baixo teor de álcalis	Pettersson (1992)	<u>Argamassa</u> 80% UR 100% UR		0,6 – 1,8 0,5 – 1,7		Medidas da taxa de corrosão (i_{corr})
Lajes de concreto armazenadas em água do mar 10 % de Cl	Pettersson (1992)	Concreto			1,8 – 2,9	Medidas da taxa de corrosão
Cloretos adicionados à mistura	Kayyali e Haque (1995)	<u>Concreto</u>				Supondo o limite $[Cl^-]/[OH^-] = 0,6$ e cálculo dos cloretos livres
Concreto de resistência mediana (MS)		MS	0,15			
Concreto de alta resistência (HS)		HS	0,85			
Concreto superplastificado, alta resistência (HSS)		HSS	0,80			
Concreto superplastificado, alta resistência, com CV (HSSFA)		HSSFA	0,45			
Cimentos com diferentes teores de C_3A : Teor de $C_3A = 2,43\%$ Teor de $C_3A = 7,59\%$ Teor de $C_3A = 14,00\%$	Hussain <i>et al.</i> (1995)	Concreto	0,14 0,17 0,22	0,35 0,62 1,00		Adoção do limite $[Cl^-]/[OH^-] = 0,3$

(CONTINUA)

(CONTINUAÇÃO)

Condições	Referência	Ambiente	Valores ou intervalos do teor crítico de cloretos			Método de detecção da despassivação
			Cl^- livres (% cim.)	Cl^- totais (% cim.)	$[Cl^-]/[OH^-]$	
Concreto com cloretos adicionados à mistura e exposições externas a ambientes com cloretos	Breit e Sciesl (1997)	<u>Concreto</u> CP comum CP escória CP c. volante		0,5 - 1,0 1,0 - 1,5 1,0 - 1,5		Medidas de corrente em macro células
Prismas de concreto com CV, ambiente marinho: Teor de cinza = 0% Teor de cinza = 15% Teor de cinza = 30% Teor de cinza = 50%	Thomas (1996)	Concreto		0,70 0,65 0,50 0,20		Perda de massa
Prismas de concreto expostos ao ambiente marinho com diversos cobrimentos	Sandberg (1999)	<u>Concreto</u> CP resistente à sulfatos CP resistente à sulfatos + 10% MS		0,6 - 1,5 0,5 - 1,2		Medidas de potencial de corrosão e taxa de corrosão
Prismas de argamassa com cloretos adicionados à mistura	Alonso <i>et al.</i> (2000)	<u>Argamassa</u> CP comum	0,4 - 1,16	1,24 - 3,1	1,17 - 3,98	Medidas da taxa de corrosão
Corpos de prova de concreto com cloretos adicionados à mistura e exposição natural	Morris <i>et al.</i> (2004)	Concreto com CP comum		0,5 - 1,2		Medidas de potencial de corrosão, taxa de corrosão e resistividade
Corpos de prova de concreto submetidos a ciclos de imersão e secagem	Nygaard e Geiker (2005)	Concreto com CP comum		0,52 - 0,74		Medidas de potencial de corrosão, taxa de corrosão

(CONTINUA)

(CONTINUAÇÃO)

Condições	Referência	Ambiente	Valores ou intervalos do teor crítico de cloretos			Método de detecção da despassivação
			Cl^- livres (% cim.)	Cl^- totais (% cim.)	$[Cl^-]/[OH^-]$	
Corpos de prova de concreto submetidos ao ensaio de “ponding” em soluções com cloreto (3%, 9% e 15%)	Yu <i>et al.</i> (2010)	<u>Concreto</u> CP comum 0,4 % álcalis 1,1 % álcalis		0,58 - 0,83 0,85 - 2,95		Medidas de potencial de corrosão e corrente de macro célula

CP = Cimento Portland MS = Micro Sílica CV = Cinza Volante

Fonte: Adaptado de Alonso *et al.* (2000) e Meira *et al.* (2014).

Esse cenário de múltiplas influências contribui para que haja uma significativa flutuação nas medidas do teor crítico de cloretos, com valores que podem variar até 30 vezes, como pode ser visto no Quadro 2. Diante dessa grande dispersão, a tendência vigente é que sejam adotados valores conservadores, como os que sugerem a rede de pesquisa DURAR (1997), que apresenta os valores 0,4% e 0,2% em relação à massa de cimento para estruturas de concreto armado e protendido, respectivamente. Alguns dos limites críticos de cloretos sugeridos por várias normas e organismos internacionais são apresentados no Quadro 3.

As informações apresentadas nesta seção mostram um cenário de grande variabilidade, no qual o uso de limites conservadores tem o objetivo de atender à maioria dos casos. Contudo, o estudo de situações particulares, em que um conjunto específico de variáveis tem influência, pode levar à obtenção de limites mais próximos à realidade e, portanto, a análises de vida útil mais precisas.

Quadro 3 – Teor crítico de cloretos segundo alguns documentos internacionais

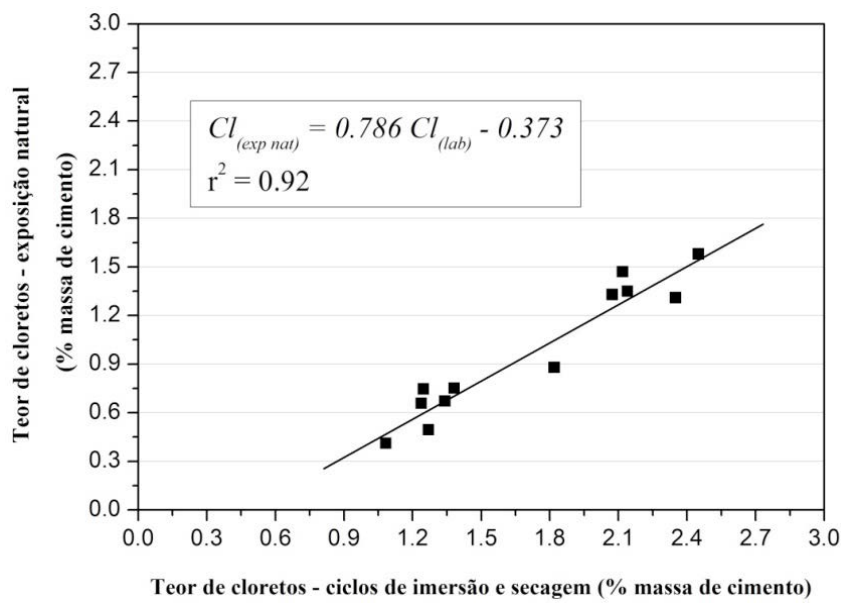
Documento	Cloretos totais (% massa de cimento)	Cloretos livres (% massa de cimento)	Cloretos totais (% massa de concreto)
ACI committee 222 (ACI, 2002)	0,08 – CP 0,10 – CA úmido 0,20 – CA seco	0,06 – CP 0,08 – CA úmido 0,15 – CA seco	
EN 206-1 (ECS, 2000)	0,10 – 0,20 – CP 0,20 – 0,40 – CA		
fib Bulletin 34 (IFSC, 2006)	0,20 – CP		
EHE – 08 (CPH, 2008)	0,20 – CP 0,40 – CA		
Hong Kong Building Depart. (HKBD, 2003)	0,14 – CP		
NZS 3101 (NZS, 2005)			0,02 – CP 0,03 – CA úmido 0,07 – CA seco
NBR 12655 (ABNT, 2006)	0,05 – CP 0,15 – CA (cond. severas) 0,40 – CA (cond. amenas) 0,30 – CA (outras situações)		

CP – Concreto protendido

CA – Concreto armado

Os estudos baseados em estruturas ou corpos de prova expostos a ambientes marinhos, apesar de representarem um longo período para obtenção de resultados, podem dar uma resposta mais adequada. Nesse sentido, Meira, Andrade e Alonso (2011) estudaram a relação entre o teor crítico de cloretos obtidos em laboratório e em zona de atmosfera marinha e obtiveram uma relação entre os dois tipos de resultados. Essa relação, apresentada na Figura 12, apesar de ser simples, é bastante útil para converter resultados obtidos em laboratório (sob as mesmas condições do estudo) para estruturas reais. É uma relação limitada aos materiais e ensaios empregados, contudo, representa um importante avanço no estudo do teor crítico de cloretos, quando se deseja a aplicação de valores mais próximos à realidade.

Figura 12 – Relação entre o teor crítico de cloretos obtido em exposição natural em zona de atmosfera marinha e ciclos de imersão e secagem em laboratório



Fonte: Meira, Andrade e Alonso (2011).

TESTANDO O SEU CONHECIMENTO

1. Explique por que o concreto representa uma proteção física e química para a armadura.
2. Qual o significado das zonas de corrosão, passivação e imunidade no diagrama de Pourbaix?
3. Explique como ocorre a despassivação da armadura nos casos da carbonatação do concreto e ação dos íons cloreto.
4. Qual a importância da presença de umidade para as reações de carbonatação?
5. Como o teor de umidade na rede porosa do concreto influencia o avanço da frente de carbonatação?
6. Como o teor de umidade na rede porosa do concreto influencia no transporte de cloretos?
7. Por que a corrosão por cloretos, em geral, tem um efeito mais danoso para a estrutura do que a corrosão por carbonatação do concreto?
8. Discuta as diferenças existentes entre os diagramas de Pourbaix aplicados aos casos da corrosão por carbonatação e corrosão por cloretos.
9. Qual o significado das fases de iniciação e propagação da corrosão, segundo o modelo de vida útil de Tuutti? A despassivação pode ser vista como uma fase adicional no contexto desse modelo?
10. O que significa teor crítico de cloretos?
11. Explique o cenário de significativa variabilidade em relação ao teor crítico de cloretos.

REFERÊNCIAS

ALONSO *et al.* Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 1047-1055, 2000.

ALONSO *et al.* Onset of chloride induced reinforcement corrosion. In: KIM, S. H.; ANN, K. Y. (Eds.). **Handbook of concrete durability**. Korea: Middleton Publishing Inc, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 222. **Protection of Metals in Concrete Against Corrosion**. ACI: Farmington Hills, 2002.

ANDRADE, C. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras**. Madrid: CSIC/IETcc, 1988. 122 p.

ANDRADE, M. C.; PAGE, C. L. Pore solution chemistry and corrosion in hydrated cement systems containing chloride salts: a study of cation specific effects. **British Corrosion Journal**, v. 21, n. 1, p. 49-53, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 12655**. concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: SCHIESSL, P. (Ed.). **Corrosion of steel in concrete**. New York: RILEM / Chapman and Hall, p. 22-55, 1988.

BREIT, W.; SCHIESSL, P. Time to depassivation depending on concrete composition and environmental conditions. In: CHLORIDE PENETRATION INTO CONCRETE – RILEM INTERNATIONAL WORKSHOP (Edited by Nilsson and Ollivier). **Proceedings...** St. Remy les Chevreuse: RILEM, 1997. p. 441-452

CASTRO, P.; RINCON, O. T.; FIGUEIREDO, E. J. P. Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 1, p. 529-537, 2001.

CEB. **Durability of concrete structures**. CEB Bulletin D' Information. n. 152. Copenhagen, 1984.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EHE 08**. Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid, 2008.

DURAR (Red Temática XV.B – Durabilidad de la Armadura – del Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo). **Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado**. CYTED: Rio de Janeiro, 1997. 208 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 206-1**. Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity, 2000.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, Great Britain, v. 39, n. 5, p. 1001-1013, 1997a.

_____. Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete. In: INTERNATIONAL RILEM WORKSHOP – CHLORIDE PENETRATION INTO CONCRETE (1995: St-Rémy-lés-Chevreuse). **Proceedings ...** Paris: RILEM, p. 429-440, 1997b.

GOÑI, S.; ANDRADE, C. Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p. 525-539, 1990.

GOUDA, V. K. Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel: immersed in alkaline solutions. **British Corrosion Journal**, p. 198-203, 1970.

GOUDA, V. K.; HALAKA, W. Y. Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel: embedded in concrete. **British Corrosion Journal**, p. 204-208, 1970.

HANSSON, C. M.; SØRENSEN, B. The threshold concentration of chloride in concrete for the initiation of reinforcement corrosion. In: BERKE, N. S.; CHAKER, V.; WHITING D. (Ed.). **Corrosion rates of steel in concrete** (ASTM STP 1065). Philadelphia: ASTM, 1990, p. 3-16.

HÄRDTL, R.; SCHIESSL, P.; WIENS, U. Limits of pozzolanic additions with respect to alkalinity and corrosion protection of reinforcement. In: DURABILITY OF HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 1994, Vienna. **Proceedings...** Vienna: RILEM, p. 189 – 193, 1994.

HAUSMANN, D. A. Steel corrosion in concrete: how does it occur? **Materials Protection**, p. 19-23, 1967.

HONG KONG BUILDING DEPARTMENT. **Code of practice for precast concrete**. Hong Kong, 2003.

HOPE, B. B.; IP, A. C. K. Chloride corrosion threshold in concrete. **ACI Materials Journal**, USA, july - august 1987, p. 306-314.

HUSSAIN, S. E. et. al. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, USA, v. 25, n. 7, p. 1543-155, 1995.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Fib bulletin n° 24**. Model code for Service Life Design. Lausanne, 2006.

KAYYALI, O. A.; HAQUE, M. N. The Cl-/OH- ratio in chloride-contaminated concrete – a most important criterion. **Magazine of Concrete Research**, v. 47, n. 172, p. 235-242, 1995.

LAMBERT, P.; PAGE, C. L.; VASSIE, P. R. W. Investigations of reinforcement corrosion - electrochemical monitoring of steel in chloride contaminated concrete. **Materials and Structures**, v. 24, p. 351 - 358, 1991.

MEIRA, G. R.; ANDRADE, C.; ALONSO, M. C. Chloride threshold for starting corrosion process – relationship between laboratory and field

experiments. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 13., 2011, Madri. **Proceedings...** Madri: IETcc / CSIC, 2011. p. 475.

MEIRA *et al.* Analysis of chloride threshold from laboratory and field experiments in marine atmosphere zone. **Construction and Building Materials**, v. 55, p. 289-298, 2014.

MORRIS *et al.* Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements. **Corrosion Science**, v. 44, p. 81-99, 2004.

NEW ZELAND STANDARDS. **NZS 3101**. Concrete structures – part 1. The design of concrete structures. Wellington, 2005.

NYGAARD, P. V.; GEIKER, M. R. A method for measuring the chloride threshold level required to initiate reinforcement corrosion in concrete. **Materials and Structures**, v. 38, p. 489-494, 2005.

PETTERSSON, K. **Chloride threshold value and the corrosion rate in reinforced concrete**. Stockholm: CBI(report 2:92), 1992. 43 p.

POURBAIX, M. **Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions**. Brussels: CEBELCOR, 1974. 644 p.

_____. **Lecciones de corrosión electroquímica**. 3. ed. Bruselas: CEBELCOR, 1987, 387 p.

SANDBERG, P. Factors affecting the chloride thresholds for uncracked reinforced concrete exposed in a marine environment. Part I: field exposure tests of reinforced concrete. **Concrete Science and Engineering**, v. 1, p. 92-98, 1999.

SCHIESSL, P.; BAKKER, R. Measures of protection. In: SCHIESSL, P. (Ed.). **Corrosion of steel in concrete**. New York: RILEM / Chapman and Hall, p. 70-78, 1988.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. 2. ed. United Kingdom: Thomas Telford, 1997.

THOMAS, M. D. A.; MATTHEWS, J. D.; HAYNES, C. A. Chloride diffusion and reinforcement corrosion in marine exposed concretes containing pulverized-fuel ash. In: **CORROSION OF REINFORCEMENT IN CONCRETE**, 1990, Warwickshire (Edited by Page, Treadaway and Bamforth). **Proceedings...** Warwickshire: SCI, 1990. p. 198-212.

THOMAS, M. Chloride thresholds in marine concrete. **Cement and Concrete Research**, USA, v. 26, n. 4, p.513-519, 1996.

TREADAWAY, K. Corrosion period. In: SCHIESSL, P. (Ed.). **Corrosion of steel in concrete**. New York: RILEM / Chapman and Hall, p. 56-69, 1988.

TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Sweden: CBI, 1982. 468 p.

YU *et al.* Laboratory investigation of reinforcement corrosion initiation and chloride threshold content for self-compacting concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 40, p. 1507-1516, 2010.

CAPÍTULO 3

FATORES QUE AFETAM O PERÍODO DE INICIAÇÃO DA CORROSÃO

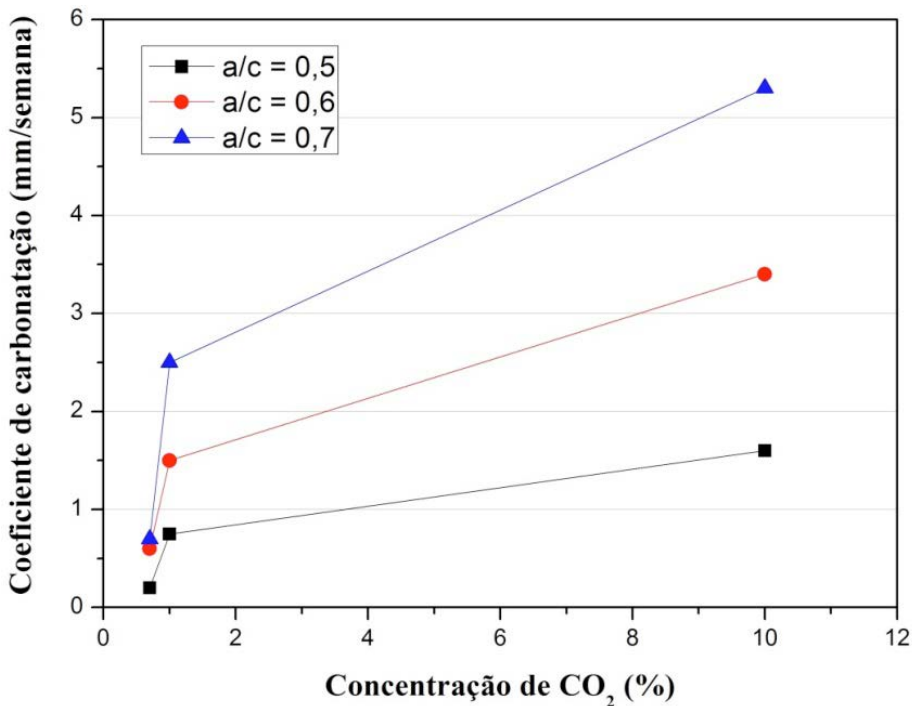
3.1 Comentários iniciais

Retornando ao modelo de vida útil de Tuutti, apresentado no Capítulo 2, a iniciação da corrosão se caracteriza pelo transporte de agentes agressivos para o interior do concreto, em especial o CO_2 , responsável pela carbonatação, e os íons cloreto, responsáveis pela ruptura localizada da película de passivação. A existência de agentes agressivos no meio ambiente e a sua concentração, as características do concreto e as condições de interação ambiente-estrutura são aspectos essenciais na determinação de um maior ou menor período de iniciação da corrosão. Neste capítulo, discute-se a influência de algumas variáveis relacionadas aos aspectos anteriormente citados.

