



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO - UFPE
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Modelos para estimação da vida útil de componentes de concreto armado submetidos à agressão de cloretos, CO₂ e sulfatos

Fuad Carlos Zarzar Júnior

RECIFE – PERNAMBUCO – BRASIL

MARÇO – 2014

FUAD CARLOS ZARZAR JÚNIOR

Modelos para estimação da vida útil de componentes de concreto armado submetidos à agressão de cloretos, CO₂ e sulfatos

Tese a ser apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial, exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Estruturas, orientada pelo Professor Romilde Almeida de Oliveira.

RECIFE – PERNAMBUCO – BRASIL

MARÇO – 2014

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

Z38m

Zarzar Júnior, Fuad Carlos.

Modelos para estimação da vida útil de componentes de concreto submetidos à agressão de cloretos, CO₂ e sulfatos / Fuad Carlos Zarzar Júnior. - Recife: O Autor, 2014.

xix, 182 folhas + anexos; il., tabs.

Orientador: Romilde Almeida de Oliveira.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2014.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Íons cloreto. 3. Carbonatação. 4. Modelagem numérica. I. Oliveira, Romilde Almeida de. (Orientador). II. Título.

624 CDD (22. ed.)

UFPE/BCTG/2014-193



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

A comissão examinadora da defesa da Tese de Doutorado intitulada
Modelos para estimação da vida útil de componentes de concreto armado submetidos à agressão de cloretos, CO₂ e sulfatos
defendida por
Fuad Carlos Zarzar Júnior

Considera o candidato APROVADO

Recife, 28 de março de 2014

Romilde Almeida de Oliveira – UFPE
(Orientador)

Túlio Nogueira Bittercourt – USP
(examinador externo)

Eliana Cristina Barreto Monteiro – UPE
(examinador externo)

Arnaldo Manoel Pereira Carneiro – UFPE
(examinador interno)

José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE
(examinador interno)

Agradecimentos

Quero expressar meus agradecimentos ao Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira, Orientador e amigo, por suas contribuições, sugestões do tema da tese, acompanhamento rigoroso, por suas críticas construtivas e motivação constante, apresentando sempre sugestões valiosas que enriqueceram a finalização deste trabalho. Aos integrantes da banca Prof.^a Dr.^a Eliana Cristina Barreto Monteiro, Examinadora externa – UPE, Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt, Examinador externo – USP, Prof. Dr. Arnaldo Manoel Carneiro, Examinador interno – UFPE, Prof. Dr. José Jeferson do Rego Silva, Examinador Interno – UFPE, Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo, suplente Interno – UFPE, Prof. Dr. Fernando Artur Nogueira Silva, Suplente externo – UNICAP pelo apoio fundamental, orientação, atenção, esclarecimentos e sugestões durante este Trabalho. Aos funcionários do laboratório de materiais da UFPE, Ezequiel e Cazuzza, pelos serviços prestados na execução dos ensaios, e ao CNPq pelo apoio financeiro.

Aos vários colegas da pós-graduação, que ao longo do tempo, tornaram-se grandes parceiros, grandes amigos: Elaine Rocha, Alex Bezerra, Claudia Flaviana, Juliana Santa Cruz, Geovane, Marília Lopes, Aline Azeredo, Marcela Correia, Rafaella Ribeiro, Mauro Melo, Marcondes, João Manoel, José Camilo Cunha, Renata Libonatti, Jaime Oliveira, Luiz Priori, Marylinda França e Marcelo Pitanga pela amizade, solidariedade e incentivo.

Em especial desejo externar gratidão e amor à minha companheira do coração e amiga Claudia Ferreira de Brito pela paciência e incentivo desde o início, a quem dedico esta Tese.

Aos meus pais Fuad Carlos Zarzar e Maria Lucia de Moraes Zarzar e à minha irmã Samia Moraes Zarzar pelo incentivo e carinho, à minha irmã Karina Moraes Zarzar, que teve papel importante devido à sua participação na estruturação e tradução de alguns artigos internacionais e pelo exemplo de integridade, carinho, confiança e apoio constante. Ao meu filho Fuad Neto, pela inspiração que me proporcionou no mestrado e que também foi útil no doutorado e a minha filha Márcia Laranjeira pelo incentivo, carinho e apoio, durante todo esse tempo.

E, sobretudo, a Deus.

ZARZAR JÚNIOR, FUAD C. Modelos para estimação da vida útil de componentes de concreto armado submetidos à agressão de cloretos, CO₂ e sulfatos. Tese (Doutorado) – UFPE – Universidade Federal de Pernambuco, Recife (PE), (2014).

Resumo

Neste trabalho, foram efetuadas simulações com variações paramétricas de alguns elementos do concreto: consumo de cimento, fator a/c, adições de pozolanas dos tipos microssílica e metacaulim e cobrimento de armaduras, com a finalidade de verificar suas contribuições no prolongamento da vida útil de serviço das estruturas de concreto. Para o caso da corrosão devida à ação de cloretos foi apresentada uma metodologia para estimação da vida útil, cujos parâmetros envolvidos podem ser obtidos dos dados de projeto e de condições ambientais a que a estrutura estiver submetida. Dando sequência, foram realizados testes numéricos com uso de pozolanas no concreto, onde se pôde observar que adições adequadas de metacaulim e microssílica, reduzem o coeficiente de difusão de agentes agressivos, dificultando o início da corrosão por cloretos. Certos tipos de concreto com adições de metacaulim, não são tão eficientes no que se refere à sua proteção quanto à carbonatação. Também foram realizadas simulações numéricas com o intuito de verificar o cobrimento da armadura recomendado pela NBR 6118:2007 submetido à ação de CO₂. Através da otimização do custo do ciclo de vida, foi possível encontrar a respectiva profundidade de carbonatação, para uma vida útil pré-fixada o que permitiu determinar o cobrimento ótimo. Foi desenvolvida uma Equação para determinação da profundidade de penetração de cloretos, CO₂ e sulfatos. A Equação encontrada para o estimador da profundidade de penetração alcançada pelos agentes agressivos, foi obtida através de extensão do Método dos Fatores e, de forma alternativa, por regressão linear múltipla em conformidade com as ISO 15686, partes 1 e 8.