3.2 Concentração do agente agressivo no ambiente

A quantidade de agentes agressivos disponíveis no ambiente influencia de forma significativa o período de iniciação da corrosão. A Figura 13 exemplifica essa influência considerando a concentração de CO_2 no ambiente e mostra o aumento da velocidade de avanço da frente de carbonatação quando a concentração de CO_2 sobe de níveis próximos à concentração natural do ar até uma concentração de 10%.

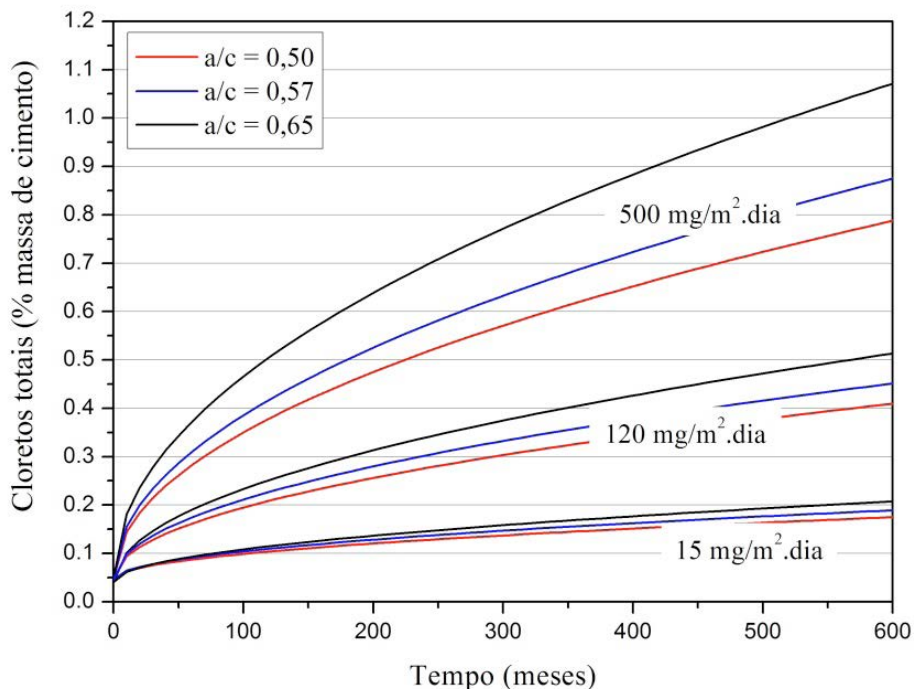
Figura 13 – Influência da concentração de CO_2 no ambiente no coeficiente de carbonatação



Fonte: Uomoto e Takada (1993 *apud* Possan, 2004).

A Figura 14 dá outro exemplo sobre a influência da concentração do agente agressivo, considerando a presença de íons cloreto na atmosfera, através da relação entre a taxa de deposição de cloretos na vela úmida e a concentração média de cloretos no concreto. Nessa figura, constata-se que estruturas produzidas com o mesmo concreto podem ter distintos desempenhos em função da presença de cloretos na atmosfera e, portanto, as normas deveriam considerar esse aspecto quando falam da zona de atmosfera marinha, uma vez que podem existir distintos níveis de agressividade ambiental na mesma zona de atmosfera marinha.

Figura 14 – Relação entre a taxa de deposição de cloretos na vela úmida e a concentração média de cloretos no interior do concreto ao longo do tempo



Fonte: Meira *et al.* (2007).

Em estudo realizado na região Nordeste do Brasil, Meira, Andrade e Alonso (2011) propuseram que a zona de atmosfera marinha se estenda até uma taxa média de deposição de cloretos na vela úmida de $10 \text{ mg/m}^2.\text{dia}$ e que, acima desse valor, fossem consideradas duas subzonas de agressividade, conforme se apresenta no Quadro 4. É importante lembrar que essa proposta está baseada na preponderância da presença dos íons cloreto na zona de atmosfera marinha. A ação conjunta com a carbonatação do concreto não foi considerada.

Quadro 4 – Subzonas de agressividade em zona de atmosfera marinha

Subzonas de agressividade		Máxima relação a/c recomendada	Cobrimento mínimo recomendado para o aço (mm)
Níveis de agressividade	Taxa de deposição de cloretos (mg/m².dia)		
Alta	Maior que 100	0,5	40
Moderada	Entre 10 e 100	0,55	35
Desprezível	Menor que 10	0,6	30

Fonte: Meira, Andrade e Alonso (2011).

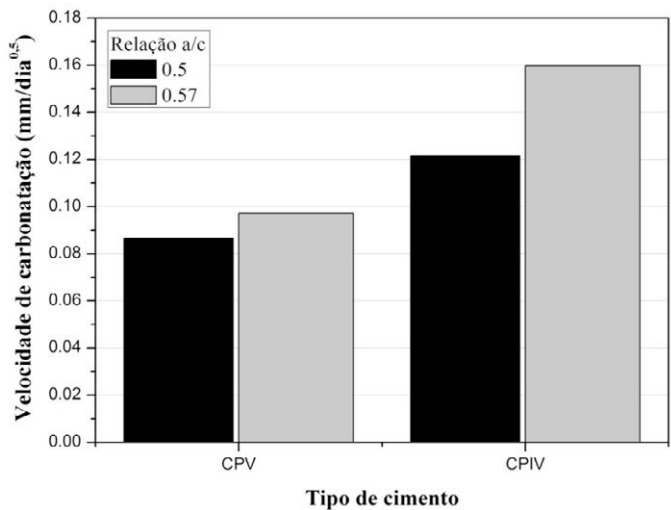
3.3 Características do concreto

Considerando as características do concreto como material, a porosidade, o potencial alcalino e a capacidade de fixação de cloretos na matriz são algumas das propriedades mais importantes em relação à iniciação da corrosão.

3.3.1 Porosidade

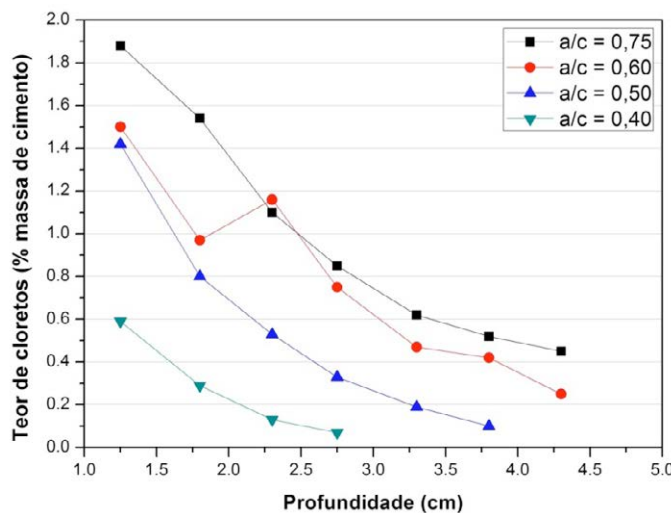
A porosidade tem relação direta com a velocidade de transporte de agentes agressivos no interior do concreto, como pode ser observado na Figura 15, que mostra o efeito da relação água/cimento (a/c) na velocidade de carbonatação. Esse efeito também pode ser observado na Figura 16, que mostra a relação entre a/c e perfis de cloretos obtidos à mesma idade. Nos dois casos, os concretos de maior a/c apresentam um desempenho inferior, com maiores coeficientes de carbonatação ou perfis de cloretos com maiores concentrações de cloretos totais.

Figura 15 – Influência da relação a/c na velocidade de carbonatação do concreto



Fonte: Vieira, Marques e Meira (2009).

Figura 16 – Influência da relação água/cimento na penetração de cloretos no concreto



Fonte: Jaegermann (1990).

A porosidade também está relacionada com o uso de adições minerais, as condições de cura e o consumo de cimento.

Com respeito ao uso de adições minerais, o emprego de sílica ativa, cinza volante, metacaulim e escória de alto forno, em geral, reduz a porosidade da matriz e contribui para a redução da velocidade de transporte de agentes agressivos. Contudo, é importante que a redução de porosidade prevaleça em relação à redução do potencial alcalino das dosagens com essas adições. Isso faz com que a vantagem do uso dessas adições minerais seja mais pronunciada para adições mais ativas e dosagens com relação água/aglomerante mais baixas.

Um exemplo da influência das adições minerais no transporte de agentes agressivos pode ser visto no Quadro 5, que mostra coeficientes de difusão de cloretos em pastas de cimento com adições de cinza volante e escória de alto forno. Observa-se, nesse Quadro, que as pastas com escória são as que têm melhor desempenho, seguidas das pastas com cinza volante e com cimento Portland puro. As pastas de cimento com baixo teor de C_3A apresentam maior coeficiente de difusão e, portanto, desempenho inferior. Esse comportamento se explica pela redução de porosidade das pastas com adições e pela baixa capacidade de fixação de cloretos do cimento resistente a sulfatos.

Quadro 5 – Coeficiente de difusão de cloretos a 25 °C em pastas de cimento com relação a/c = 0,5

Tipo de cimento	Coeficiente de difusão x 10 ⁻⁹ (cm ² /s)
Cimento Portland	44,7
Cimento com 30 % de cinza volante	14,7
Cimento com 65 % de escória de alto forno	4,1
Cimento resistente a sulfatos (baixo teor de C_3A)	100,0

Fonte: Page, Short e El Tarras (1981).

Em relação à carbonatação, há casos em que prevalece a redução de alcalinidade, como pode ser visto no Quadro 6. Contudo, quando a reatividade da pozolana é elevada e a relação água/aglomerante é baixa, para um nível de substituição adequado, há um aumento da capacidade de proteção da matriz e uma diminuição da velocidade de carbonatação. Isso ocorre em função da prevalência da redução da porosidade da matriz frente à redução de alcalinidade dessa mesma matriz (KULAKOWSKI; PEREIRA; DAL MOLIN, 2009).

Quadro 6 – Carbonatação natural e acelerada de concretos com adições minerais; relação água/aglomerante = 0,33

Carbonatação	10 meses ao natural	1,26 meses em câmara de carbonatação a 5 %
Concreto	Profundidade de carbonatação (mm)	Profundidade de carbonatação (mm)
Referência	3	5,5
Concreto com 25% cinza volante (baixo teor de CaO)	7,2	8,7
Concreto com 25% cinza volante (alto teor de CaO)	4,5	7,1
Concreto com 11% de sílica ativa	4	9
Concreto com 10% de sílica ativa e 15% de cinza volante	4,5	8,1

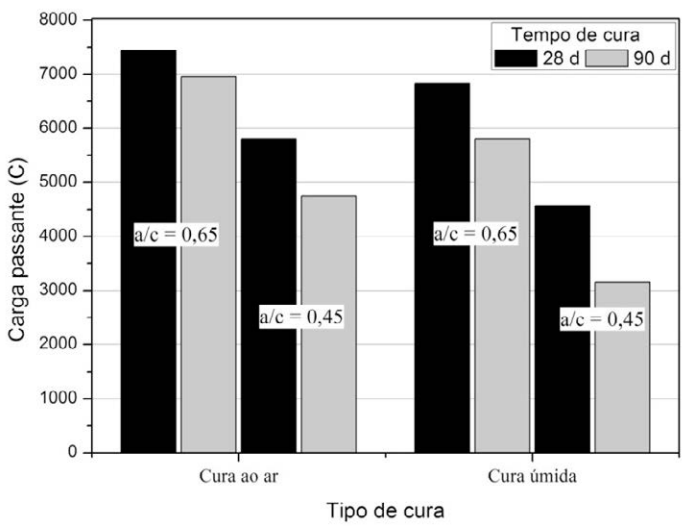
Fonte: Sanjuán, Andrade e Cheyrezy (2003).

As condições de cura influem na hidratação do cimento. Como consequência, se a cura é curta ou mal conduzida, a hidratação ocorre de forma deficiente e a porosidade do material aumenta. Esse efeito é mais importante nas camadas superficiais do concreto, as mesmas que protegem a armadura. Dessa forma, é possível encontrar situações em que a diminuição da resistência mecânica, devido a uma cura deficiente, não seja tão grande, mas a porosidade superficial, ao contrário, aumente de forma significativa, o que facilita muito a entrada de agentes agressivos.

A Figura 17 apresenta resultados de carga passante (teste de migração de cloretos), obtidos em corpos de prova com distintas condições de cura, e a Figura 18 apresenta resultados de profundidade de carbonatação, também considerando distintas condições de cura. Nos dois casos, pode-se ver que os concretos que passaram por um processo de cura de menos dias apresentaram maiores cargas passantes e também frentes de carbonatação mais profundas, o que se explica pelo aumento de porosidade do material para menos dias de cura úmida.

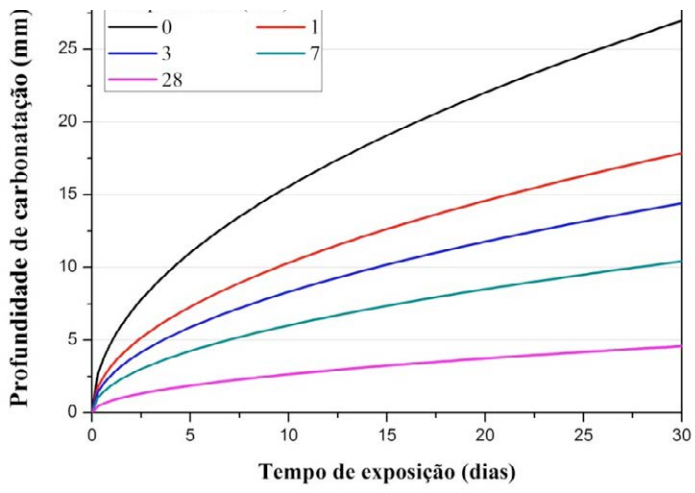
Em relação ao consumo de cimento, o seu efeito está relacionado à maior quantidade de clínquer e, consequentemente, à maior capacidade volumétrica de fixar cloretos. Do ponto de vista da relação entre cloretos combinados e a massa de cimento, em princípio, não deveria haver diferenças. Contudo, com o aumento do consumo de cimento, a porosidade diminui e a velocidade de transporte diminui em função desse aspecto e da maior capacidade de fixação de cloretos por m^3 de concreto (BYFORS, 1990).

Figura 17 – Influência do tipo e tempo de cura na carga passante no teste rápido de permeabilidade de cloretos, segundo o método ASHTO - T 277



Fonte: Fattuhi (1988).

Figura 18 – Influência do tempo de cura úmida na profundidade de carbonatação



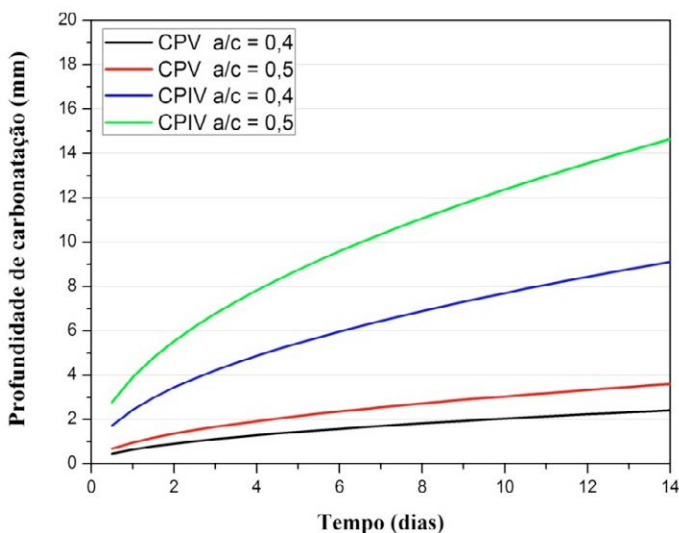
Fonte: Fattuhi (1988).

3.3.2 Potencial alcalino

Sobre o potencial alcalino, é importante esclarecer que este representa a reserva de alcalinidade que o material cimentício tem, seja em sua fase líquida, seja em sua fase sólida passível de alimentar a sua fase líquida. Trata-se de uma reserva frente à redução de alcalinidade resultante da carbonatação e frente à concentração de cloretos necessária para iniciar a corrosão da armadura. Assim, para concretos com porosidades semelhantes, aquele que apresenta o menor potencial alcalino leva menos tempo para que tenha a capa de cobrimento carbonatada. No caso dos cloretos, o concreto que tenha uma maior oferta de hidroxilas terá uma maior tolerância à presença de cloretos, uma vez que, para uma mesma relação $[Cl^-]/[OH^-]$, são necessários mais cloretos para realizar a despassivação da armadura.

A Figura 19 mostra esse efeito, através das diferenças de avanço da frente de carbonatação, considerando o cimento CPIV, que tem 25% de adição pozolânica e menor reserva alcalina, e o cimento CPV, que é um cimento com apenas 5% de substituição do clínquer.

Figura 19 – Influência do tipo de cimento na carbonatação acelerada do concreto (100% CO₂)



Fonte: Vieira, Marques e Meira (2009).

3.3.3 Capacidade de fixação de cloretos na matriz

A fixação de cloretos na matriz de concreto pode ocorrer por meio de reações químicas ou por meio de fenômenos físicos. Assim, os cloretos podem estar na matriz cimentícia de três modos: livres, combinados quimicamente ou fisicamente adsorvidos.

Considerando que a fixação de cloretos diminui a velocidade de transporte desses íons na matriz de concreto, uma vez que só os cloretos livres se movem na rede porosa, os cimentos com maior quantidade de aluminatos têm a tendência de fixar maior quantidade desses íons, formando cloro-aluminatos. Nesse sentido, o Quadro 7 mostra o desempenho de cimentos com distintos teores de C_3A frente à fixação de cloretos e o tempo demandado no período de iniciação da corrosão (RASHEEDUZZAFAR *et al.*, 1990).

Quadro 7 – Incremento do tempo para iniciar a corrosão em função do teor de C_3A

Teor de C_3A	% de cloretos livres	Tempo para iniciar a corrosão
2 %	86 %	Referência
9 %	58 %	1,75 vezes
11 %	51 %	1,93 vezes
14 %	33 %	2,45 vezes

Fonte: Rasheeduzzafar *et al.* (1990).

Os cloretos também podem estar fisicamente fixados em estruturas hidratadas como o CSH (TANG; NILSSON, 1993). Haverá sempre um estado de equilíbrio entre as três fases em que se encontram os cloretos e são os livres que efetivamente se movem no interior do concreto.

3.4 Condições de interação ambiente-estrutura

As condições de interação da estrutura com o ambiente dizem respeito ao modo como o concreto reage às condições ambientais e à forma de contato do agente agressivo com a estrutura de concreto.