Palavras-chave: íons cloreto, carbonatação, sulfato, profundidade de penetração, vida útil de serviço, modelagem numérica.

ZARZAR JÚNIOR, FUAD C. Models for estimations of service life of reinforced concrete components submitted to chloride, CO₂ and sulfates. Thesis (Ph.D.) – UFPE – Federal University of Pernambuco, Recife (PE), (2014).

Abstract

It was accomplished in this work, simulations with parametric variations of some concrete components as follows: cement consumption, w/c ratio, concrete cover and additions of pozzolans types metakaolin and microsilica, in order to verify their contributions in increasing service-life of the concrete structures. For the case of corrosion due to the action of chlorides, a methodology for estimating service life was presented, whose parameters involved can be obtained from design data and environmental conditions to which the structure is submitted. Continuing, numerical tests with the use of pozzolans in the concrete admixture, were performed, where it could be observed that appropriate additions of metakaolin and microsilica reduced the diffusion coefficient of aggressive agents, making difficult the corrosion attack by chloride. Certain types of concrete with addition of metakaolin are not as efficient as for its protection against carbonation. Numerical simulations in order to check the reinforcement cover recommended by the NBR 6118:2007 subjected to the action of CO₂ were also performed. Through optimization of the life cycle cost, it was possible to find the respective depth of carbonation for a prefixed service life which allowed determining the optimum concrete cover. A regression equation was developed to determine the depth of penetration of chlorides, sulfates and CO₂. The equations found for the estimator of penetration depth reached by aggressive agents was obtained in accordance with ISO 15686 parts 1, 8 that includes the Factor Method procedure.

Keywords: chloride ions, carbonation, sulfate, depth of penetration, service life, numerical modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
1.1	Identificação das patologias mais comuns (CASCUDO, 1997)	4
2.1	Imagens de cristais de etringita obtidas de MEV, (MEHTA e MONTEIRO, 2008).	17
2.2	A etringita em forma acicular. Fonte: http://www.uni-weimar.de/Bauing/fib/forschung/eng-fo_shz.htm	17
2.3	Imagem de elétrons secundários obtido por MEV, mostrando planos de portlandita $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e agulhas de etringita. Fonte: http://www.fhwa.dot.gov/pavement/pccp/pubs/04150/chapt14.cfm	18
2.4	Corrosão na rede de esgoto (TAKAHASHI, 1983)	20
2.5 (a)	Sulfato de cálcio em uma estrutura de concreto de uma estação	20
	e (b) de tratamento de esgoto	
2.6	Curva de solubilidade do sulfato de sódio (HARVEY et al, 2008)	24
2.7a	Representação da expansão de argamassa ou concreto devido a formação de etringita tardia (FET), (MEHTA e MONTEIRO, 2008)	25
2.7b	Micrografia obtida por microscopia eletrônica de varredura de uma argamassa atacada por FET, (MEHTA e MONTEIRO, 2008)	25
2.8	Ataque de sulfato à argamassa de regularização, (COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT, 2008)	26
2.9	Fissuração na base de concreto armado, de uma torre de rede elétrica, Thomaz (2008)	26
2.10	Colapso do Edifício Éricka em Olinda (PE)	29
2.11	Difração de raios-X mostrando a presença da etringita (E). Fonte: https://www.crops.org/publications/jeq/articles/30/4/1371	30
2.12	Modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982)	37
2.13	Penetração típica de cloretos no deck da viga de Turistskipskaia no porto Trondheim após oito anos de exposição (GJØRV, 2002)	37
2.14	O fenômeno da corrosão (LUNA, 1979)	40

2.15	A eflorescência ocorre devido a lixiviação do hidróxido de cálcio	45
2.16	Pipocamento do concreto	46
2.17	Fenolftaleína e álcool absoluto utilizados como ferramenta para reconhecer se o concreto está ou não carbonatado	47
2.18	Se após a aplicação da fenolftaleína, surgir a cor vermelho carmim, significa que o hidróxido de cálcio do concreto ainda não foi totalmente consumido pelo CO ₂	47
2.19	Grau de carbonatação (%) em função da umidade relativa do ar (%) (CASCUDO, 1997)	48
2.20	Penetração dos agentes de degradação na estrutura de concreto (HELENE, 2005)	50
2.21	Método dos eletrodos (método WENNER) para medição da resistividade elétrica do concreto	51
2.22	A direção do fluxo dos átomos é oposta a direção do fluxo de vacância (MOURA, 2002).	56
2.23	Movimento randômico dos átomos (LEONID, 2013)	57
2.24	Perfil de concentração linear constante na direção x (CALLISTER, 2007)	58
2.25	As concentrações dos componentes envolvidos mudam com o tempo (SADOWAY, 2013).	61
3.1	Superfície de resposta (MONTGOMERY, 2003)	78
3.2	Gráfico de dispersão entre (EPA) e (ENM)	88
3.3	Os resultados representam as estimativas das profundidades de penetração entre os estimadores (EPA) e (ENM) que foram geradas a partir de 607 observações.	88
4.1	Vela úmida (NBR 6211:2001)	91
4.2	Efeito da umidade na resistividade elétrica do concreto (GJØRV et al, 1977)	92
4.3	Zona de névoa, zona de maré, zona de respingo (DURACRETE, 1998, ADAPTADO)	96
4.4	Deterioração da estrutura de concreto armado devido à corrosão	103