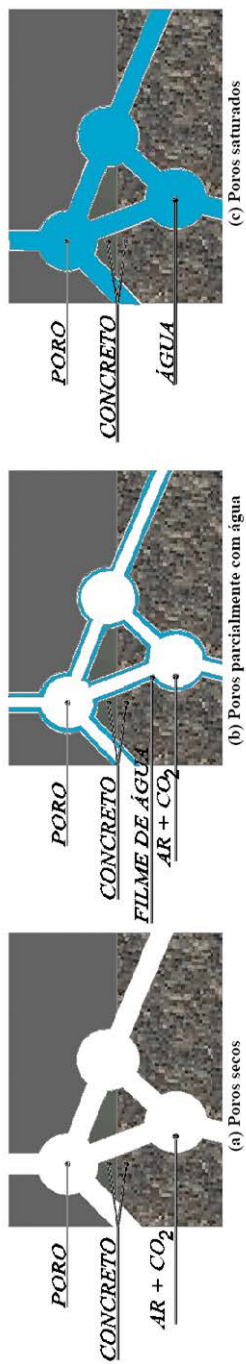
3.4.1 Influência da umidade ambiental

As condições de umidade do ambiente influem na quantidade de água nos poros do concreto e, portanto, no transporte de agentes agressivos e também nas reações químicas relacionadas.

Em relação à carbonatação do concreto, se os poros estão secos, o CO_2 entra na rede porosa, mas as reações de carbonatação não avançam porque falta água para que estas se processem. Se os poros do concreto estão saturados, a carbonatação também não avança porque a difusão do CO_2 na água é 10^4 vezes mais lenta do que no ar. Por fim, se os poros estão parcialmente cheios de água, o que ocorre na maioria dos casos, a carbonatação tem as condições ideais para o seu avanço e isto ocorre até onde essas condições se mantêm favoráveis (Figura 20). Assim, se o interior do concreto mantém níveis de umidade mais próximos à saturação, a carbonatação avança mais rapidamente nas camadas superficiais (o que, em geral, se aproxima do cobrimento) e mais lentamente nas camadas mais internas.

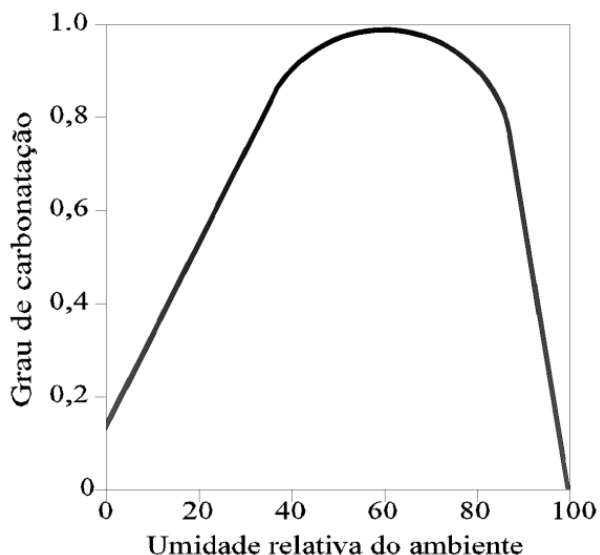
A faixa ideal de umidade relativa para o avanço da carbonatação está entre 50% e 80% (ANDRADE, 1988), conforme pode ser visto na Figura 21, que relaciona o grau de carbonatação com a umidade relativa ambiental. Em umidades mais baixas que 50%, há um decréscimo importante da quantidade de água nos poros do concreto e, portanto, um controle das reações de carbonatação devido à carência de água. Para umidades acima de 80%, os poros do concreto se aproximam da saturação e, portanto, há um controle dessas mesmas reações, agora pela carência de CO_2 . Em resumo, em ambientes com baixos ou altos índices de umidade relativa, a velocidade de carbonatação é mais lenta e o período de iniciação da corrosão é mais longo.

Figura 20 – Representação esquemática da difusão de CO_2 nas situações de poros secos (a), poros parcialmente com água (b) e poros saturados (c)



Fonte: Bakker (1988).

Figura 21 – Relação entre umidade relativa ambiental e grau de carbonatação



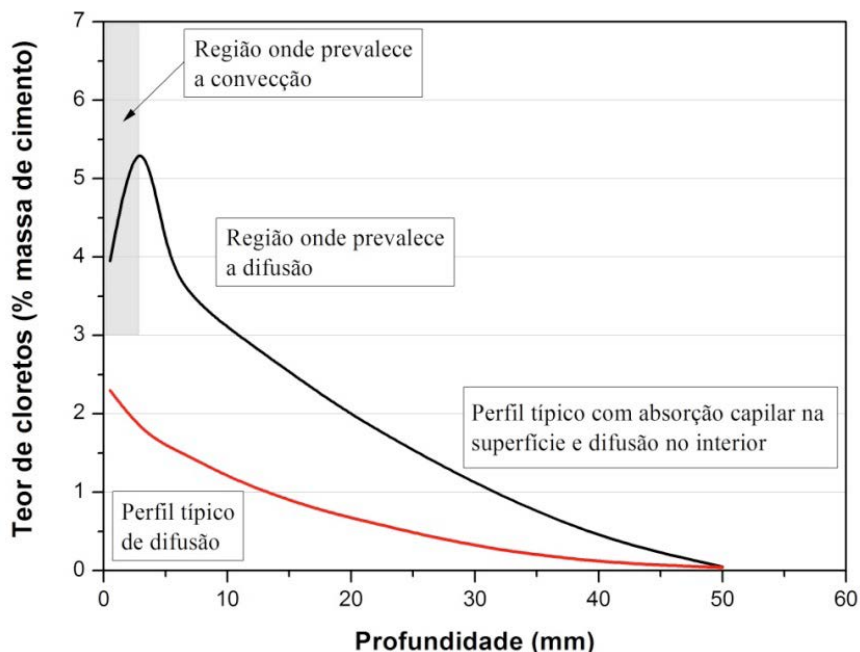
Fonte: Andrade (1988).

No caso do transporte de cloretos, baixos teores de umidade favorecem o transporte por absorção capilar, enquanto que teores de umidade próximos à saturação favorecem o transporte por difusão. Nesse último caso, o transporte é mais lento. Contudo, essa lentidão pode ser compensada por um contato constante com a fonte de cloretos, como é o caso de estruturas submersas.

As estruturas marinhas em zona de respingo e de variação de maré estão mais propensas ao transporte de cloretos por absorção capilar nas camadas superficiais e por difusão no interior do concreto, onde os níveis de umidade se mantêm mais elevados (próximos da saturação). No caso de estruturas submersas, o transporte de cloretos ocorre essencialmente por difusão, enquanto que, no caso de estruturas em zona de atmosfera marinha, há uma tendência de transporte por absorção capilar. Contudo, nesse último caso, também é possível que haja difusão no interior do concreto, desde que os níveis de umidade se mantenham elevados. A Figura 22 faz uma comparação entre perfis de cloretos onde há

transporte desses íons apenas por difusão e quando há uma combinação dos dois mecanismos de transporte, com a prevalência de absorção capilar na superfície e de difusão no interior.

Figura 22 – Exemplo da configuração típica de perfis de cloretos onde há apenas difusão e onde prevalece a absorção capilar na superfície e a difusão no interior



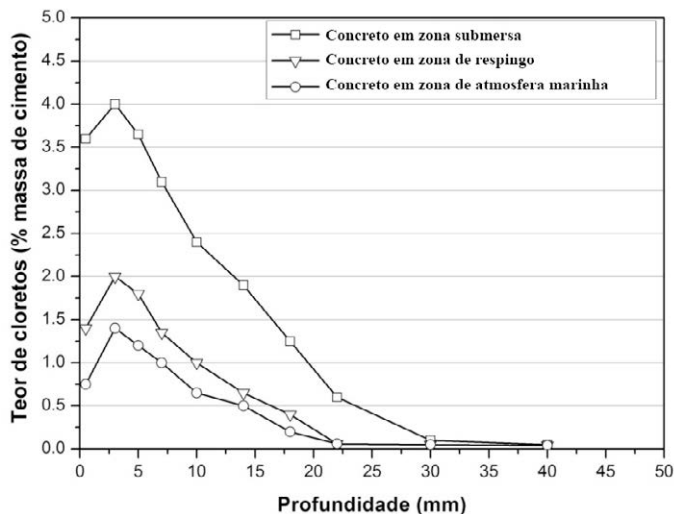
Fonte: Autoria própria.

3.4.2 Influência das condições de contato com o agente agressivo

Em relação ao contato do agente agressivo com a estrutura, as estruturas inseridas no mar têm um contato mais intenso com o agente agressivo (íon cloreto). Por outra parte, estruturas em zona de atmosfera marinha mantêm um contato gradual com esse agente agressivo, em função da sua concentração na névoa salina – que, por sua vez, depende de variáveis como vento, rugosidade superficial da área, distância em relação ao mar etc. – e também da capacidade da superfície do concreto de capturar esses íons. Isso contribui para que as estruturas em zona de atmosfera marinha tenham um acúmulo de cloretos no seu interior de forma mais lenta que estruturas inseridas no mar e, como consequência, um maior período de iniciação da corrosão. Essas diferenças ocorrem inclusive dentro da própria zona de atmosfera marinha, que apresenta distintos níveis de concentração salina na atmosfera, em função da distância em relação ao mar. As Figuras 23 e 24 dão exemplos dessas variações.

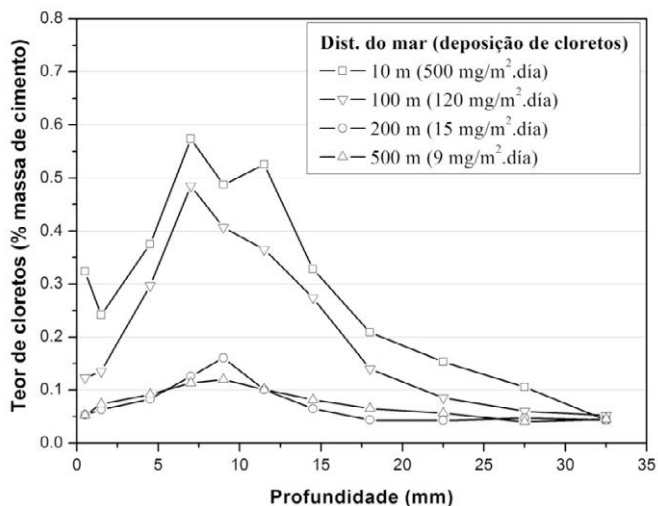
A Figura 23 apresenta um aumento das concentrações de cloreto do perfil referente à zona de atmosfera marinha para o perfil correspondente à zona submersa. De modo semelhante, na Figura 24, pode-se ver a diminuição das concentrações nos perfis de cloretos referentes à zona de atmosfera marinha, quando há um distanciamento em relação ao mar. Em todos esses casos, a menor disponibilidade salina significa um período de iniciação da corrosão mais longo. Contudo, é importante esclarecer que essa análise se baseia apenas no transporte de cloretos no concreto. Não foram considerados fatores adicionais, como por exemplo a carbonatação, que, à medida que avança, pode liberar cloretos antes combinados e facilitar a ativação da corrosão por cloretos.

Figura 23 – Relação entre a zona de exposição e perfis de cloretos para concretos expostos ao longo de 5,1 anos



Fonte: Sandberg, Tang e Andersen (1998).

Figura 24 – Relação entre a distância do mar, com distintos níveis de deposição de cloretos na vela úmida, e perfis de cloretos na zona de atmosfera marinha



Fonte: Meira *et al.* (2010).

TESTANDO O SEU CONHECIMENTO

1. Explique como a concentração de CO_2 e de cloretos na atmosfera influem no período de iniciação da corrosão.
2. A porosidade é uma propriedade do concreto que influi diretamente no transporte de agentes agressivos para o seu interior. Explique como o uso de adições, a cura e a idade interferem nesse processo.
3. Por que o teor de C_3A de um cimento interfere diretamente no transporte de cloretos no concreto?
4. O que significa potencial alcalino de uma matriz cimentícia?
5. Considerando os efeitos de redução de porosidade e o potencial alcalino, esclareça como esses efeitos devem ser avaliados em relação ao uso de adições para obter um resultado positivo em relação ao período de iniciação da corrosão.
6. Discuta como a zona de exposição em ambiente marinho influencia no período de iniciação da corrosão desencadeada por cloretos.
7. Qual a faixa ideal de umidade relativa ambiental para o avanço da frente de carbonatação? Explique por quê.
8. Explique como a carbonatação pode interferir no transporte de cloretos no concreto.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, C. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras**. Madrid: CSIC/IETcc, 1988. 122 p.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: SCHIESSL, P. (Ed.). **Corrosion of steel in concrete**. New York: RILEM / Chapman and Hall, p. 22-55, 1988.

BYFORS, K. **Chloride - initiated reinforcement corrosion**: chloride binding. Stockholm: CBI (report 1:90), 1990. 121 p.

FATTUHI, N. I. Concrete Carbonation as influenced by curing regime. **Cement and Concrete Research**, v. 18, p. 426-430, 1988.

GÜNEYISI, E. *et al.* Estimation of chloride permeability of concretes by empirical modeling: Considering effects of cement type, curing condition and age. **Construction and Building Materials**, v. 23, p. 469-481, 2009.

JAEGERMANN, C. Effect of water-cement ratio and curing on chloride penetration into concrete exposed to Mediterranean sea climate. **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 4, p. 333-339, 1990.

KULAKOWSKI, M. P.; PEREIRA, F. M.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonation-induced reinforcement corrosion in silica fume concrete. **Construction and Building Materials**, v. 23, p. 1189-1195, 2009.

MEIRA, G. R. *et al.* Chloride penetration into concrete structures in the marine atmosphere zone – Relationship between deposition of chlorides on the wet candle and chlorides accumulated into concrete. **Cement & Concrete Composites**, v. 32, p. 427-435, 2007.

MEIRA, G. R. *et al.* Durability of concrete structures in marine atmosphere zones – The use of chloride deposition rate on the wet candle as an environmental indicator. **Cement & Concrete Composites**, v. 27, p. 667-676, 2010

MEIRA, G. R.; ANDRADE, C.; ALONSO, M. C. Study of Marine Aerosol Salinity in Brazilian Coast – Relationship with Concrete Durability and Proposal of Aggressiveness Subzones. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON DURABILITY OF BUILDING MATERIALS AND COMPONENTS, 12., 2011, Porto. **Proceedings...** Porto: FEUP Edições, 2011. p.183-190.

PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; El TARRAS, A. Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 11, p. 395-406, 1981.

POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

RASHEEDUZZAFAR *et al.* Effect of tricalcium aluminate content of cement on corrosion of reinforcing steel in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p. 723-738, 1990.

SANDBERG, P.; TANG, L.; ANDERSEN, A. Recurrent studies of chloride ingress in uncracked marine concrete at various exposure times and elevations. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n.10, p. 1489-1503, 1998.

SANJUÁN, M. A.; ANDRADE, C.; CHEYREZY, M. Concrete carbonation tests in natural and accelerated conditions. **Advances in Cement Research**, v. 15, n. 4, p. 171-180, 2003.

TANG, L.; NILSSON, L. O. Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 23, p. 247-253, 1993.

VIEIRA, R. M.; MARQUES, W. C.; MEIRA, G. R. **Carbonatação natural de concretos em atmosfera urbana na região de João Pessoa**. Relatório de pesquisa, IFPB: João Pessoa, 2009.

CAPÍTULO 4

FATORES QUE AFETAM O PERÍODO DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO

4.1 Comentários iniciais

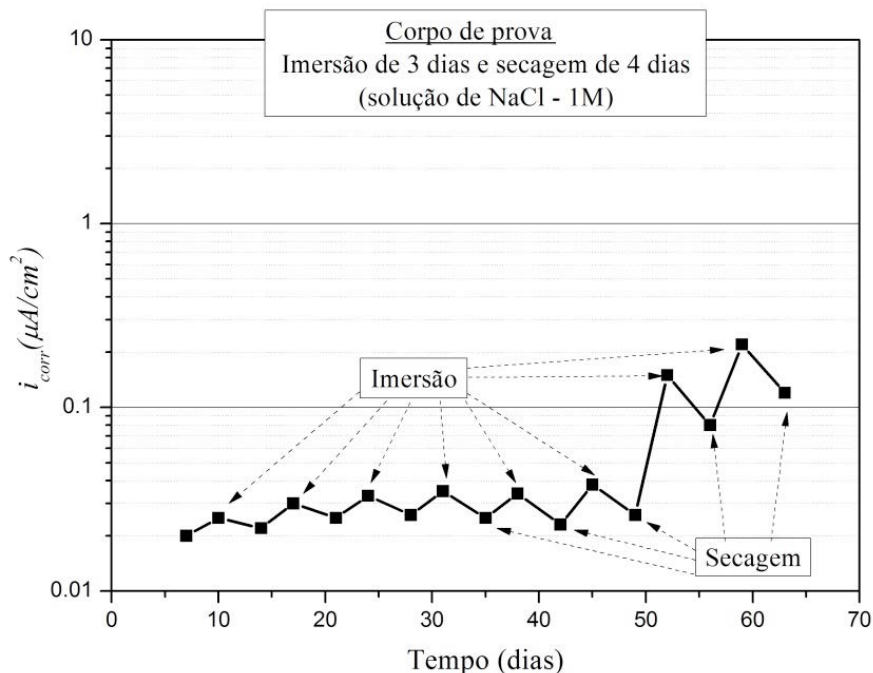
A fase de propagação da corrosão está relacionada à cinética do processo, ou seja, à velocidade com que o processo de corrosão avança. Por isso, a corrente de corrosão é, em geral, o parâmetro empregado para avaliar esse avanço. Neste capítulo, discute-se a influência das variáveis quantidade de água na rede porosa, temperatura e disponibilidade de oxigênio na propagação da corrosão.

4.2 Influência da quantidade de água nos poros do concreto

A quantidade de água nos poros do concreto está relacionada ao eletrólito necessário para o funcionamento da pilha eletroquímica. Assim, se há pouca quantidade de água na rede porosa do concreto, as velocidades de corrosão diminuem e, ao contrário, se há água em quantidade maior, as velocidades sobem. Contudo, nesse último caso, também é importante considerar a disponibilidade de oxigênio, que pode ser comprometida em casos de longo período de saturação do concreto.

A Figura 25 mostra um caso típico de densidade de corrente de corrosão em corpos de prova de concreto armado, considerando as variações de umidade em ciclos de imersão e secagem.

Figura 25 – Influência da umidade na densidade de corrente de corrosão de armaduras (comportamento típico)

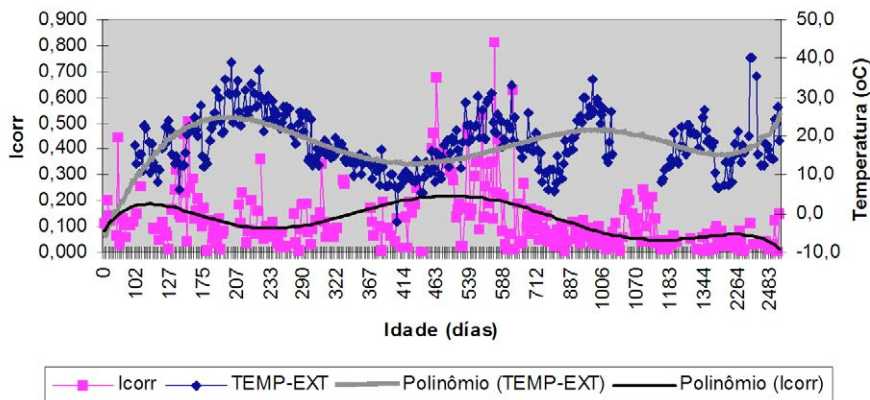


Fonte: Autoria própria.

4.3 Influência da temperatura

Considerando a situação específica na qual a temperatura não muda as condições de umidade interna do material (ambiente controlado), o aumento da temperatura contribui para o aumento da velocidade de corrosão. No entanto, em condições naturais de exposição, enquanto a temperatura sobe, o concreto perde umidade interna e a velocidade de corrosão deve baixar. A Figura 26 apresenta um exemplo desse tipo de influência da temperatura na densidade de corrente de corrosão, em que, após o aumento da temperatura, há uma evaporação de parte da umidade do material e a corrente de corrosão diminui. Como esses efeitos não ocorrem na mesma hora, há uma diferença temporal entre o aumento da temperatura e a diminuição da velocidade de corrosão.

Figura 26 – Influência da temperatura na corrente de corrosão (corpos de prova em exposição natural)

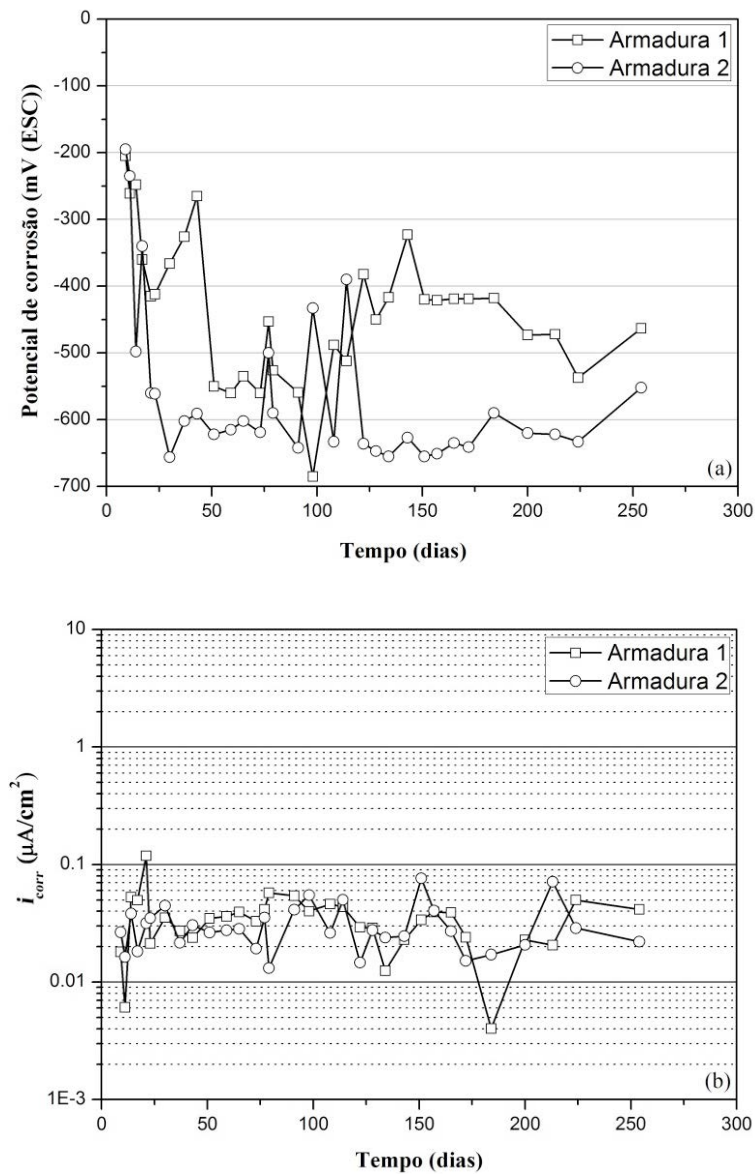


Fonte: Lima (2011).

4.4 Influência da disponibilidade de oxigênio

O oxigênio é necessário para as reações catódicas. Assim, se há uma frequente aeração do concreto, o oxigênio se faz presente para as reações catódicas. Por outro lado, se uma estrutura permanece saturada durante muito tempo, é possível que a disponibilidade de oxigênio seja reduzida, o que determina um controle catódico da velocidade de corrosão. A Figura 27 dá um exemplo desse tipo de controle, em que os corpos de prova saturados por um longo período de tempo, apesar de apresentarem potenciais muito negativos, têm velocidades de corrosão muito baixas, indicando um controle catódico da corrosão. Como pode ser visto na Figura 27a, os potenciais estão entre -400 e -650 mV (ESC), o que indica uma alta probabilidade de corrosão (ASTM, 2009). Por outro lado, os valores de densidade de corrente de corrosão são muito baixos (Figura 27b), o que sugere um controle catódico da corrosão por falta de oxigênio, uma vez que esses corpos de prova estiveram sempre saturados.

Figura 27 – Potencial de corrosão (a) e densidade de corrente de corrosão (b) para corpos de prova submersos desde a desmoldagem em solução de NaCl (1M)



Fonte: Autoria própria.

TESTANDO O SEU CONHECIMENTO

1. Considerando o parâmetro densidade de corrente de corrosão, explique como a quantidade de água nos poros do concreto influi no período de propagação da corrosão.
2. Discuta a influência da temperatura na propagação da corrosão, de forma isolada e de forma conjunta com a umidade interna.
3. Como a disponibilidade de oxigênio para as reações catódicas pode controlar a velocidade de corrosão em uma estrutura de concreto?

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C-876. **Standard test for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.** Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2009.

LIMA, M. G. Ações do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto, Ciência e Tecnologia.** São Paulo: Ibracon, 2011. p. 733-772.

CAPÍTULO 5

TÉCNICAS EMPREGADAS NA AVALIAÇÃO E NO DIAGNÓSTICO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

5.1 Comentários iniciais

No processo de diagnóstico da corrosão, é possível o emprego de metodologias gerais de inspeção e diagnóstico já conhecidas, como aquela proposta pelo *Comité International du Batiment* (CIB). Essa metodologia se baseia em uma etapa inicial de análise do problema, uma etapa intermediária de pré-diagnóstico e uma etapa final de diagnóstico, a qual desempenha o papel norteador em relação às ações de correção das anomalias encontradas (Figura 28).

A etapa inicial de **análise** envolve a identificação das anomalias encontradas por meio de observações mais superficiais, que indicam a presença dessa ou daquela anomalia. Nessa etapa, a inspeção visual, o registro fotográfico e a análise dimensional são ferramentas comuns que auxiliarão na fase do diagnóstico. É uma primeira aproximação em relação ao diagnóstico das falhas encontradas.

A etapa de **pré-diagnóstico** se caracteriza pelo levantamento das causas possíveis para o problema encontrado, na qual a consulta a referenciais bibliográficos específicos, o estudo sobre os materiais empregados e o levantamento do histórico construtivo da obra envolvida são ferramentas importantes na formulação das hipóteses iniciais em relação às causas dos problemas encontrados. A construção de uma árvore de diagnósticos, na qual são indicados possíveis diagnósticos para o problema encontrado, pode ser uma ferramenta bastante útil.

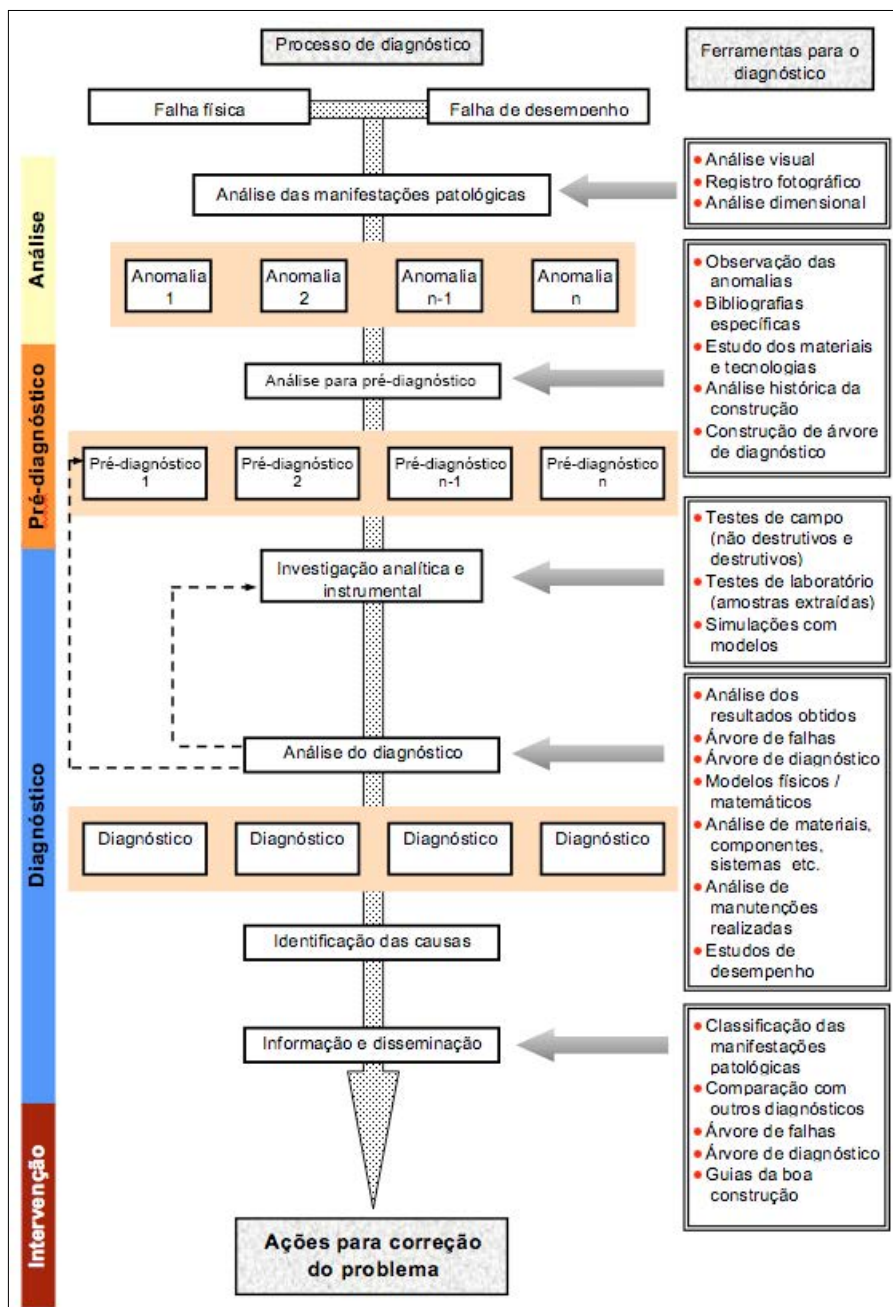
A etapa de **diagnóstico** busca confirmar ou não as hipóteses definidas no pré-diagnóstico. No caso de uma não confirmação, novas hipóteses são elaboradas e o processo de diagnóstico é retomado da etapa anterior. Para o desenvolvimento do diagnóstico definitivo, uma investigação acurada é necessária. Nesse caso, o uso de análises mais detalhadas de campo e de laboratório, incluindo ensaios específicos que envolvam a extração de amostras, o emprego de modelos físicos e matemáticos para representar os fenômenos envolvidos, e a análise sobre o processo de construção e manutenção adotados podem ser empregados. Uma análise do microambiente também deve ser incorporada.

A finalização do diagnóstico deve envolver, além da identificação das causas relacionadas ao problema estudado, a disseminação dessas informações, de forma clara e didática, indicando, inclusive, como evitar os problemas encontrados em situações semelhantes.

A fase de **intervenção**, embora não faça parte do processo de diagnóstico propriamente dito, está diretamente ligada a ele e uma boa intervenção depende de um diagnóstico claro e preciso em relação à manifestação patológica encontrada, para que as ações indicadas desempenhem um papel eficiente.

Neste capítulo, não se discute o emprego de uma metodologia completa como essa, que pode ser vista em maior profundidade diretamente em sua fonte (CIB, 1993). O que aqui se expõe, além de uma breve apresentação dessa metodologia, são técnicas empregadas na avaliação da corrosão de estruturas de concreto armado.

Figura 28 – Processo de diagnóstico de manifestações patológicas e suas ferramentas

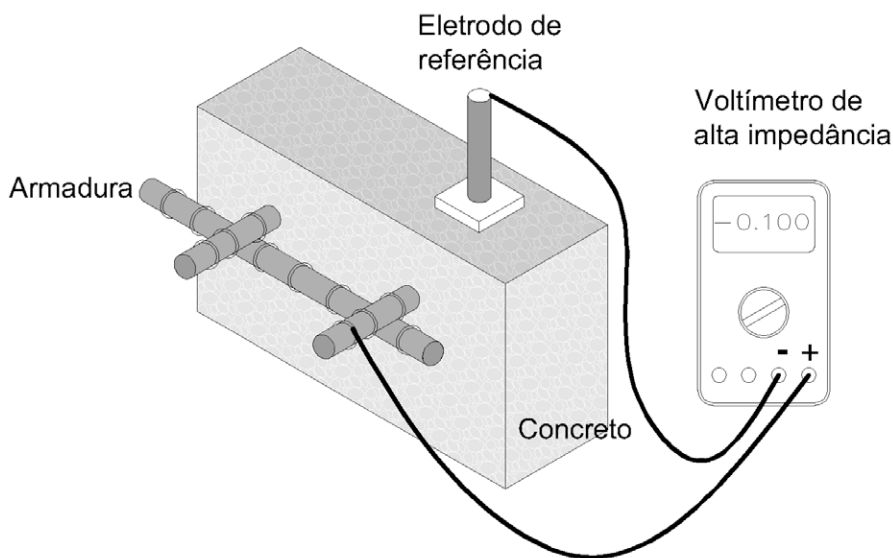


Fonte: Adaptado de CIB (1993).

5.2 Medida do potencial de corrosão

A técnica do potencial de corrosão se baseia na diferença de potencial entre a armadura e um eletrodo de referência que, para aplicações de campo, costuma ser um eletrodo de cobre-sulfato de cobre. Esse eletrodo é posicionado na superfície do concreto, conectado ao polo negativo de um voltímetro de alta impedância, cujo polo positivo é ligado à armadura, conforme se apresenta na Figura 29.

Figura 29 – Desenho esquemático da medida de potencial de corrosão



Fonte: ASTM C 876 (ASTM, 2009).

Esse tipo de medida é influenciada por:

a) *Teor de umidade do concreto* – conforme o concreto se encontre seco ou úmido, as medidas de potencial podem variar significativamente. Em função disso, recomenda-se uma umidificação prévia do concreto antes da realização desse tipo de medida.

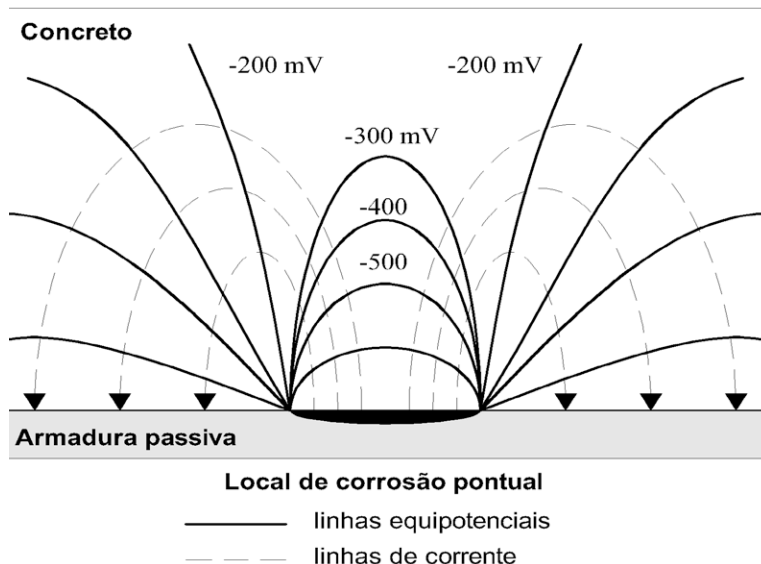
b) *Espessura do cobrimento da armadura* – o potencial que se mede na superfície do concreto não é o mesmo ao nível da armadura. Há uma atenuação da medida, conforme pode ser visto na Figura 30, que mostra as linhas equipotenciais.

c) *Correntes erráticas* – a presença de interferências elétricas externas pode resultar em medidas de potencial significativamente diferentes das habituais sem esse tipo de interferência.

d) *Carbonatação do concreto* – a carbonatação do concreto densifica o material superficialmente, diminuindo a porosidade e, portanto, a quantidade de eletrólito. Quando a carbonatação não chega ao nível da armadura, é possível que haja uma diminuição, em módulo, das medidas de potencial devido a uma menor quantidade de eletrólito.

e) *Quantidade de sais no eletrólito* – a presença de sais dissolvidos na solução dos poros do concreto facilita o fluxo de corrente. Assim, se um concreto tem uma concentração iônica maior em seu eletrólito, é possível a medida de potenciais mais eletronegativos.

Figura 30 – Linhas equipotenciais nas medidas de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado



As medidas de potencial são medidas qualitativas sobre o processo de corrosão, uma vez que não fornecem informações sobre sua velocidade. Nesse sentido, essas medidas são avaliadas de acordo com a probabilidade que o processo de corrosão tem de que este esteja ocorrendo ou não. A norma ASTM C 876 (ASTM, 2009) considera a classificação apresentada no Quadro 8. No entanto, como o potencial depende de uma série de variáveis, é importante considerar aspectos particulares de cada estrutura quando da interpretação dos resultados. A umectação prévia da parte da estrutura a ser avaliada é recomendada (ASTM, 2009).

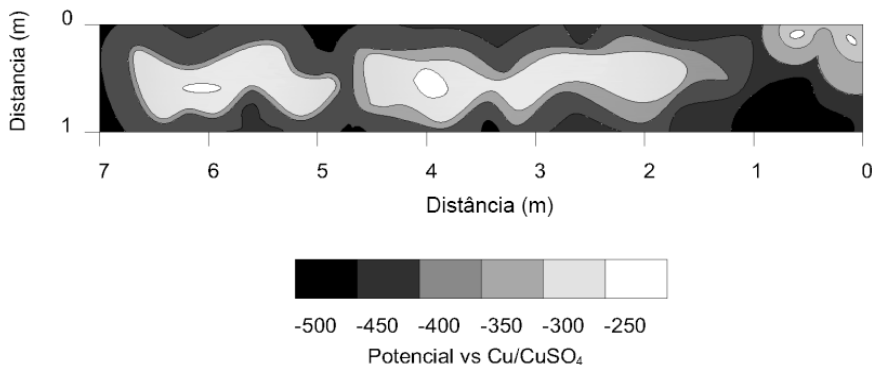
Quadro 8 – Classificação dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C 876

Potencial - E (mV-ESC)	Probabilidade de corrosão
$E > -200$	$< 10 \%$
$-200 \geq E \geq -350$	Incerteza em relação à corrosão
$E < -350$	$> 90 \%$

Fonte: ASTM (2009).