4.5	Deterioração do concreto armado e a relação confiabilidade/tempo (THOFT-CHRISTENSEN, 2002)	103
4.6	A inversa da função erro está definida no intervalo (-1, +1)	106
4.7	Gráfico em forma de rampa da concentração superficial de íons cloretos (C_s) baseado nos dados do Life365, período de 75 anos em zona de névoa marinha	108
4.8	Zona de exposição do aparato de vela úmida (PONTES, 2006) em pontos distantes 7, 100, 160, 230 e 320 mm do mar na RMR	109
4.9	Relação entre a deposição média de cloretos e a distância em relação ao mar (PONTES, 2006)	110
4.10	Relação entre C_{tot} , K_d , para uma deposição acumulada de 1996 (g/m ²) para um período de exposição de até 10 anos	112
4.11	Coeficiente de difusão x temperatura x fator água-cimento	114
4.12	Tempo inicial de corrosão mais propagação de 6 anos para distâncias 7, 100 e 160 m	116
5.1	Variação do desempenho de uma estrutura com o tempo (NBR PROJETO 02:136.01-001/1, 2005)	119
5.2	Etapas da deterioração	121
5.3a	Falha de empacotamento	124
5.3b	Empacotamento adequado (VARGAS, 2012)	124
5.4	Temperaturas médias (BBC HOME WEATHER, 2011), (NBR 15575-1:2013)	126
5.5	Vida útil de serviço para valores do fator a/c = 0,65 e teores de microsilica entre 0 a 15%.	128
5.6 a	Representa os resultados comparativos entre o metacaulim e a microsilica para os teores 0 %, 8 % e 12 %.	132
5.6 b	Representa os resultados comparativos entre o metacaulim e a microsilica para os teores 0 %, 8 % e 12 %.	133
5.6 c	Representa os resultados comparativos entre o metacaulim e a microsilica para os teores 0 %, 8 % e 12 %.	134
5.7	Valores das profundidades de carbonatação ao longo do tempo	137
6.1	Profundidade de carbonatação e probabilidade de falha ao longo do tempo	146

LISTA DE TABELAS

Tabelas	Páginas
2.1 Resultados da análise da água	32
2.2 Diferenças de potenciais entre os metais	41
2.3 Parâmetros do CEB - 192 para avaliação da resistividade	51
2.4 (Tabela 6.1 da NBR 6118). Classes de agressividade ambiental	54
2.5 Classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto	55
2.6 Durabilidade relacionada com categorias de exposição para concreto armado e metais embutidos (MC10)	55
2.7 Conteúdo de cloretos limite proposto por diversas normas (% em relação à massa de cimento)	65
3.1 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para tolerância de execução $\Delta c = 10$ mm	71
3.2 Classes de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118:2007)	71
3.3 Saída do Minitab para os dados da vida útil	82
3.4 Variáveis utilizadas no exemplo nº1 para obtenção da profundidade de penetração	84
3.5 Variáveis utilizadas no exemplo Nº1 para obtenção da profundidade de penetração.	86
4.1 Apresenta os índices de declínio da difusão m	100
4.2 Comportamento da concentração superficial de íons cloreto (C_s) baseado nos dados do LIFE-365 no período de 75 anos	108
4.3 Apresenta o resumo da deposição de cloretos em cada estação de monitoramento, no período de estudo (PONTES, 2006)	109
4.4 Valores de K_d (MEIRA et al, 2007)	111
4.5 Quantidade de cloretos livres em relação aos teores de C_3A (RASHEEDUZZAFAR et al, 1990)	113
4.6 Valores de C_{tot} para cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$	114

4.7	Valores de C_{tot} para cimento C2 (CP IV), $a/c = 0,57$	114
4.8	Valores de C_{tot} para cimento C3 (CP IV), $a/c = 0,50$	115
4.9	Valores de C_{tot} para cimento C4 (CPII F), $a/c = 0,65$	115
4.10	Valores de C_{tot} para cimento C5 (CPII F), $a/c = 0,57$	115
4.11	Valores de C_{tot} para cimento C6 (CPII F), $a/c = 0,50$	115
4.12	Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, sendo $D = 46,3999 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{seg}$, cimento C4 (CPII F), $a/c = 0,65$ para um pilar de seção 40 cm x 40 cm.	116
5.1	Temperaturas médias (BBC HOME WEATHER, 2011)	125
5.2	Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, sendo $D = 46,3999 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{seg}$. cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$	127
5.3	Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$ e diversos teores de microsilica	127
5.4	Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$ e diversos teores de microsilica	127
5.5	Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$ e diversos teores de microsilica	128
5.6 a	Resultados das simulações matemáticas feitas com o metacaulim a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.	131
5.7 a	Resultados das simulações matemáticas feitas com a microsilica a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações	132
5.6 b	Resultados das simulações matemáticas feitas com o metacaulim com a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.	133
5.7 b	Resultados das simulações matemáticas feitas com a microsilica a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações	133
5.6 c	Resultados das simulações matemáticas feitas com o metacaulim com a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.	134

5.7 c	Resultados das simulações matemáticas feitas com a microssílica a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações	134
5.8	Coeficiente de carbonatação calculada K_n (mm/ano)	136
6.1	Coeficiente de carbonatação, (R) (JEONG-YUN-DO et al, 2009)	142
6.2	Tempo, profundidade de carbonatação e probabilidade de falha	145
6.3	Faixas de variação dos parâmetros para análise de sensibilidade (JEONG-YUN DO et al, 2009)	147

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

Abreviatura ou Siglas	Significado
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CIB	Conseil International du Bâtiment
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
EU	União Europeia
FIP	Fédération Internationale de la Pré contrainte
IUPAC	International Union of Pure and Applied Chemistry
RMR	Região metropolitana do Recife
RMS	Regressão linear múltipla
UnB	Universidade de Brasília
VUR	Vida útil de referência
MC10	Fib Model Code 2010
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
MC10	Fib-Model Code 2010
EPA	Estimador geral da Profundidade de Penetração de Agentes Agressivos
CR	Cobrimento de referência

LISTA DE SIMBOLOS

Símbolos **Significado**

β	Índice de confiabilidade
P_f	Probabilidade de falha
e	Profundidade de carbonatação
K	Coefficiente de carbonatação
$C_{(x,t)}$	Concentração de cloretos na profundidade (e), a partir da superfície de concreto em um dado tempo t (%).
C_s	Concentração superficial de cloretos
C_{cr}	Concentração crítica de cloretos nas proximidades da armadura.
erf	Função erro de Gauss.
erf^{-1}	Função inversa erro de Gauss
C_i	Concentração inicial de cloretos
K_d	coeficiente dependente do concreto e das condições ambientais
D_{ac}	deposição acumulada de cloretos no dispositivo da vela úmida
C_{tot}	média do total de cloretos acumulados no concreto
\hat{y}	Variável resposta

SUMÁRIO

Capítulos	Página
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações sobre a corrosão	2
1.2 Justificativa	4
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivo geral	6
1.3.2 Objetivos específicos	7
1.4 Metodologia	7
1.5 Apresentação dos capítulos	8
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1 Evolução sobre o estudo das patologias em estruturas de concreto armado	10
2.2 Ação dos sulfatos	11
2.2.1 Sulfatos e ataque por sulfato	13
2.2.2 Cimento Portland comum	14
2.2.3 Cimento Portland – RS	15
2.2.4 Migração de sulfatos	16
2.2.4.1 Tipos de mecanismos de ataque por sulfato	16
2.2.4.2 Ataque por sulfato convencional em forma de etringita	16
2.2.4.3 Ataque por sulfato em estruturas de esgotos	19
2.2.4.4 Ataque por sulfato com formação de taumasita	20
2.2.4.5 Ataque físico por sulfato ou cristalização de sais	21
2.2.4.6 Formação de etringita tardia	24
2.2.5 Danos típicos produzidos pelo ataque por sulfatos	24
2.2.5.1 Aparência	25
2.2.5.2 Influência do Ph	26
2.2.5.3 Influência da resistência à compressão	26
2.2.5.4 Reparo	26
2.2.6 Estudo de caso – Edifício Éricka	28
2.2.6.1 Ensaios efetuados	30
2.2.6.2 Desempenho do concreto frente ao dano	32

2.2.6.3	Considerações sobre o sulfato	33
2.3	Ação dos cloretos	34
2.3.1	Formação da camada passivadora	35
2.3.1.1	Interação química da corrosão	37
2.3.1.2	Ação entre o oxigênio e os metais	38
2.3.1.3	Mecanismo de formação de crostas de óxido	39
2.3.1.4	Mecanismo de corrosão da armadura de concreto armado	41
2.3.2	Mecanismo de corrosão por íons cloretos	42
2.3.2.1	Íons cloreto	42
2.3.2.2	Considerações sobre o transporte de cloretos	42
2.4	Ação da carbonatação	43
2.4.1	Mecanismo de carbonatação	43
2.4.2	Corrosão devida à ação da carbonatação	48
2.4.2.1	Resistividade elétrica	49
2.5	Avaliação da vida útil	51
2.5.1	Modelos baseados em experiência prévia	51
2.5.2	Método dos Fatores	52
2.5.3	Procedimento alternativo para estimar a vida útil	53
2.5.4	Modelos baseados em ensaios acelerados	52
2.5.5	Modelos baseados em abordagem determinística	52
2.5.5.1	Primeira e segunda Lei de Fick	55
2.5.6	Modelos baseados em abordagem probabilística	65
CAPÍTULO 3 – Metodologia para estimação da profundidade de penetração de agentes agressivos no interior do concreto, devido à ação simultânea ou não de: sulfatos, cloreto e CO₂ ao longo do tempo.		69
3.1	Introdução	69
3.2	Procedimento para estimação da penetração dos agentes agressivos	70
3.2.1	Primeiro procedimento: Método dos Fatores, adaptado	70
3.2.2.1	Objetivo	75

3.2.3	Significado dos coeficientes de regressão	77
3.2.4	Modelo linear geral de regressão	77
3.2.5	Modelo de regressão linear múltipla em termos matriciais	78
3.2.6	Estimação dos parâmetros	79
3.2.7	Valores estimados e resíduos	80
CAPÍTULO 4 – Metodologia para estimação probabilística da vida útil de componentes de concreto armado frente às ações de íons cloretos		88
4.1	Considerações iniciais	88
4.2	Considerações sobre a ação dos íons cloretos	88
4.2.1	Considerações sobre o teor de cloretos na atmosfera	89
4.2.1.1	Concentração de cloretos na atmosfera – Método da vela úmida	89
4.2.2	Considerações sobre absorção capilar	92
4.2.3	Considerações sobre a concentração de cloretos na superfície (C_s) no concreto armado	94
4.2.4	Concentração de cloretos	95
4.3	Concentração crítica de cloretos	98
4.4	Considerações sobre o coeficiente de difusão	99
4.4.1	Influência do coeficiente de difusão na estimativa do ingresso de cloretos	99
4.4.1.1	Efeito da microssílica (sílica ativa – SA)	101
4.5	Considerações sobre a migração	102
4.6	Predição do tempo inicial de corrosão	103
4.7	Parâmetros para determinação do tempo inicial de corrosão por cloretos para concretos com e sem adição	107
4.8	Considerações sobre o Capítulo 3 – Uma metodologia para determinação	116

da vida útil para componentes de
concreto armado submetida à ação de
cloretos

CAPÍTULO 5 – Análise comparativa da vida útil de serviço do concreto armado com adições de microssilica e metacaulim, atacado por íons cloretos ou dióxido de carbono.	118
5.1 Introdução	118
5.2 Corrosão da armadura pela ação de cloretos	120
5.2.1 Uso da Segunda Lei de Fick	121
5.2.2 Difusão	121
5.2.2.1 Coeficiente de difusão	122
5.3 Adições	122
5.3.1 Efeito das adições no transporte de íons cloreto	123
5.4 Análise da vida útil de estruturas de concreto armado com adição de microssilica ou metacaulim	123
5.4.1 Efeito da microssilica no concreto	123
5.4.2 Aplicação numérica e análise dos resultados	124
5.5 Efeito do metacaulim no concreto armado	129
5.5.1 Vantagens do uso de metacaulim no cimento Portland comum, frente à carbonatação	129
5.5.2 Vantagens do uso do metacaulim no cimento Portland comum, frente aos íons cloretos	130
5.5.3 Comparação entre a microssilica e o metacaulim para um mesmo fator a/c e diferentes teores dessas pozolanas	130
5.6 Influência das adições minerais na penetração do CO ₂	135
5.7 Considerações finais sobre as adições minerais microssilica e metacaulim	137
 CAPÍTULO 6 – Estimação probabilística da vida útil de componentes estruturais de pontes submetidas à carbonatação	 139
6.1 Introdução	139
6.1.1 Mecanismo da carbonatação	140