No caso de extensas áreas a serem avaliadas, como é o caso de lastros de pontes ou outros elementos de dimensões significativas, é usual que seja feito um mapeamento de potencial, gerando um mapa com superfícies equipotenciais, no qual se tem a indicação de zonas com potenciais mais e menos eletronegativos, segundo uma escala de valores (Figura 31).

Figura 31 – Exemplo de mapeamento de potencial de corrosão



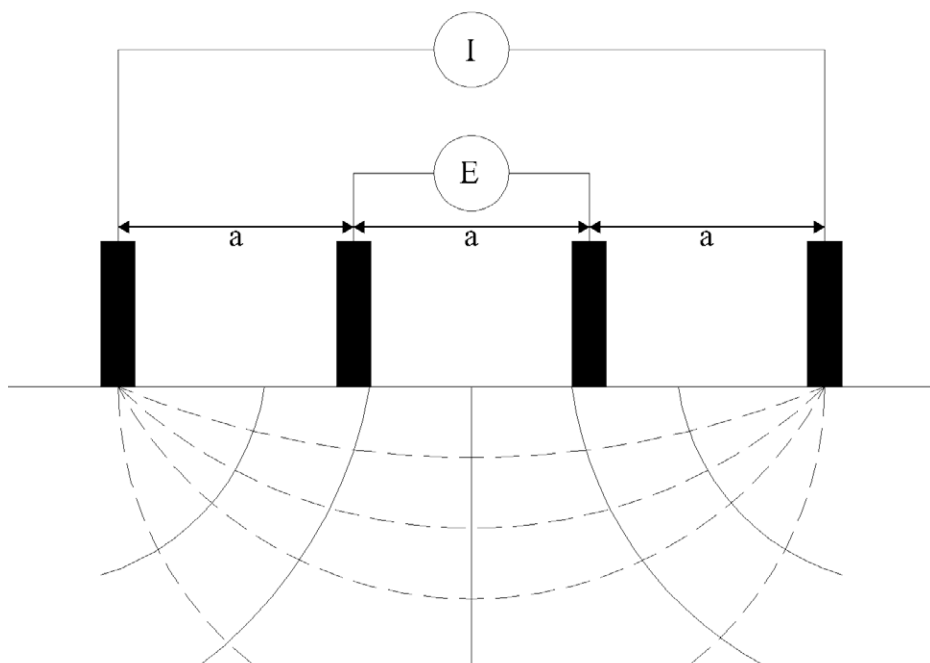
Fonte: Corvino *et al.* (1999).

5.3 Medida da resistividade superficial do concreto

A técnica de resistividade superficial do concreto emprega quatro eletrodos e é conhecida como técnica de Wenner ou técnica das quatro pontas (WENNER, 1915). Essa técnica consiste em aplicar uma corrente alternada entre os eletrodos externos, a uma frequência entre 100 e 1000 Hz, e medir a diferença de potencial entre os eletrodos internos. A resistividade é obtida por meio da Equação (3), em que E é a diferença de potencial, I é a corrente, e a é a distância entre os eletrodos, que deve ser maior que o diâmetro máximo do agregado graúdo, utilizando-se, em geral, a distância de 5 cm (Figura 32). Também é importante que as medidas sejam tomadas o mais afastado possível da localização das armaduras e das bordas do elemento estrutural, para evitar medidas imprecisas. Distâncias mínimas de $1,5a$ e $2a$, respectivamente, são recomendadas para esses casos (GOWERS; MILLARD, 1999).

$$\rho = 2\pi .a. E / I \quad (3)$$

Figura 32 – Desenho esquemático da técnica de Wenner para medida da resistividade superficial do concreto

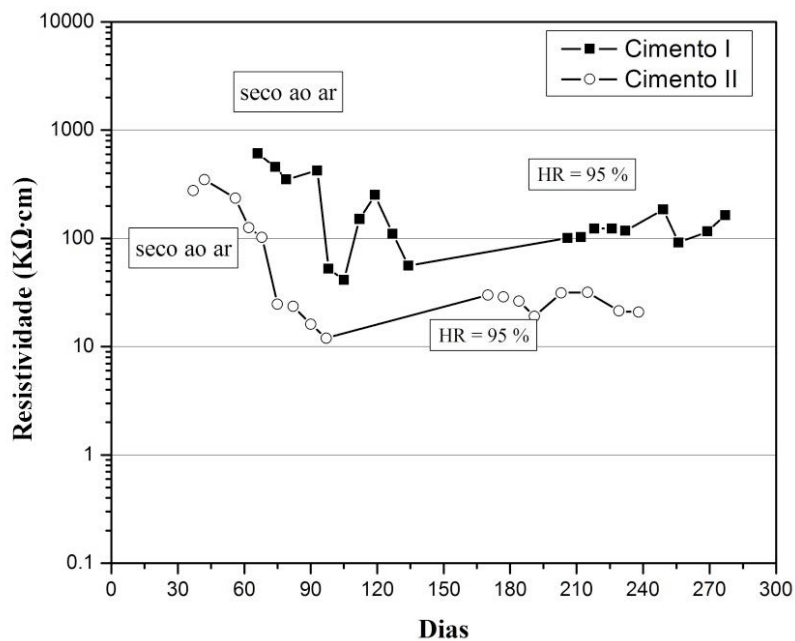


Fonte: Gowers e Millard (1999).

A resistividade é influenciada pela porosidade do material – que tem relação com a/c, adições minerais, idade etc. –, pela composição química da solução dos poros, bem como, e principalmente, pelo teor de umidade presente na rede porosa do material. Essa umidade pode fazer variar significativamente as medidas de resistividade (Figura 33).

Considerando que a resistividade é influenciada fortemente pela umidade, é importante saber se a medida realizada é representativa das condições médias de exposição da estrutura analisada. Realizar medidas depois de uma saturação da estrutura pela ação da chuva, por exemplo, pode não ser representativo para uma dada estrutura. Para interpretação dessas medidas, as relações apresentadas no Quadro 9 são usadas com frequência.

Figura 33 – Influência da quantidade de água nos poros do concreto na resistividade superficial



Fonte: Autoria própria.

Quadro 9 – Relação entre resistividade superficial e risco de corrosão

Resistividade superficial – ρ (KΩ.cm)	Risco de corrosão
> 100	insignificante
50 - 100	baixo
10 - 50	moderado a elevado
< 10	a resistividade não é o parâmetro controlador do processo de corrosão

Fonte: Cigna *et al.* (2003).

5.4 Medida da velocidade de corrosão

A medida da velocidade de corrosão é realizada a partir da técnica de resistência de polarização (R_p) ou resistência de polarização linear (RPL), a qual consiste em aplicar uma pequena polarização (em torno de 10 mV) na armadura, para mais e para menos, em relação ao potencial de corrosão de circuito aberto, e verificar a variação de corrente, de acordo com o que se apresenta na Figura 34. A R_p representa a relação entre a polarização aplicada (ΔE) e a variação observada na corrente (ΔI) (Equação 4). A relação entre R_p e a corrente de corrosão (I_{corr}) é dada pela Equação 5 (STERN; GEARY, 1957). Para situações de corrosão ativa, B assume o valor de 26 mV e, para situações em que o aço está passivo, B assume o valor de 52 mV (ANDRADE, 1973). Para obtenção da densidade de corrente de corrosão (i_{corr}), a corrente de corrosão deve ser dividida pela área polarizada da armadura (A), conforme se expõe na Equação 6.

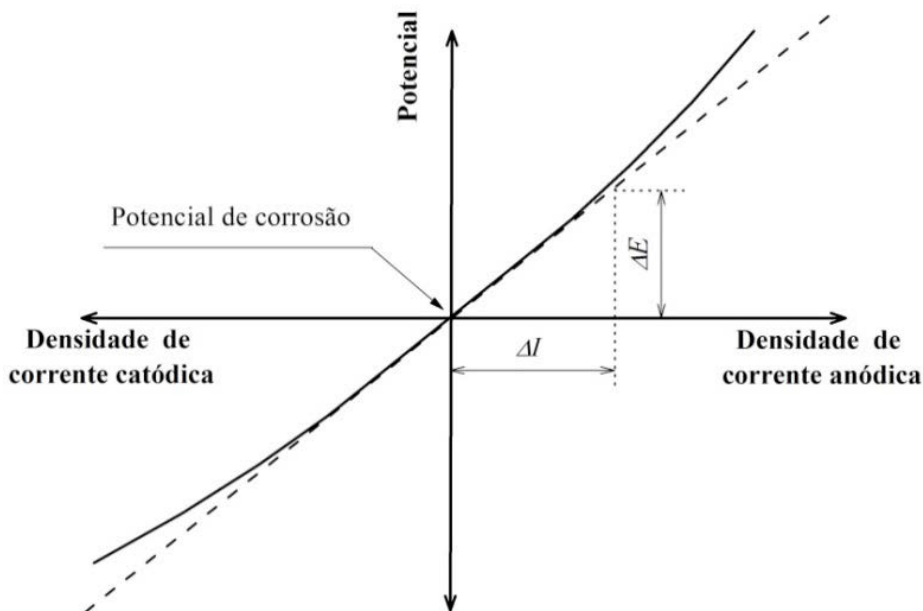
$$R_p = \Delta E / \Delta I \quad (4)$$

$$I_{corr} = B / R_p \quad (5)$$

$$i_{corr} = I_{corr} / A \quad (6)$$

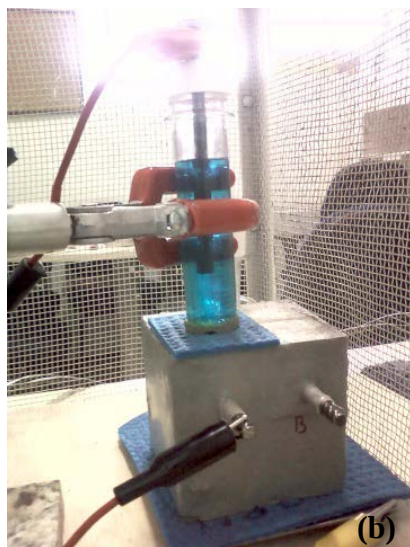
Na aplicação dessa técnica, é importante fazer uma polarização de baixa amplitude para que a armadura não sofra alterações importantes da película de passivação, bem como compensar a queda ôhmica devido à capa resistiva de concreto que há entre a armadura e a superfície de contato. A Figura 34 exemplifica a aplicação dessa técnica, com a disposição dos elementos que integram a medida realizada.

Figura 34 – Curva de polarização na zona de aplicação da técnica de R_p



Fonte: Adaptado de Bertolini *et al.* (2004).

Figura 35 – Setup para a aplicação da técnica de R_p – vista geral (a), vista focada no corpo de prova e eletrodos (b)



Fonte: Arquivo pessoal do autor.

Na avaliação dos resultados de corrente de corrosão, as relações apresentadas no Quadro 10 indicam distintos níveis de avanço da corrosão. Contudo, é importante considerar que as medidas sejam representativas para a estrutura analisada, considerando a sua interação com o meio ambiente. Por outro lado, também é importante observar que a velocidade de corrosão, no caso da ação dos cloretos, pode significar uma perda de seção transversal da armadura até dez vezes superior, devido a sua ação pontual e não generalizada, como é o caso da carbonatação (ANDRADE; ALONSO, 2001).

Quadro 10 – Relação entre velocidade de corrosão e nível de corrosão

Velocidade de corrosão – i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Nível de corrosão
< 0,1	insignificante
0,1 - 0,5	baixo
0,5 - 1	moderado
$i_{corr} > 1$	elevado

Fonte: Cigna *et al.* (2003).

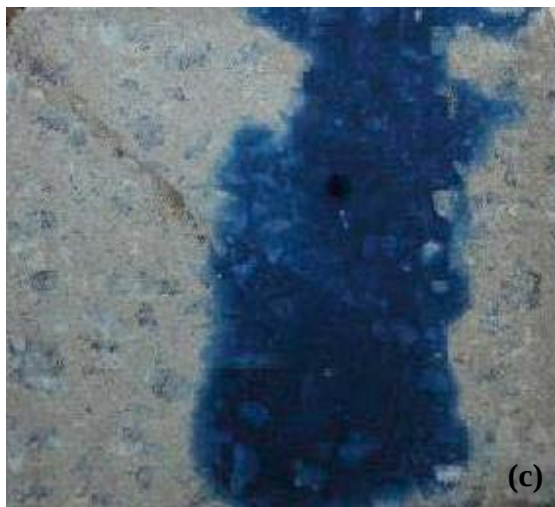
5.5 Medida da profundidade de carbonatação

Com o avanço da carbonatação do concreto, esse passa a apresentar uma zona mais externa carbonatada, onde o pH diminui, e uma zona mais interna, onde o pH se mantém em níveis mais elevados. Para a medida da profundidade de carbonatação, é usual o emprego de soluções indicadoras de pH, como as soluções de fenolftaleína e timolftaleína. A mais empregada é a solução de fenolftaleína a 1% em álcool etílico. Essa solução, que é incolor a princípio, é aspergida sobre a superfície de concreto recém-fraturada e assume a cor roxo-púrpura se o pH é superior a 9,5, uma cor que vai do rosa ao roxo-púrpura para pHs entre 8 e 9,5 e se mantém incolor se o pH é inferior a 8 (ANDRADE, 1988). No caso do emprego da solução indicadora de tomolftaleína a 1%, essa assume a cor azul quando o pH é maior que 10,3 e se mantém incolor para pHs mais baixos que esse referencial.

Esse tipo de medida permite avaliar o avanço da frente de carbonatação e pode ser feita diretamente na estrutura analisada ou por meio de testemunhos obtidos a partir dessa mesma estrutura. A Figura 36 apresenta exemplos da aplicação desse tipo de medida com soluções de fenolftaleína e timolftaleína.

Figura 36 – Medidas de carbonatação em testemunhos, estruturas reais e corpos de prova, com soluções de fenolftaleína (a e b) e timolftaleína (c)





Fonte: Arquivo pessoal do autor.

O objetivo maior desse tipo de medida é avaliar se a frente de carbonatação chegou ao nível da armadura, o que indicaria o fim do período de iniciação da corrosão (se esse for o critério adotado). No entanto, também é possível verificar a velocidade de avanço da frente de carbonatação se informações sobre a idade da estrutura são disponíveis. Isso pode ser feito por meio do modelo da raiz quadrada do tempo para carbonatação (Equação 7), a partir do qual, uma vez conhecida a velocidade de avanço da frente de carbonatação, é possível fazer previsões, conforme se exemplifica na Figura 37.

$$X = X_0 + K_{CO_2} \cdot \sqrt{t} \quad (7)$$

Em que:

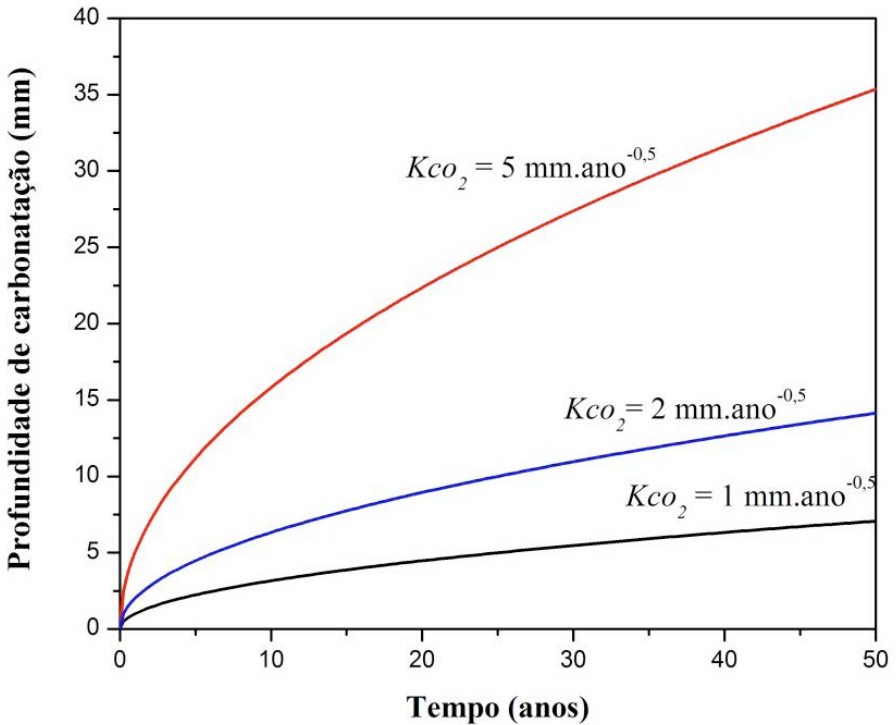
X = Profundidade de carbonatação medida

X_0 = Profundidade de carbonatação inicial (0 ou maior que 0 se houver carbonatação prévia).

K_{CO_2} = Velocidade de avanço da frente de carbonatação.

t = Idade na qual foi feita a medida.

Figura 37 – Simulações do avanço da frente de carbonatação para distintas velocidades de carbonatação e $X_0 = 0$



Fonte: Autoria própria.

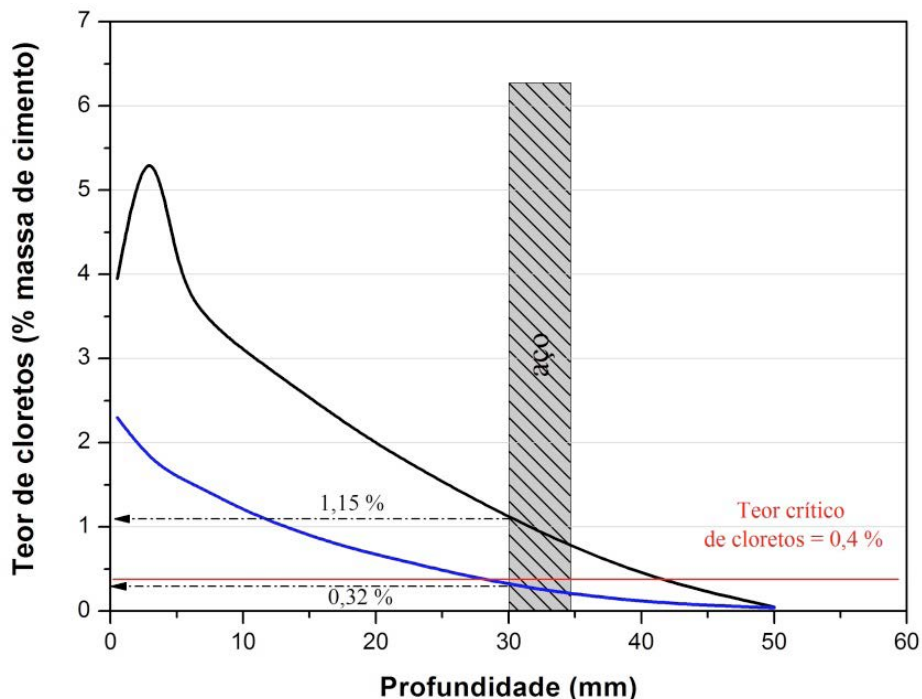
Através da Figura 37 pode-se observar que, ao final de 50 anos, um concreto que apresenta K_{CO_2} (velocidade de avanço da frente de carbonatação) de $1 \text{ mm.ano}^{-0,5}$ tem pouco mais de 7 mm carbonatados; profundidade essa que sobe para 14 mm e 35 mm quando K_{CO_2} sobe para $2 \text{ mm.ano}^{-0,5}$ e $5 \text{ mm.ano}^{-0,5}$, respectivamente.