6.1.2	Componente estrutural analisado e agressividade do meio ambiente	141
6.2	Profundidade de carbonatação	141
6.3	Análise de confiabilidade	142
6.4	Considerações sobre o custo do ciclo de vida	146
6.4.1	Custo do ciclo de vida baseado em análise de confiabilidade	147
6.5	Estimação do custo do ciclo de vida (CCV) e cobrimento ótimo em relação ao cobrimento proposto pela NBR 6118:2007	149
6.6	Considerações finais	151
CAPÍTULO 7 – Conclusões e sugestões para futuras pesquisas		153
7.1	Conclusões	153
7.1.1	Metodologia para estimação da vida útil por íons cloreto	153
7.1.2	Considerações sobre as adições de microsilica e metacaulim no concreto armado	154
7.1.3	Estimação probabilística da vida útil de componentes estruturais submetidos à carbonatação	155
7.1.4	Metodologia para estimação da profundidade de penetração de vários agentes agressivos no interior do concreto ao longo do tempo	155
7.2	Sugestões para futuras pesquisas	156
Referências		158
APÊNDICE A		171
ANEXO A		175

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Um dos conceitos que mais tem produzido mudanças nas normas e, por consequência, na forma de projetar e construir estruturas, é o da durabilidade. Relacionado com ele, de forma equivalente, está o conceito de vida útil e que não pode ser tratado sem o relacionar com os de manutenção, controle de qualidade e custo do ciclo de vida. A constatação de grande número de manifestações patológicas prematuras exigiu a introdução deste conceito.

Fenômenos como a Expansão por Umidade (EPU), degradando componentes cerâmicos, e o aparecimento do mineral etringita em decorrência do ataque a componentes constituídos de elementos cimentícios, degradando os componentes de concreto e de argamassa das fundações, são ocorrências freqüentes em elementos de fundação de edificações. Outros agentes como os íons cloretos e a carbonatação atacam as estruturas de concreto armado provocando a deterioração destes elementos estruturais. Estes fenômenos têm contribuído de certa forma para a redução da vida útil destes componentes construtivos já tendo ocorrido, inclusive, acidentes com vítimas fatais onde estes fenômenos foram observados.

Em outubro de 2004, desmoronou de forma súbita, o Edifício Areia Branca, além de subsolo e garagem, imóvel residencial com doze pavimentos localizado no Bairro de Piedade, em Jaboatão dos Guararapes, na RMR.

A forma como ocorreu o acidente motivou a solicitação de laudos de vistoria em larga escala, com inspeções das partes enterradas, inclusive das fundações. Esse período coincidiu com a entrada em vigor da nova norma de concreto, a NBR 6118:2007 que introduziu novos conceitos, tais como o de durabilidade, em que se questiona implicitamente a vida útil das edificações.

A partir de então, foram realizados, na cidade do Recife, vários fóruns estimulando o debate sobre esse tema e assuntos dele decorrentes. A ABECE – Delegacia Regional do Recife coordenou a ação de mais de uma centena de profissionais de Engenharia de estruturas e de construção, entre projetistas,

professores e engenheiros de execução, ao longo de quatro reuniões Plenárias nos meses de fevereiro a maio de 2005, elaborando, de forma consensual, um Plano de Vistoria (“checklist”) básico.

O SINDUSCON-PE (Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado de Pernambuco), também coordenou várias palestras e debates sobre o tema reação alcali agregado (RAA), em que o enfoque principal foi a ação de adições minerais a fim de avaliar o potencial de inibição da (RAA) devido aos cimentos com adições minerais em especial a pozolana no concreto armado, com vistas ao incremento da durabilidade destas estruturas.

Seguindo esta tendência, pretende-se nesta pesquisa estudar o comportamento de estruturas de concreto armado mediante à simulação de alterações de variáveis como: fator a/c , cobrimento, dosagem e adições de pozolanas do tipo microssílica e metacaulim, a fim de contribuir para minimizar o ataque de íons cloretos e da carbonatação prolongando, assim a vida útil das estruturas de concreto armado.

1.1 Considerações sobre a corrosão

Os projetos de estruturas de concreto são elaborados para manter condições mínimas de segurança, estabilidade e funcionalidade por longo tempo. O concreto em bom estado garante estas condições, protegendo as armaduras metálicas da corrosão, e prolongando a sua vida útil.

A corrosão do concreto pode afetar a estabilidade e a durabilidade das estruturas. O concreto bem adensado, com uma baixa relação a/c terá menor quantidade de poros impedindo a penetração de agentes agressivos responsáveis pela deterioração do concreto e armadura. Os agentes químicos presentes na água, solo e atmosfera podem agir na pasta de cimento, agregado e armadura de aço.

A termodinâmica é uma parte importante no estudo das interações químicas, pois através da termodinâmica, pode-se prever se uma reação química pode ou não ocorrer e, prever, também, quando os sistemas alcançarão um equilíbrio. O termo equilíbrio se refere a uma condição na qual o estado não muda com o tempo nem apresenta tendência a uma mudança espontânea. Um sistema está em equilíbrio químico quando não houver tendência para que os seus componentes mudem de fase ou reajam quimicamente. No tocante aos sistemas em desequilíbrio, estes podem produzir novas estruturas espontaneamente por meio de um processo de auto-organização, (PRIGOGINE et al, 1984).