5.6 Medida da concentração de cloretos

Em ambientes onde há a presença de íons cloreto, como é o caso do ambiente marinho, as medidas de concentração de cloretos no concreto são realizadas para a obtenção de perfis de concentração desses íons, desde a superfície até o interior do concreto. Essas medidas resultam em distintos teores de cloretos a diversas profundidades em relação à superfície do concreto, cujo conjunto representa um perfil. Com o perfil de cloretos, é possível verificar qual é a concentração de cloretos ao nível da armadura e, no caso em que essa concentração seja superior ao teor crítico de cloretos, aceita-se que o período de iniciação da corrosão tenha chegado ao final. Caso contrário, haverá tempo para serem realizadas intervenções protetoras que podem aumentar o período de iniciação da corrosão.

Tomando como exemplo os perfis apresentados na Figura 38, é possível verificar que, se a armadura estiver posicionada a uma profundidade de 3 cm, o teor de cloretos, nessa profundidade, é de 0,32% em relação à massa de cimento para o perfil azul. No entanto, para o perfil preto, a concentração de cloretos observada no nível da armadura é 1,15% em relação à massa de cimento. Aceitando-se que o teor crítico de cloretos seja 0,4% da massa de cimento, conclui-se que, para o perfil preto, o período de iniciação da corrosão foi vencido e para o perfil azul isso ainda não aconteceu, apesar de estar próximo.

Figura 38 – Exemplo de avaliação de perfis de cloretos



Fonte: Autoria própria.

Os perfis também podem ser empregados para verificar a velocidade de avanço do teor crítico de cloretos e avaliar quanto tempo seria necessário para que essa quantidade de cloretos pudesse ser alcançada no nível da armadura. Isso pode ser feito por meio da Equação (8), semelhante à Equação (7), que é uma simplificação da 2ª Lei de Fick (CRANK, 1975). Nesse campo, seguramente existem modelos mais avançados para representar o fenômeno de transporte de cloretos no interior do concreto. Contudo, a Equação (8) é bastante conhecida, apresenta interface amigável e gera informações bastante úteis para aplicações no campo da engenharia.

$$X = K_{cl} \cdot \sqrt{t} \text{ ou } t = (X / K_{cl})^2 \quad (8)$$

Em que:

X = Profundidade na qual uma dada concentração de cloretos é medida, em geral a concentração crítica de cloretos.

K_{cl} = Coeficiente de penetração de cloretos.

T = Tempo.

Tomando-se como referência a Figura 38 e aceitando-se 0,4% da massa de cimento como teor crítico de cloretos e 20 anos de exposição, pode-se verificar que o perfil azul apresenta k_{cl} médio de 6,1 mm.ano^{-0,5} e k_{cl} médio de 9,3 mm.ano^{-0,5} para o perfil preto.

As amostras empregadas na determinação da concentração de cloretos, a distintas profundidades no concreto, são amostras em pó que podem ser obtidas por meio de furos no concreto, com controle de profundidade, ou por meio da retirada de testemunhos de concreto e posterior pulverização em camadas deste testemunho a distintas profundidades em relação à sua superfície. Nesse processo, é importante que não sejam usados fluidos para evitar a remoção de cloretos das amostras pelo processo de lavagem destas. Com as amostras em pó, é necessário uma etapa inicial de extração dos cloretos com água ou ácido, para que posteriormente possam ser analisados os cloretos livres ou totais, respectivamente, de acordo com o método empregado.

O Quadro 11 apresenta alguns dos métodos que podem ser empregados para analisar o teor de cloretos presente nas amostras. Esses métodos podem ser facilmente consultados em fontes bibliográficas relacionadas à química analítica. As normas ASTM C1218 (ASTM, 2008) e C 1158 (ASTM, 2012) e as recomendações RILEM TC 178 (RILEM, 2002a, 2002b) tratam especificamente desse tema e apresentam procedimentos para a determinação da concentração de cloretos livres e totais.

Quadro 11 – Métodos de análise para determinação da concentração dos íons cloreto

Método	Funcionamento
Métodos volumétricos (Mohr, Volland)	A quantidade de cloretos é obtida a partir do volume gasto de reagente até o ponto de viragem do indicador.
Potenciometria direta – eletrodo íon seletivo	A quantidade de cloretos é obtida a partir de uma relação direta entre o potencial do eletrodo íon seletivo e a concentração de cloretos.
Titulação potenciométrica	A quantidade de cloretos é obtida a partir do ponto de equivalência em uma curva que relaciona potencial e volume de reagente.
Fluorescência de raios X	A quantidade de cloretos é obtida a partir da emissão de raios X secundários ou fluorescentes característicos do material analisado. Não necessita de extração prévia.
Cromatografia iônica	Separa íons com base na interação com uma resina.

Fonte: Autoria própria.

TESTANDO O SEU CONHECIMENTO

1. Que tipo de informação é fornecida pela medida do potencial de corrosão?
2. Como a umidade e a espessura de cobrimento da armadura influenciam nas medidas do potencial de corrosão da armadura em uma estrutura?
3. Discuta a utilidade do emprego do mapeamento de potenciais de corrosão.
4. Descreva o funcionamento do método de Wenner para medidas de resistividade superficial do concreto.
5. Como a umidade influencia nas medidas de resistividade superficial do concreto em uma estrutura?
6. Descreva o funcionamento da técnica de resistência de polarização e como a queda ôhmica pode influenciar na realização desse tipo de medida.
7. Qual a relação entre resistência de polarização e corrente de corrosão?
8. Apresente a classificação do processo de corrosão, considerando as medidas de potencial de corrosão, resistividade superficial do concreto e densidade de corrente instantânea de corrosão.
9. Que tipo de informação, relativa à corrosão de uma armadura, é obtida por meio das medidas de profundidade de carbonatação? Que relação pode ser obtida entre esse tipo de medida e a previsão de vida útil?
10. Qual a diferença entre as informações apresentadas pelas soluções de fenolftaleína e timolftaleína em relação ao pH e ao processo de corrosão?
11. Que tipo de informação, referente à corrosão de uma armadura, é obtida por meio dos perfis de cloretos? Que relação pode ser obtida entre esse tipo de medida e a previsão de vida útil?

12. Qual a principal diferença, no processo de extração de amostras, para obtenção dos teores de cloretos livres e totais?

13. Aponte a diferença de funcionamento dos métodos titulação potenciométrica e fluorescência de raios X na determinação da concentração de íons cloreto.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C 1218. **Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete**. Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C 876. **Standard test for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete**. Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C 1158. **Standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete**. Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2012.

ANDRADE, C. **Nueva técnica electroquímica de medida de la corrosión de armaduras en hormigones armados y pretensados. Empleo de aditivos inhibidores como método de protección**. 1973. 129 p. Tesis (Doctorado en Química Industrial)–Universidad Complutense de Madrid, Madrid, 1973.

ANDRADE, C. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras**. Madrid: CSIC/IETcc, 1988. 122 p.

ANDRADE, C.; ALONSO, M. C. On-site measurements of corrosion rate of reinforcements. **L'industria italiana del cemento**, n. 768, p. 664-671, 2001.

BERTOLINI, L. *et al.* **Corrosion of Steel in concrete – prevention, repair and diagnosis**. Viley-VCH: Viernheim, 2004.

CIB WORKING COMMISSION W-86. **Building Patology** – a state-of-the-art report. Beukel, A. V. D., Ed. Netherlands: CIB, 1993.

CIGNA, R. *et al.* **Corrosion of steel in reinforced concrete structures**. COST Action 521 – Final Report. European Community: Luxembourg, 2003.

CORVINO, B. S. *et al.* Postmortem of a failed bridge. **Concrete International**, v. 21, p. 39-45, 1999.

CRANK, J. **The mathematics of diffusion**. 2. ed. Oxford: Oxford University Press, 1975.

GOWERS, K. R.; MILLARD, S. G. Measurement of Concrete Resistivity for Assessment of Corrosion Severity of Steel Using Wenner Technique. **ACI Materials Journal**, v. 96, p. 536-541, 1999.

RILEM TC 178 -TMC. Analysis of total chloride content in concrete. **Materials and Structures**, v. 35, p. 583-585, 2002a.

RILEM TC 178-TMC. Analysis of water soluble chloride content in concrete. **Materials and Structures**, v. 35, p. 586-588, 2002b.

STERN, M.; GEARY, A. L. Electrochemical polarization. I. A theoretical analysis of the shape of polarization curves. **Journal of Electrochemical Society**, v.104, p.56-61, 1957.

WENNER, F. **A method for measuring earth resistivity**. In: Bulletin of the Bureau of Standards n° 15. Washington, 1915.

CAPÍTULO 6

MÉTODOS PARA PREVENÇÃO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

6.1 Comentários iniciais

Não há dúvidas que o método mais econômico e eficaz de proteção da armadura é projetar e executar uma dosagem de concreto associada a um cobrimento da armadura adequados à agressividade ambiental à qual a estrutura estará exposta. Em casos específicos, é possível usar métodos complementares de proteção, sobre os quais se comenta nas seções seguintes, considerando os métodos de aplicação sobre o concreto e os métodos de aplicação sobre a armadura.

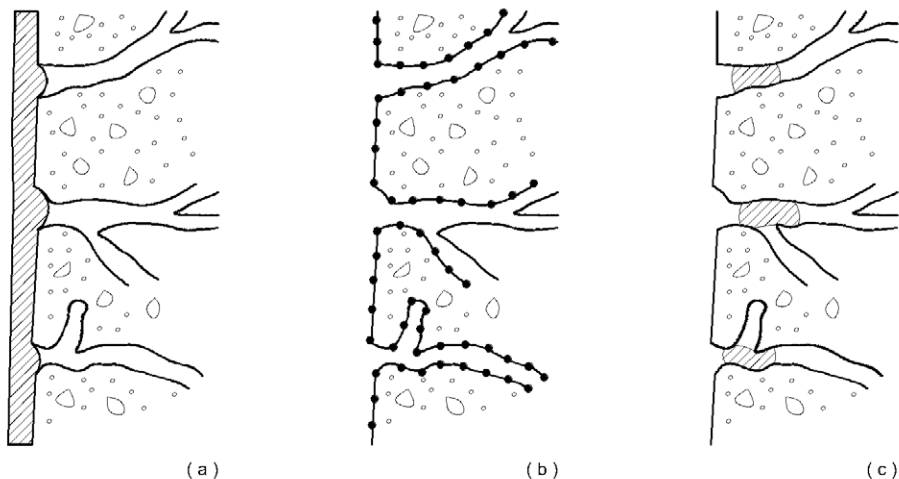
6.2 Métodos de aplicação sobre o concreto

6.2.1 Tratamentos superficiais

Os tratamentos superficiais para o concreto têm o objetivo de dificultar a entrada dos agentes agressivos no seu interior e, portanto, prolongar a vida útil da estrutura. Esses tratamentos devem equilibrar o seu caráter de barreira contra a entrada de agentes agressivos com a possibilidade de saída do vapor de água, ou seja, devem permitir que o concreto “respire”.

As formas de atuação dos tratamentos superficiais são esquematicamente apresentadas na Figura 39, onde é possível ver a forma de atuação das pinturas e selantes (a), dos hidrofugantes (b) e dos bloqueadores de poros (c). Aqui não se levou em consideração a possibilidade de aplicação de uma camada de revestimento sobre o concreto, que também é uma forma de proteção (KEER, 1992).

Figura 39 – Tipos de tratamentos superficiais: pinturas e selantes (a), hidrofugantes (b), bloqueadores de poros (c)



Fonte: Keer (1992).

O Quadro 12 apresenta os grupos de materiais que são geralmente empregados como tratamentos superficiais do concreto. As pinturas e selantes costumam ser polímeros e são usados para reduzir ou bloquear o transporte de CO_2 e íons cloreto, formando um filme sobre a superfície do concreto. A eficiência desses materiais está relacionada com a não existência de falhas na sua aplicação, na sua aderência e na sua durabilidade ao longo do tempo. Os hidrofugantes têm o objetivo de reduzir a absorção capilar e, com isso, reduzir a entrada de agentes agressivos dissolvidos na água. Como não fecham os poros, permitem a entrada de gases. Os bloqueadores de poros são materiais que penetram nos poros superficiais e reagem quimicamente com compostos hidratados, bloqueando os poros superficiais. O silicato de sódio é um desses bloqueadores, o qual reage com o hidróxido de cálcio para formar CSH e carbonato de sódio.

Quadro 12 – Tipos de tratamento superficial e suas características

Tipo de tratamento	Material	Apresentação comercial
Pinturas e selantes	Acrílico Epóxi Poliéster Poliétileno Poliuretano Vinil	Tinta Resina Emulsão Selante
Hidrofugantes	Silicone Siloxano Silano	Solução Dispersão
Bloqueadores de poros	Silicato Fluoreto de silício Dispersão com cimento	Solução Dispersão

Fonte: Adaptado de Keer (1992).

6.2.2 Inibidores de corrosão

Os inibidores de corrosão são substâncias que, quando em concentração adequada em um sistema de corrosão, têm a propriedade de reduzir a atividade de corrosão sem alterar a concentração do agente agressivo (ISO, 1999). A essa definição é importante adicionar que os inibidores de corrosão, apesar de sua aplicação no concreto, devem ter uma ação química ou eletroquímica com a armadura. Substâncias que dificultam a entrada de agentes agressivos, ou reduzem a porosidade do concreto, não são classificadas como inibidores de corrosão (ELSENER, 2000).

Os inibidores são, em geral, adicionados à mistura de concreto fresco, mas também há aqueles que são de aplicação superficial sobre o concreto endurecido. No primeiro caso, esses materiais atuam como prevenção à corrosão e, em geral, são adotados para estruturas submetidas a ambientes de elevada agressividade ambiental. No segundo caso, os inibidores atuam como tratamento preventivo (se ainda não há corrosão) ou como tratamento corretivo, para reduzir um processo de corrosão em andamento. Nos dois casos, os inibidores devem ser capazes de chegar ao

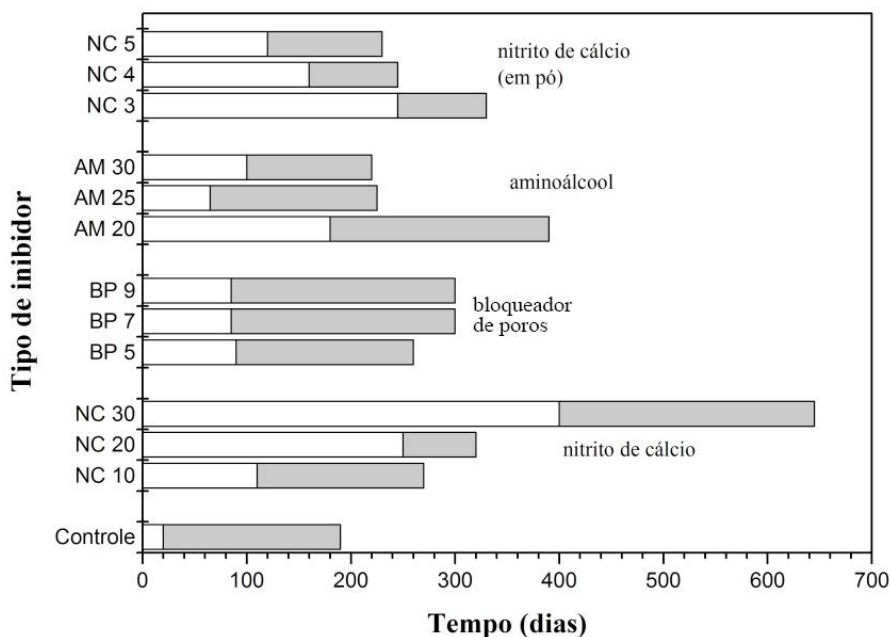
nível da armadura, em quantidade suficiente para protegê-la da corrosão ou reduzir a velocidade de corrosão de um processo em andamento.

Os inibidores são usualmente classificados como: inibidores anódicos, inibidores catódicos ou inibidores mistos, de acordo com a sua atuação, reduzindo as reações anódicas, catódicas ou as duas, respectivamente (ANDRADE, 1988). Também é possível classificá-los, segundo a sua atuação, em: inibidores de adsorção, os quais atuam nas reações anódicas, catódicas ou nas duas; inibidores de formação de película, que atuam bloqueando a superfície da armadura; e inibidores de passivação, que atuam favorecendo as reações de passivação da armadura (BERTOLINI *et al.*, 2004).

Entre os inibidores de corrosão, o nitrito de cálcio teve larga aplicação, atuando como passivante e gerando produtos de corrosão pouco solúveis. Sua faixa de concentração crítica em relação à concentração de cloretos está entre 0,5 e 1 (ELSENER, 2011). Isso deixa claro que os nitritos devem estar em concentração suficiente para que sejam eficientes. Os inibidores do tipo amina e alcaloamina também têm sido empregados e atuam como inibidores catódicos ou mistos. Sua eficiência também depende de concentrações elevadas. A Figura 40 apresenta resultados comparativos do desempenho de alguns desses inibidores.

Como inibidor de aplicação superficial, o mono flúor fosfato de sódio (MFF) tem sido estudado e foi possível comprovar que, quando em contato com a armadura, previne a corrosão ou diminui a taxa de corrosão de armaduras com corrosão ativa. Sua aplicação como inibidor de superfície deve-se a reações adversas quando aplicado ao concreto fresco. No entanto, o MFF tem dificuldades de penetrar no concreto em quantidades suficientes para ser efetivo na redução da corrosão (NGALLA; PAGE; PAGE, 2003). A quantidade crítica a partir da qual a redução da corrosão por cloretos é significativa é $[MFF]/[Cl] \geq 1$. O MFF também atua como inibidor de corrosão em estruturas carbonatadas.

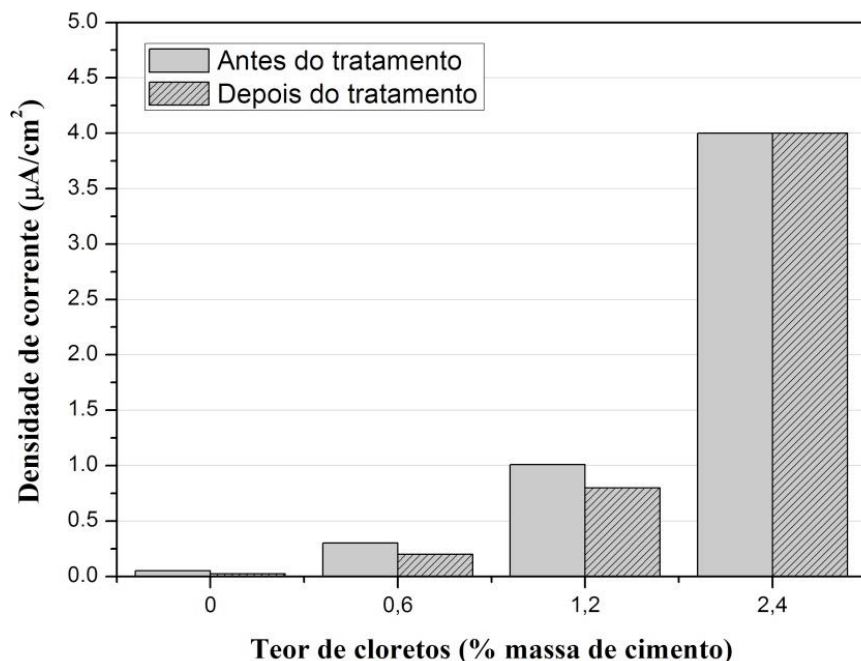
Figura 40 – Tempo para iniciar a corrosão da armadura em corpos de prova de argamassa expostos a soluções de cloretos para quatro distintos inibidores, com três diferentes quantidades cada um



Fonte: Trépanier, Hope e Hansson (2001).

A Figura 41 apresenta resultados do uso do MFF, nos quais é possível verificar que a sua eficiência como produto de aplicação superficial depende da quantidade de cloretos que há no concreto e do tempo de tratamento. No caso específico da Figura 41, o MFF foi usado em solução aquosa a 15%, com aplicações superficiais repetidas a cada 14 dias, em corpos de prova de concreto com relação a/c 0,65 e cobrimento da armadura de 12 mm. Esse desempenho deficiente se explica pela dificuldade do inibidor penetrar no concreto desde a sua superfície, como bem observaram Shiegg, Hunkeler e Ungricht (2007) em um estudo com uma estrutura real no qual não foi possível verificar um efeito importante do MFF na redução da corrosão da armadura.

Figura 41 – Taxa de corrosão de armaduras em corpos de prova de concreto antes e depois do tratamento com MFF



Fonte: Ngala, Page e Page (2003).

6.3 Métodos de aplicação sobre as armaduras

6.3.1 Tratamentos superficiais de proteção

Dos tratamentos superficiais aplicados à armadura, os mais comuns são a pintura epóxi e a galvanização da armadura.

6.3.1.1 Pintura epóxi

A pintura epóxi é uma técnica de proteção que se desenvolveu em laboratório, nos anos 70, na América do Norte, e teve bons resultados de prevenção da corrosão em concreto submetidos à carbonatação ou contaminação por íons cloreto (BERTOLINI *et al.*, 2004). Contudo, para a eficiência dessa técnica, a pintura deve: cobrir toda a armadura de modo

uniforme e com espessura adequada, sem comprometer a aderência entre a armadura e o concreto; ser resistente; ter boa aderência à superfície da armadura; ser flexível o suficiente para permitir as dobras da armadura.

Falhas na pintura podem comprometer a proteção da armadura, o que é particularmente mais importante em ambientes com a presença de cloretos, uma vez que esses íons podem entrar através de uma falha na pintura e moverem-se por baixo desta para aumentar a área de ataque. A espessura recomendada para a aplicação desse tipo de proteção está entre 180 e 300 μm (AASHTO, 2009). Espessuras mais finas podem comprometer a eficiência dessa proteção, como observaram Lawler e Krauss (2011) na avaliação de pontes com cerca de 35 anos, na Virgínia – EUA, onde se aplicou esse tipo de proteção (Figura 42).

Figura 42 – Armaduras com pintura epóxi, com e sem corrosão



Fonte: Lawler e Krauss (2011).

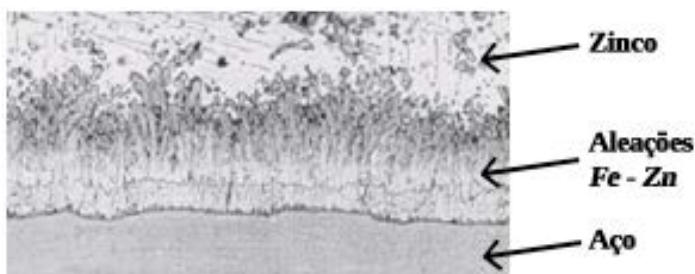
Outros dois pontos importantes em relação a esse tipo de proteção são os seguintes: no caso de falhas na pintura, taxas de corrosão muito elevadas podem ocorrer na presença de macro células, como é o caso do uso combinado de armaduras com e sem pintura epóxi em uma mesma estrutura, em que as primeiras atuam como cátodos; um outro ponto é que como as armaduras pintadas comprometem a conexão elétrica entre elas, não se pode aplicar a proteção catódica no caso de falhas na pintura.

6.3.1.2 Galvanização da armadura

Armaduras galvanizadas têm sido utilizadas com sucesso em estruturas de concreto desde os anos 1930 (YEOMANS, 1991). Esse tipo de armadura tem vantagens significativas sobre as armaduras convencionais, o que inclui o incremento do período de iniciação da corrosão e a possibilidade de aplicação em elementos delgados (pequena espessura de cobrimento).

Com a galvanização da armadura, há a produção de uma camada mais interna formada de aleações *Fe-Zn* e uma capa mais externa de zinco puro (Figura 43). A proteção do aço galvanizado provém da formação de um filme passivo nessa capa de zinco, que provoca a posterior redução da taxa de dissolução deste. Essa proteção depende da espessura dessa camada externa e do pH do meio. Espessuras mínimas entre 5 e 10 μm da camada de zinco puro são ideais para que se produza a passivação dessa camada externa (ANDRADE, 1988). Para pHs alcalinos abaixo de 13,3, é possível a formação desse filme passivo. Contudo, a faixa ideal de pH é entre 12 e 12,8, em que o filme formado é mais compacto e eficiente. Portanto, os cimentos com alto teor de álcalis podem comprometer a formação desse filme passivo.

Figura 43 – Estrutura da camada de galvanização

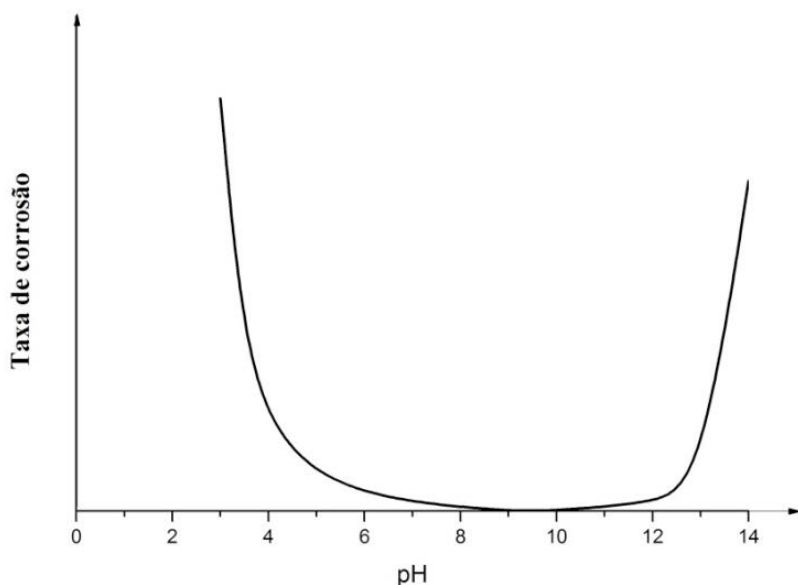


Fonte: Adaptado de González e Andrade (1982).

Quando o concreto está exposto à carbonatação, a diminuição do pH não é suficiente para produzir taxas de corrosão elevadas (Figura 44). Dessa forma, a camada de zinco permanece passiva. No caso

dos cloretos, esses íons podem despassivar pontualmente essa camada de proteção. No entanto, é usual que as armaduras galvanizadas tolerem quantidades de cloretos significativamente maiores que aquelas toleradas pelas armaduras convencionais. Esse teor crítico de cloretos depende da espessura e da qualidade dessa camada de proteção. Valores entre 0,5% e 2,3% (massa de cimento) têm sido observados em laboratório (DARWIN *et al.*, 2009).

Figura 44 – Efeito do pH na taxa de corrosão do zinco puro



Fonte: Adaptado de Castaño, Botero e Peñaranda (2007).

Outra vantagem da armadura galvanizada é que mesmo que ocorra a corrosão, a camada de zinco corrói a taxas menores, o que significa uma vida útil mais longa para esse tipo de armadura em comparação com a armadura convencional.

Com relação à aderência entre a armadura galvanizada e o concreto, fatores como a composição do cimento, compactidade, cura e

idade do concreto afetam a aderência entre os materiais. Apesar de alguns trabalhos na literatura indicarem resultados divergentes em relação ao ganho ou perda de aderência (BIRD, 1962), é possível alcançar uma boa aderência entre esse tipo de armadura e o concreto em idades um pouco mais avançadas devido à formação de cristais de hidrozincato de cálcio que atuam como pontes de ligação entre a camada de zinco e o concreto (FRATESI; MORICONI; COPPOLA, 1996).

6.3.2 Armaduras especiais

Entre as armaduras especiais, é possível citar as armaduras de aço inoxidável e as armaduras não metálicas, como as de fibra de vidro, fibra de carbono, fibra de basalto etc. Os dois tipos de armadura representam opções para ambientes com elevada agressividade.

6.3.2.1 Armaduras em aço inoxidável

Os aços inoxidáveis representam um conjunto de tipos de aço com distintas composições, características físicas, mecânicas, custo e resistência à corrosão. Em geral, apresentam resistência à corrosão significativamente superior a do aço convencional (aço carbono), o que representa uma vida útil mais longa para a estrutura. Devido ao seu custo inicial, esse tipo de aço tem o seu uso recomendado para situações de elevada agressividade marinha e, em algumas situações, tem seu uso limitado à parte da estrutura mais exposta.

Os aços inoxidáveis usados em estruturas de concreto são os austeníticos (304 e 316) e os duplex (austenítico-ferrítico), com distintos teores de cromo e níquel em sua composição. A Tabela 1 apresenta características químicas dos três tipos de aço inoxidável mais usados em estruturas de concreto.

Tabela 1 – Composição química dos aços inoxidáveis empregados como armadura de reforço em estruturas de concreto

Tipo de aço	C máx. (%)	Cr (%)	Ni (%)	Mo (%)	Si máx. (%)	Mn máx. (%)	S máx. (%)	P máx. (%)	N (%)
304 L	0,03	17 – 19,5	8 – 10,5	-	1	2	0,003	0,045	< 0,11
316 L	0,03	16,5 – 18,5	10,5 – 13	2,5 – 3,5	1	2	0,015	0,0045	< 0,11
318 duplex	0,03	21 – 23	4,5 – 6,5	2,5 – 3,5	1	2	0,0015	0,0045	0,1 – 0,2

Fonte: Bertolini *et al.* (2004).

Em concretos carbonatados, os aços inoxidáveis costumam manterem-se passivos. Em ambientes com cloretos, é possível que esses aços apresentem corrosão por pites. No entanto, os teores críticos de cloretos são muito mais elevados. Estudos revelam que essa tolerância pode ser mais de 20 vezes maior que a referente ao aço carbono, como pode-se verificar no Quadro 13.

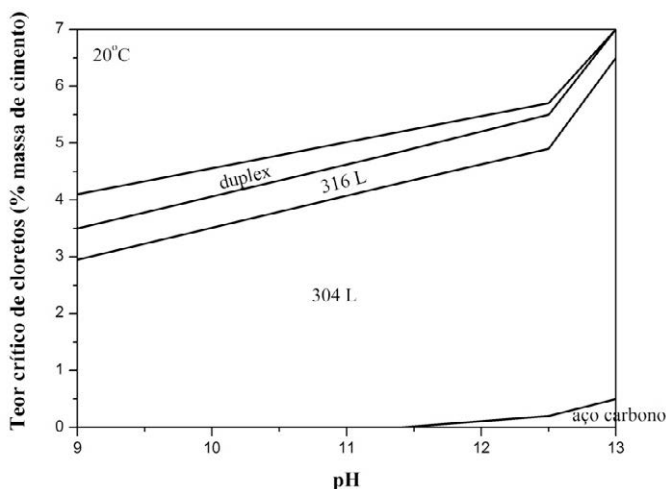
Quadro 13 – Relação entre o teor crítico de cloretos para aço inoxidável e aço carbono

Tipo de aço	Classificação	Relação entre o teor crítico de cloretos para aço inoxidável e aço carbono	Referência
Austenítico	304	24	Rasheeduzzafar <i>et al.</i> (1992)
Austenítico	-	12	Nurnburguer <i>et al.</i> (1993)
Austenítico	304 316	10 16	Sorensen <i>et al.</i> (1990)

Fonte: Autoria própria.

A Figura 45 apresenta a relação entre pH e teor crítico de cloretos para aços inoxidáveis e aço carbono. Apesar de ser um gráfico indicativo, ele mostra que a resistência dos aços inoxidáveis aos meios com cloretos é muito mais alta que a dos aços carbono. Esse desempenho se mantém elevado inclusive para meios onde há a presença simultânea da carbonatação e dos cloretos.

Figura 45 – Representação esquemática dos campos de aplicação de distintos aços inoxidáveis e aço carbono com indicativos de teores críticos de cloretos



Fonte: Bertolini *et al.* (2004).

Em relação ao custo inicial do aço inoxidável, este pode ser de 6 a 8 vezes mais caro que o aço carbono, considerando o tipo austenítico, e de 9 a 10 vezes, considerando os aços duplex (BOURGIN; CHAUVEAU; DEMELIN, 2005). No entanto, o custo da estrutura pode situar-se apenas entre 6 e 16 % a mais em relação àquela que usa aço convencional, o que é muito menos e não considera a redução dos custos de manutenção ao longo da vida útil da estrutura (Tabela 2).

Tabela 2 – Análise comparativa do custo de aços especiais e de estruturas, em relação ao aço carbono

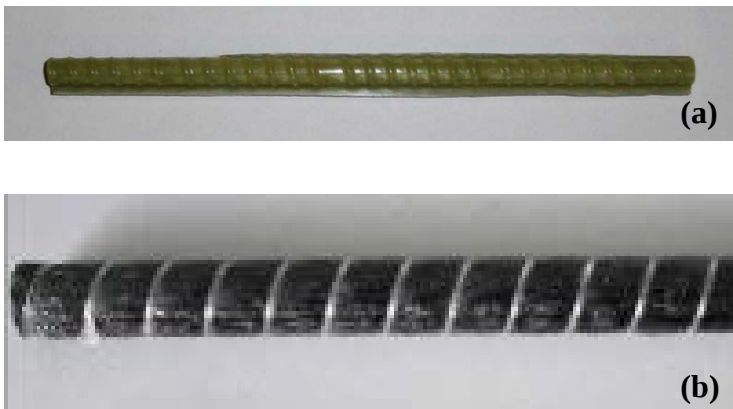
Tipo de aço	Custo relativo do aço em relação ao aço carbono	Custo relativo da estrutura com aço especial em relação à estrutura com aço carbono
Aço carbono	1	1
Aço com pintura epóxi	1,4	1 -1,02
Aço inoxidável	6	1,06 – 1,16
Titânio	30	1,35 – 1,91

Fonte: McDonald *et al.* (1995).

6.3.2.2 Armaduras não metálicas

As armaduras não metálicas mais usadas em estruturas de concreto são as de fibra de vidro e de fibra de carbono. Contudo, também existe a opção de armaduras poliméricas com fibras de basalto. Essas armaduras têm a vantagem de não estarem sujeitas à corrosão devido à ação dos íons cloreto ou devido à carbonatação do concreto. Além disso, têm maior resistência mecânica, maior resistência à fadiga, maior facilidade de manuseio e neutralidade eletromagnética. A Figura 46 apresenta imagens de algumas armaduras não metálicas empregadas em estruturas de concreto.

Figura 46 – Armaduras poliméricas usadas como substitutas de armaduras metálicas em estruturas de concreto: (a) armadura de fibra de vidro (PRFV), (b) armadura de fibra de carbono (PRFC)



Fonte: Acervo pessoal do autor.

As armaduras fabricadas com fibras em matriz polimérica apresentam, em geral, maiores resistências à tração e menores módulos de elasticidade (Tabela 3). Os seus custos são elevados, contudo, as armaduras de fibra de vidro costumam ser mais econômicas que as demais.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas usuais das armaduras não metálicas

Tipo de armadura	Limite de resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Referência
Aço carbono	540 - 660	210	FUSCO (1995)
Fibra de vidro (PRFV)	483 - 1600	35 - 51	ACI (2003)
Fibra de carbono (PRFC)	600 - 3700	130 - 580	ACI (2003)
Fibra de basalto (PRFB)	708 - 1450	103 - 110	Ramakrishnan e Panchalan (2005)

Fonte: Autoria própria.

Apesar das armaduras de fibras em matriz polimérica não se degradarem devido ao fenômeno da corrosão, elas podem sofrer outros tipos de degradação. A elevada umidade e alcalinidade podem reduzir a resistência mecânica, a tenacidade e a aderência entre a armadura e o concreto (BENMOKRANE *et al.*, 2002; CHEN *et al.*, 2007).

Como o uso desse tipo de material em estruturas de concreto ainda é relativamente recente, não há muitas informações de longo prazo sobre a degradação desse tipo de material em estruturas reais. Assim, esse é um campo no qual ainda é necessário avançar para esclarecer temas como o desempenho desse tipo de armadura ao longo do tempo.

6.3.3 Proteção catódica como técnica de prevenção ou proteção posterior

A proteção catódica é uma técnica que pode ser executada de duas maneiras: a proteção catódica por ânodos de sacrifício e a proteção catódica por corrente impressa. Essas técnicas são mais utilizadas em ambientes fortemente agressivos, em geral, em ambiente marinho ou onde há o emprego de sais de degelo.