A maioria dos materiais em contato com o meio ambiente forma um sistema termodinamicamente instável. Com a única exceção dos metais nobres (ouro, prata e platina), todos os demais metais em contato com o ar devem reagir e se transformarem em óxidos, hidróxidos ou outras formas semelhantes.

Os metais puros são obtidos via processo metalúrgico e portanto absorvem uma quantidade considerável de energia permanecendo assim em estado metaestável. Em contato com o ambiente liberam energia. Pode-se admitir a corrosão, então, como sendo o inverso do processo metalúrgico. São vários os tipos de corrosão mais comuns, conhecidas segundo a morfologia como:

1. corrosão generalizada que acontece devido a carbonatação;
2. Corrosão por pite comum em ambientes marinhos devido ao ataque dos íons cloretos;
3. Corrosão sob tensão fraturante (stress corrosion), localizada, que ocorre devido a uma tensão de tração na armadura, comum em armaduras protendidas conduzindo a propagação de fissuras na estrutura do aço (Fig. 1.1).

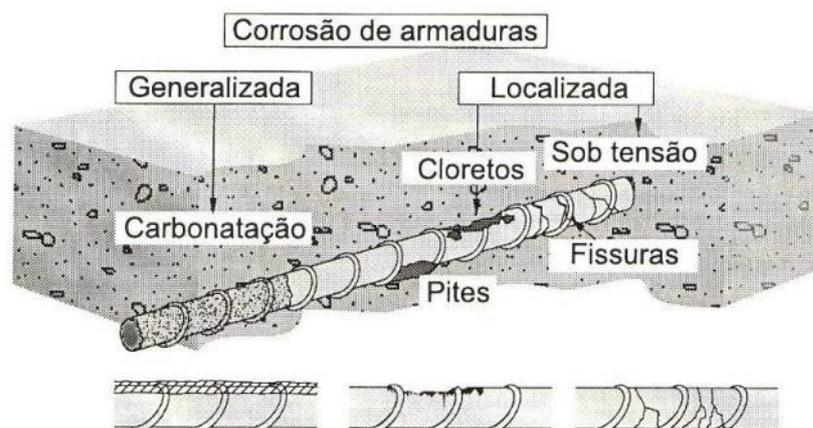


Figura 1.1. Identificação das manifestações patológicas mais comuns (CASCUDO, 1997)

Como resultado destes processos, os metais, nas formas refinadas, encontram-se num nível energético superior ao do composto que lhe deu origem. Esta é a razão termodinâmica da espontaneidade das reações de corrosão que transformam metais novamente em compostos. A energia liberada é perdida para o meio ambiente.

A forma como os agentes agressivos existentes na natureza interagem com as estruturas de concreto armado, interferem na vida útil e no desempenho dos componentes construtivos. Um avanço que tem resultado em maior durabilidade nas estruturas de concreto armado é percebido devido às melhorias nos desenvolvimento de projetos em geral, qualidade de materiais, execução dos projetos, no desenvolvimento de softwares para serem aplicados na engenharia civil a fim de se estimar a vida útil. O processo de estimação da vida útil de serviço dos componentes construtivos de concreto armado com diferentes dosagens, depende das condições (qualidade) de projeto e materiais aplicados, condições ambientais ao qual a mistura está exposta, do planejamento da mistura do concreto para cada situação, condições de uso e temperatura.

1.2 JUSTIFICATIVA

Patologias decorrentes de ações ambientais e de causas associadas a projeto ou construção são frequentes em construções de concreto armado na Região Metropolitana do Recife (RMR). A fim de analisar o comportamento de estruturas

de concreto armado submetidas a agentes agressivos, em meio ambiente marinho e urbano, característico desta região, foram utilizados modelos matemáticos que possibilitam simular o comportamento da vida útil dos componentes estruturais, bem como determinar a profundidade de penetração de agentes agressivos, como o CO_2 , sulfatos e íons cloreto no interior do concreto armado.

Os resultados desta pesquisa permitirão projetar componentes estruturais mais confiáveis, com consequentes benefícios no que se refere à durabilidade. Dentro deste contexto, torna-se relevante a pesquisa das principais causas da redução da durabilidade das estruturas existentes, por meio de modelos matemáticos que simulam o tempo inicial de corrosão das armaduras de concreto armado, ou seja, calcula o tempo em que os íons, cloreto por exemplo, ou CO_2 percorrem o cobrimento do concreto num processo chamado de difusão iônica até alcançar as armaduras e despassivá-las.

Van Der Toorn (1994), Tuutti (1982) desenvolveram alguns modelos de deterioração das estruturas, e o mais utilizado atualmente é aquele que divide o processo de deterioração em duas partes: início, quando ocorre a penetração de agentes agressivos para o interior do concreto e o da propagação, quando as manifestações dos danos provocados pelos agentes agressivos começam a ser percebidos devido à presença de manchas ou fissuras no concreto. Entendendo que a comunidade científica internacional ainda não especificou um método padrão para estimativa de penetração de cloretos no concreto e de CO_2 , é mais prudente utilizar os métodos baseados em difusão (THOFT-CHRISTENSEN, 2002), (BENTZ et al 1999).

O conceito de vida útil passou a ser um item relevante no dia-a-dia do engenheiro civil após 2004, ou seja, depois que o conceito de durabilidade foi introduzido na norma brasileira NBR 6118:2007, dando início a diversos estudos no intuito de melhorar a compreensão a respeito da deterioração (corrosão) dos materiais de construção. O início da corrosão está associado com a despassivação das armaduras do concreto. Quando o início da corrosão acontece devido aos íons cloretos, significa que a concentração de cloretos livres nos poros d'água

contornando a armadura foi superior ao teor crítico de cloretos determinado, destruindo assim, a película que protege a armadura,

A partir deste instante a corrosão continua a se desenvolver, há intensificação dos pites e, geralmente, adota-se um tempo de desenvolvimento convencional além do qual o fenômeno da corrosão é considerado perigoso, quando se considera que a vida útil de serviço foi atingida. A partir deste ponto, manchas, fissuras e destacamentos do concreto surgem e o componente estrutural precisa ser reparado a fim de evitar a sua propagação.