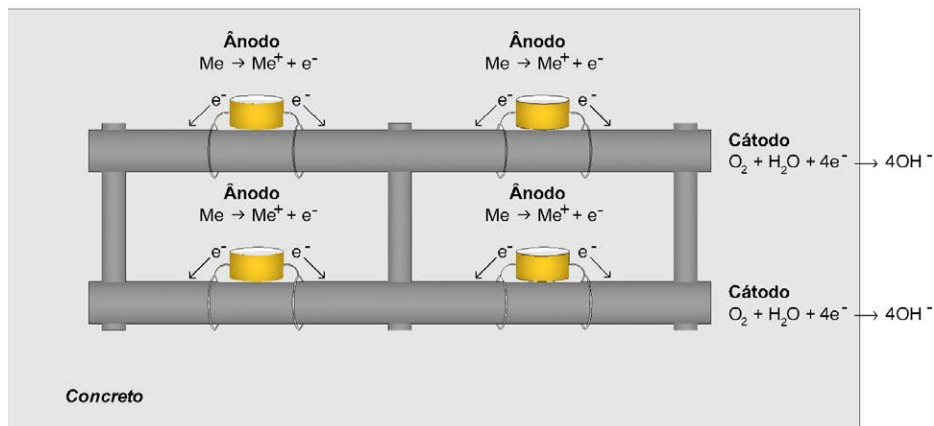
Quando essa técnica é empregada de forma preventiva, assume a terminologia de prevenção catódica. Embora o princípio da técnica seja o mesmo para as duas situações, há algumas pequenas diferenças, conforme se discute na sequência.

6.3.3.1 Proteção catódica por ânodos de sacrifício

Este tipo de tratamento pode ser usado como método de reparação ou método de prevenção. No caso da prevenção, ânodos de sacrifício são adicionados à estrutura, em contato direto com a armadura, durante a execução da estrutura, de modo que os ânodos, como ligas metálicas menos nobres, são aqueles que se corroem e a armadura é conduzida à condição de cátodo (Figura 47). Isso ocorre porque, quando há duas ligas metálicas distintas em contato, aquela que tem o potencial mais negativo (liga menos nobre) funciona como ânodo e a outra como cátodo. Em

geral, essas ligas que funcionam como ânodos de sacrifício são ligas de zinco (as mais usadas) ou de alumínio.

Figura 47 – Desenho esquemático da proteção catódica com ânodos de sacrifício

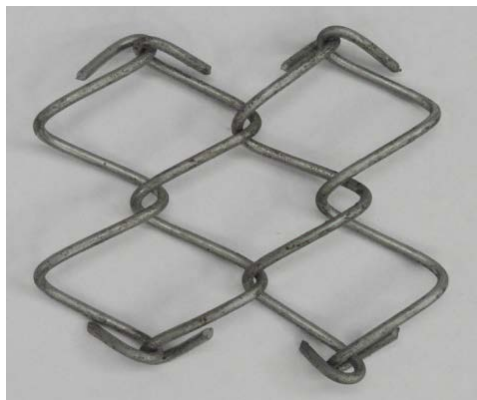


Fonte: Autoria própria.

No caso da aplicação dessa técnica como método de reparação, o procedimento é semelhante. No entanto, como deve-se ter pontos de contato entre a armadura e os ânodos de sacrifício, a estrutura deverá passar por intervenção com um grau mínimo de remoção de partes do concreto de cobrimento e posterior recomposição das suas seções.

Os ânodos de sacrifício empregados nessa técnica são comercializados de distintas formas, como, por exemplo, na forma de pastilhas, de barras, de malhas etc. A Figura 48 apresenta algumas dessas opções. No entanto, a cada dia estão surgindo novos materiais com novas formas e é possível que sejam ofertadas outras opções.

Figura 48 – Alguns tipos de ânodos de sacrifício comercializados para estruturas de concreto e sua aplicação



Fonte: Acervo pessoal do autor.

A durabilidade desses ânodos depende da liga metálica empregada, da quantidade de ânodos e da corrente gerada no sistema. Em geral, os produtos comerciais, quando aplicados conforme as recomendações dos fabricantes, costumam durar entre 10 e 20 anos. No entanto, é possível chegar a vidas úteis mais longas com um projeto adequado desses materiais.

6.3.3.2 Proteção catódica por corrente impressa

Esse tipo de técnica foi empregado pela primeira vez na Itália e, depois, em muitas outras estruturas ao redor do mundo (CIGNA *et al.*, 2003). Devido ao seu elevado custo operacional, essa é uma técnica que tem sido empregada preferencialmente em estruturas submetidas à ação dos íons cloreto. No entanto, nada impede que também seja aplicada ao caso de estruturas submetidas à corrosão devido à carbonatação do concreto. Nesse caso, há outras técnicas que também podem ser eficientes na prevenção ou recuperação de estruturas carbonatadas a um custo inferior.

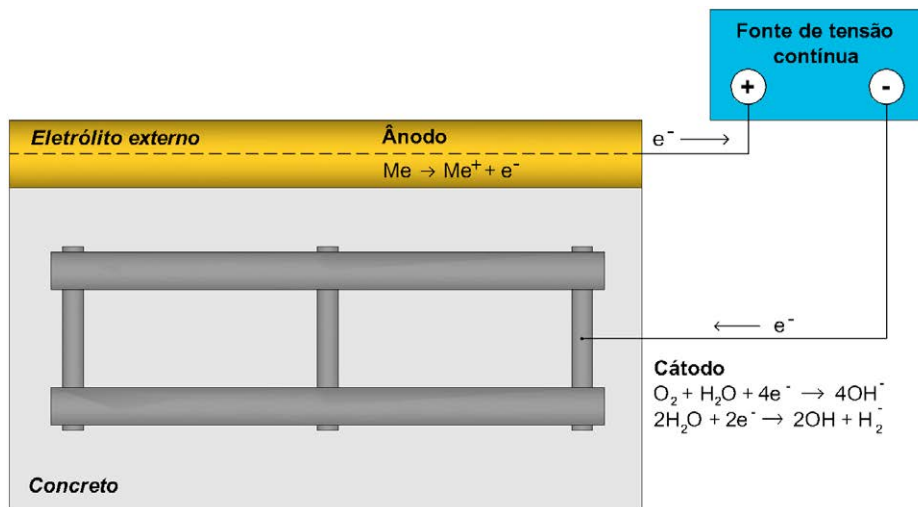
A proteção catódica por corrente impressa, de maneira igual, também pode ser usada como técnica preventiva ou corretiva. Como técnica de prevenção, a estrutura já é executada considerando-se a sua aplicação. De modo simplificado, a sua aplicação consiste em conectar a armadura ao polo negativo de um retificador e um ânodo externo à estrutura ao polo positivo desse mesmo retificador e aplicar continuamente um campo elétrico. A aplicação desse campo tem o objetivo de conduzir o potencial da armadura para valores nos quais esta opere na condição de imunidade, no caso da proteção catódica, ou na condição de passividade imperfeita, no caso da prevenção catódica, de acordo com as condições de equilíbrio termodinâmico presentes no diagrama de Pourbaix (Figura 9). A Figura 49 apresenta um desenho esquemático da aplicação dessa técnica.

O ânodo externo usado atualmente costuma ser uma malha de titânio ativado, a qual é embebida em um eletrólito condutor que pode ser uma argamassa especial com condutividade adequada. A corrente empregada no caso da prevenção catódica é significativamente menor que aquela aplicada no caso da proteção catódica.

No caso da prevenção catódica, as correntes costumam ser menores que 2 mA/m^2 (BERTOLINI *et al.*, 2004) e, em algum caso específico, pode ultrapassar um pouco esse valor. Isso decorre do fato de que, na prevenção catódica, o objetivo é baixar o potencial da armadura em cerca de 100 mV, o que faz com que haja um incremento da quan-

tidade tolerada de cloretos, uma vez que há uma relação inversa entre o potencial de corrosão da armadura e o teor crítico de cloretos (ALONSO; CASTELLOTE; ANDRADE, 2002).

Figura 49 – Desenho esquemático da técnica de proteção catódica



Fonte: Autoria própria.

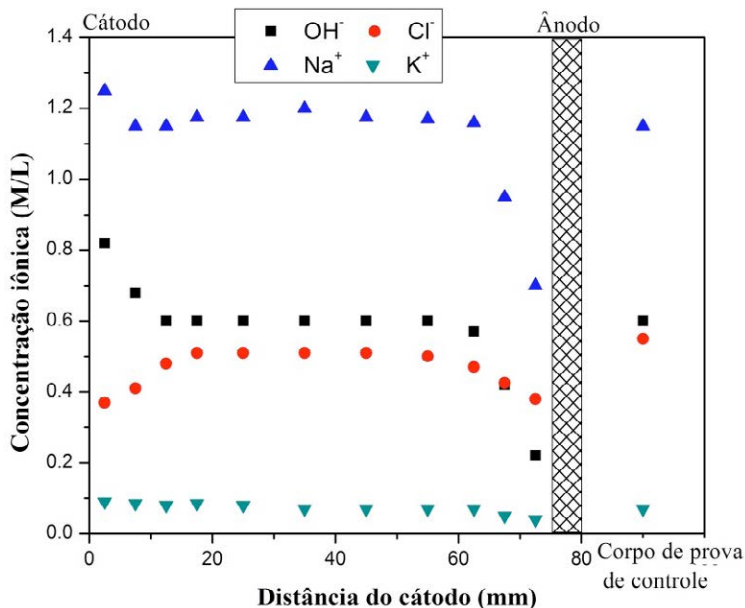
No caso da proteção catódica, as correntes podem chegar a valores da ordem de 20 mA/m², uma vez que o objetivo é conduzir o potencial da armadura para valores característicos da zona de imunidade (Figura 9). Esse nível de densidade de corrente gera alguns efeitos indesejados, como a potencialização da reação álcali-agregado em função da alcalinidade produzida no entorno da armadura; a perda de aderência entre a armadura e o concreto quando os potenciais assumem valores muito negativos; e a acidificação da região no entorno do ânodo, que destrói as camadas superficiais de pasta em contato com o ânodo.

A produção de hidroxilas na região próxima à superfície da armadura incrementa a alcalinidade nessa região e, como consequência, uma maior quantidade de cloretos é necessária para despassivar a armadura. Devido à carga dos íons, parte dessas hidroxilas é afastada do polo negativo (armadura), assim como os íons cloreto. Por outro lado, os íons de sódio e potássio migram na direção do polo negativo, combinando,

em parte, com os íons hidroxila. A Figura 50 mostra resultados de um estudo experimental que exemplifica esses efeitos através de medidas da concentração iônica a distintas distâncias da armadura (cátodo).

Os potenciais alcançados pela armadura durante a prevenção catódica não são tão negativos como na proteção catódica. Portanto, os efeitos de fragilização por hidrogênio e a perda de aderência são menos importantes para a prevenção catódica. De modo igual, a reação álcali-agregado, que pode ser um problema devido à produção de hidroxilas na região da armadura, tem seu efeito minimizado no caso da prevenção catódica, uma vez que esse efeito passa a ser mais importante para níveis de densidade de corrente acima de 20 mA/m^2 (SERGI; PAGE; THOMPSON, 1991), o que não é o caso da prevenção catódica, mas sim da proteção catódica.

Figura 50 – Perfis de concentração iônica entre o ânodo e o cátodo embebido em pasta de cimento depois de uma corrente circulante aplicada de 350 mA/m^2 durante um mês



Fonte: Sergi, Page e Thompson (1995).

Na região do ânodo, ocorre a acidificação do meio devido à produção de H^+ . Isso, em princípio, pode atacar a pasta de cimento em contato com o ânodo e seu eletrólito. Portanto, uma limitação do nível da densidade de corrente no ânodo é importante para minimizar esse efeito. O limite de 100 mA/m^2 tem sido sugerido na literatura (BERTOLINI; PAGE; SHU, 1996).

TESTANDO O SEU CONHECIMENTO

1. Quais as diferenças de funcionamento nos tratamentos superficiais com selantes, hidrofugantes e bloqueadores de poros?
2. Qual o princípio de funcionamento dos inibidores anódicos, catódicos e mistos?
3. Por que produtos que reduzem a porosidade do concreto não devem ser classificados como inibidores de corrosão?
4. Explique como atua o nitrito de cálcio e qual a sua concentração mínima para que possa ter eficiência em relação à inibição da corrosão?
5. Por que os inibidores de aplicação superficial têm dificuldade em ser eficientes em relação à inibição da corrosão?
6. Que cuidados devem ser observados em relação ao emprego de armaduras com pintura epóxi para garantir o seu perfeito funcionamento?
7. Descreva o princípio de funcionamento das armaduras galvanizadas em relação à prevenção da corrosão de armaduras.
8. Explique como os cimentos de elevada alcalinidade podem comprometer o funcionamento das armaduras galvanizadas.
9. Identifique os aços inoxidáveis empregados em estruturas de concreto armado e suas características.
10. Faça uma análise em relação ao emprego de armaduras galvanizadas e o seu custo, considerando a sua resistência à corrosão por cloretos e a redução dos custos de manutenção.
11. As armaduras não metálicas têm uso relativamente recente nas construções de concreto. Identifique os seus pontos de vulnerabilidade já observados, em relação à sua durabilidade.

12. Quais as principais diferenças entre a proteção catódica e a prevenção catódica?
13. Explique como funciona a proteção catódica por ânodos de sacrifício.
14. Explique como funciona a proteção catódica por corrente impressa.
15. Descreva os efeitos colaterais que podem advir do emprego da proteção catódica.

REFERÊNCIAS

ALONSO, C.; CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C. Chloride threshold dependence of pitting potential of reinforcements. **Electrochimica Acta**, p. 1-13, 2002.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO M 284**. Standard Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Bars: Materials and Coating Requirements. AASHTO, 2009, 12 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Committee 440. Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars**. ACI: Farmington Hills, 2003.

ANDRADE, C. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras**. Madrid: CSIC/IETcc, 1988. 122 p.

BENMOKRANE, B. *et al.* Durability of glass fibre reinforced polymer reinforcing bars in concrete environment. **Journal Composite Construction**, v. 6, p. 143-153, 2002.

BERTOLINI, L. *et al.* **Corrosion of Steel in concrete – prevention, repair and diagnosis**. Viley-VCH: Viernheim, 2004.

BERTOLINI, L.; PAGE, C. L.; SHU, W. Y. Effects of electrochemical chloride extraction on chemical and mechanical properties of hydrated cement paste. **Advances in Cement Research**, v. 8, p. 93-100, 1996.

BIRD, C. E. Bond of Galvanized Steel Reinforcement in Concrete. **Nature**, v. 194, p. 798, 1962.

BOURGIN, C.; CHAUVEAU, E.; DEMELIN, B. **Stainless steel rebar: the choice of service life**. 2005. 7 p.

CASTAÑO, J. G.; BOTERO, C. A.; PEÑARANDA, S. Corrosión atmosférica del zinc en ambientes exteriores e interiores. **Revista de Metalurgia**, v. 43, p. 133-145, 2007.

CHEN, Y. *et al.* Accelerated aging tests for evaluation of durability performance of FRP reinforcing bars for concrete structures. **Composites Structure**, v. 78, p. 101-111, 2007.

CIGNA, R. *et al.* **Corrosion of steel in reinforced concrete structures.** COST Action 521 – Final Report. European Community: Luxembourg, 2003.

DARWIN, D. *et al.* Critical Chloride Corrosion Threshold of Galvanized Reinforcing Bars. **ACI Materials Journal**, v. 106, n. 2, p. 176-183, 2009.

ELSENER, B. Corrosion Inhibitors for Steel in Concrete. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ADVANCED MATERIALS, 2000, Munich. **Proceedings ...** Munich, 2000, p. 1-8 (Keynote lecture).

_____. Possibilities of corrosion protection of steel in concrete. In: THREE COUNTRIES CORROSION MEETING, 2011, Vienna. **Proceedings...** Vienna: University of Technology, 2011, p. 1-12.

FRATESI, R.; MORICONI, G; COPPOLA, L. The influence of steel galvanization on rebar behavior in concrete. In: PAGE, C. L.; BAMFORTH, P. B.; FIGG, J. W. (Ed.). **Corrosion of reinforcement in concrete construction.** SCI / The Royal Society of Chemistry: Cambridge, 1996. p. 630-641.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** São Paulo: PINI, 1995.

GONZÁLEZ, J. A.; ANDRADE, C. Effect of carbonation, chlorides and relative ambient humidity on the corrosion of galvanized rebars embedded in concrete. **British Corrosion Journal**, v. 17, p. 21-27, 1982.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION.
ISO 8044. Corrosion of metals and alloys. Basic terms and definitions.
Switzerland, 1999.

KEER, J. G. Surface treatments. In: MAYS, G. (Ed.) . **Durability of concrete structures.** London: E & F Spon, 1992. p. 146-169.

LAWLER, J. S.; KRAUSS, P. D. 35-year field performance of epoxy-coated reinforcing bars. **Concrete International**, p. 26-37, nov. 2011.

McDONALD, D. B. *et al.* Stainless steel reinforcing as corrosion protection. **Concrete International**, p. 65-70, 1995.

NGALA, V.T.; PAGE, C. L.; PAGE, M. M. Corrosion inhibitor systems for remedial treatment of Reinforced concrete. Part 2: sodium monofluorophosphate. **Corrosion Science**, v. 45, p. 1523-1537, 2003.

NURNBERGER, U.; BEUL, W.; ONUSEIT, G. Corrosion behavior of welded stainless reinforcing steel in concrete. **Otto Graf Journal**, v. 4, p. 225-259, 1993.

RAMAKRISHNAN, V.; PANCHALAN, R. K. A new construction material – non-corrosive basalt bar reinforced concrete. In: HELENE, P.; FIGUEIREDO, E.; HOLLAND, T.; BITTENCOURT, T. (Ed.). **Quality of concrete structures and recent advances in concrete materials and testing.** ACI: USA, 2005. p. 253-279.

RASHEEDUZZAFAR *et al.* Performance of corrosion resisting steel in chloride bearing concrete. **ACI Materials Journal**, v. 89, p. 439-448, 1992.

SERGI, G.; PAGE, C. L.; THOMPSON, D. M. Electrochemical induction of alkali-silica reaction in concrete. **Materials and Structures**, v. 24, p. 359-361, 1991.

SERGI, G.; PAGE, C. L.; THOMPSON, D. M. Advances in electrochemical rehabilitation techniques for reinforcement corrosion. In: UK Corrosion'95. **Proceedings...** p. 21-23, 1995.

SHIEGG, Y.; HUNKELER, F.; UNGRICHT, H. Effectiveness of corrosion inhibitors – a field study. In: RAUPACH, M.; ELSENER, B.; POLDER, R.; MIETZ, J. (Ed.). **Corrosion of reinforcement in concrete.** New York: CRC Press, 2007. p. 226-238.

SORENSEN, B; JENSEN, P. B.; MAAHN, E. The corrosion properties of stainless steel reinforcement. In: PAGE, C. L.; TREADWAY, K. W. J.; BAMFORTH, P. B. (Ed.). **Corrosion of reinforcement in concrete.** New York, 1990.

TRÉPANIER, S. M.; HOPE, B. B.; HANSSON, C. M. Corrosion Inhibitors in Concrete. Part III: Effect on time to chloride induced corrosion initiation and subsequent corrosion rate of steel in mortar. **Cement and Concrete Research**, v. 3, p. 713-718, 2001.

YEOMANS, S. R. Comparative studies of galvanized and epoxy coated steel reinforcement in concrete. **ACI SP126-19**, p. 355-370, 1991.



ISBN 978-85-63406-62-0



9 788563 406620



INSTITUTO FEDERAL
Paraíba

MINISTÉRIO DA
EDUCAÇÃO