Alguns modelos de previsão de vida útil se baseiam em (HELENE et al, 2006):

- experiência;
- ensaios acelerados;
- mecanismos de transporte (abordagem determinística);
- estocásticos (abordagem probabilística).

Pesquisas avançam no sentido de incrementar a vida útil de serviço de estruturas de concreto armado atacadas por vários agentes agressivos que proporcionam a sua deterioração, a partir da simulação de alterações de variáveis como: fator a/c, cobrimento, dosagem e adições de pozolanas (microsílica, metacaulim, cinza volante, escória de alto-forno, entre outros) e, posterior análise dos resultados dos comportamentos das vidas úteis destes elementos estruturais.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

- Ter um entendimento a respeito dos agentes agressivos existentes no meio ambiente que interagem com as estruturas de concreto armado provocando a sua deterioração. Estimar a vida útil de componentes de concreto armado, através de métodos determinísticos e probabilísticos.
- compreender os mecanismos de ataque dos agentes agressivos interagindo com os elementos construtivos;
- estimar a vida útil de serviço de estruturas de concreto em diferentes momentos, ou seja, tempo inicial e de propagação da corrosão;

- Investigar o efeito do cobrimento, do fator a/c e adições pozolânicas em relação a durabilidade da estrutura de concreto armado;

1.3.2 Objetivos específicos

Determinação da profundidade de penetração de agentes agressivos no interior de estruturas de concreto armado frente ao ataque por íons cloretos, ação da carbonatação e ataque por sulfatos, simultaneamente ou não, mediante utilização de modelo matemático desenvolvido por meio de regressão linear múltipla, cujos resultados são influenciados por alterações em variáveis como relação a/c, cobrimento de referência, vida útil de projeto, e qualidade do concreto.

1.4 Metodologia

Com a metodologia apresentada no capítulo 4, foi possível estimar a vida útil de serviço para uma estrutura em concreto armado, considerando a deterioração decorrente do ataque por íons cloretos. As etapas pertinentes à elaboração da estimativa do início da corrosão em uma estrutura de concreto armado são realizadas, a partir da determinação da concentração superficial de cloretos, efetuada através de correlações entre a concentração de íons cloretos na atmosfera na região onde a estrutura estiver situada e a concentração superficial no elemento de concreto (PONTES, 2006), (MEIRA et al, 2007) e (BENTZ et al 1999). A partir da obtenção da concentração superficial de cloretos é possível estimar de forma determinística, o início da corrosão e posterior propagação da corrosão das armaduras de concreto. O cálculo da vida útil das estruturas de concreto atacadas por íons cloreto seguiu as recomendações do LIFE-365 que considera a vida útil como sendo a soma do tempo inicial de corrosão mais a soma do tempo da respectiva propagação. Também foram realizadas análises da vida útil de estruturas de concreto atacadas por cloreto, e análise da profundidade de carbonatação mediante o uso de adições minerais na mistura, e, foi efetuada uma análise de confiabilidade da profundidade de carbonatação de uma estrutura de concreto armado com o intuito de determinar o cobrimento

ótimo, com a finalidade de verificar se os cobrimentos recomendados pela norma NBR 6118:2007 são adequados.

Uma ampla revisão bibliográfica foi realizada, foram utilizados métodos numéricos para avaliar fenômenos, devidos à ação do CO₂, íons cloreto e sulfato, e que interferem na vida útil e durabilidade das estruturas de concreto armado. Uma metodologia para estimação da vida útil de serviço usando modelo determinístico foi apresentada. Também foram desenvolvidas duas equações para estimação da profundidade de penetração, devido à ação de íons cloreto, íons sulfato e CO₂, obtidas através de extensão do Método dos Fatores e, de forma alternativa, por regressão linear múltipla, ambas em conformidade com as ISO 15686, partes 1 e 8.

1.5 APRESENTAÇÃO DOS CAPÍTULOS

A apresentação da Tese foi feita segundo uma sequência lógica na qual seus Capítulos estão, assim, divididos:

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica. Discussão geral sobre patologias que afetam a durabilidade originadas por CO₂, íons cloreto e sulfatos. Conceitos que permitem o entendimento da deterioração do concreto devido a ataques químicos e físicos nas estruturas de concreto armado e métodos existentes usados até hoje, para prever a vida útil destas estruturas.

Capítulo 3 – Metodologia para estimação da profundidade de penetração de agentes agressivos no interior do concreto, devido à ação simultânea ou não de: sulfatos, cloreto e CO₂ ao longo do tempo. O Método consiste na Estimativa da Profundidade de Penetração de Agentes Agressivos (*EPA*) em estruturas de concreto armado, devido à ação de: sulfato (magnésio, sódio, cálcio), cloretos e CO₂ simultaneamente ou não, reproduzindo o que de fato ocorre na natureza.

Capítulo 4 – Apresenta a metodologia usada neste Trabalho para estimar a vida útil, tratando de forma completa o problema da corrosão de armaduras através do ataque por íons cloretos. Os resultados foram obtidos a partir de modelos

matemáticos baseados na segunda Lei de Fick e análise do comportamento estatístico dos resultados.

Capítulo 5 – O estudo foi conduzido em concretos com diferentes dosagens com a finalidade de avaliar a ação dos íons cloreto. Foram empregadas diferentes relações água/cimento, misturas de cimento portland comum e adição de microsilica em diversas proporções. Neste capítulo, também foi efetuado uma análise da simulação da penetração do CO₂ em uma estrutura de concreto, levando em consideração variáveis como: cobrimento da armadura e diferentes adições minerais na mistura para um determinado fator (a/c) e vida de projeto de 50 anos.

Capítulo 6 – Neste capítulo foi efetuada uma análise probabilística da confiabilidade de uma estrutura de concreto, considerando-se os cobrimentos recomendados pela norma NBR 6118:2007, efetuando-se análise paramétrica, tomando-se a vida útil como variável. São considerados cobrimento da armadura, direções segundo as quais se tem diferentes exposições à umidade e diferentes fatores a/c. Através da otimização do custo do ciclo de vida, foi possível encontrar a respectiva profundidade de carbonatação que pode ser considerada como sendo o cobrimento ótimo.

Capítulo 7 – Conclusões e sugestões para futuras pesquisas

BIBLIOGRAFIA

APÊNDICE A – Valores de referência das variáveis preditoras: V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8, V9 e V10, para um cobrimento de referência recomendado pela NBR 6118:2007. Uma forma de obtenção dos dados dessas variáveis implica na utilização do Método Delphi cuja técnica começou a ser utilizada, no início da década de 60 por Olaf Helmer e Norman Dalker, Pesquisadores da Rand Corporation.

ANEXO A – Tabela com as equações dos capítulos 2 – 7.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Pesquisas recentes, na área de corrosão de estruturas de concreto armado, são desenvolvidas em diversas regiões do Brasil, com o intuito de alcançar um entendimento melhor do processo de deterioração que se difunde nestas estruturas, e criar, conseqüentemente, métodos e materiais mais duráveis que prolonguem a vida útil destas estruturas.

2.1 Evolução sobre o estudo das patologias em estruturas de concreto armado, no mundo.

As patologias das edificações não são algo novo na história da construção civil. Os diversos agentes agressivos existentes na natureza interagem com componentes construtivos e com diversos materiais há milhares de anos. É evidente que com a evolução do conhecimento dos materiais e métodos, certos procedimentos de proteção já foram incorporados aos materiais de engenharia e os problemas do passado, que provocavam tantos danos, já não são tão eficientes no sentido de prejudicar as edificações, atualmente. O que existe em comum nas patologias de menor ou maior poder de dano, é o fato que, a existência destas patologias incitaram os pesquisadores no sentido de eliminá-las, e o resultado destas pesquisas promoveram mudanças fundamentais na trajetória da engenharia civil.

(GJØRV et al, 2004) tem realizado pesquisas em tecnologia do concreto desde 1959, com enfoque em materiais usados no concreto, bem como durabilidade e desempenho de estruturas de concreto em ambientes severos. A Professora Carmen Andrade, do Instituto de Ciências da Construção Eduardo Torroja, Madrid realiza pesquisas importantes na área de corrosão de estruturas de concreto armado com expressiva publicação de trabalhos para revistas e congressos concernente ao estudo de durabilidade e demais patologias do concreto. (THOFT-CHRISTENSEN, 2000), publicou diversos trabalhos empregando técnicas de confiabilidade para estimação da vida útil. Estas

pesquisas envolvem estudos sobre o tempo inicial de corrosão e sua propagação com a finalidade de determinar o momento em que a estrutura de concreto armado necessitará de uma intervenção. Vários pesquisadores foram atraídos para desenvolverem pesquisas que envolvem assuntos sobre custo do ciclo de vida e manutenção. São exemplos: (JEONG-YUN-DO et al, 2009), (FRANGOPOLO et al, 1997), (STEWART et al, 1998), (MELCHER, 1999) e outros.

No Brasil, Prof. Paulo Helene orientou diversos trabalhos de alunos de mestrado e doutorado e tem no seu currículo um expressivo número de publicações. Outros exemplos de autores nacionais atuantes nesta área: (ANDRADE, 2001), (MEIRA et al, 2007), (OLIVEIRA et al, 2012).

2.2 Ação dos sulfatos

Comportamento do concreto em relação aos ataques físico e químico por sulfatos

As estruturas de concreto devem ser concebidas e planejadas para operar ao longo da vida útil de projeto estimada, devendo resistir às agressões ambientais às quais estão submetidas. Este Trabalho analisa o desempenho do concreto de cimento Portland frente à deterioração provocada pela ação de sulfatos sobre componentes construtivos cimentícios. Denomina-se ataque por sulfato, às reações químicas entre os componentes do concreto endurecido, em especial a matriz cimentícia e, os íons sulfato em contato com a água. Os danos se apresentam sob a forma de escamações superficiais, resultando em rachaduras ou fissuras de fácil identificação em obra, em virtude destas se apresentarem com distribuição geométrica em forma de mapa. A perda de resistência do concreto exposto é progressiva. A exposição contínua submetida a ciclos de molhagem e secagem pode levar à desintegração do concreto, especialmente os de baixa qualidade. Numerosos ciclos de desidratação e re-hidratação dos sais aceleram o processo degenerativo. Ensaio de caracterização dos blocos, tais como, ensaio químico da água e do solo de fundação, resistência à

compressão, reconstituição do traço utilizado na confecção dos blocos e difração por raios X, devem ser providenciados para a segura identificação da agressão.

As pesquisas sobre concreto deteriorado por sulfatos têm ocorrido no sentido de estudar o ataque químico. Neste Trabalho, também foi abordada a deterioração do concreto devido ao ataque físico por sulfato.

O processo de expansão provocado pela formação da etringita, em ambiente úmido, resultante da reação de sulfatos provenientes de fonte externa com o C_3A presente no cimento é atribuído à ação de sulfatos. O ciclo alternado da Ternadita/ Mirabilita provoca o ataque físico ou cristalização por sal. O termo cristalização de sal, em vez de ataque físico por sal, também, é utilizado. Os geólogos empregam este termo para descrever dano idêntico do sal em rochas e construções em pedras (MEHTA, 2008).

O ataque por sulfato é o termo usado para descrever reações químicas entre os íons sulfato e componentes do concreto endurecido, especialmente, a pasta de cimento, (NEVILLE, 2004). Existem dois mecanismos que são considerados ataque por sulfato: formação de gesso e formação de etringita, (ACI, 1992).

Na interação do sulfato com o cimento, se houver danos físicos, considera-se ataque físico por sulfato, (SKALNY, 2002).

O ataque por sulfato é um processo complexo que não pode ser facilmente dividido entre físico versus químico ou ataque por sulfato de sódio versus - cálcio, versus - magnésio. Mais de um desses fenômenos físicos e químicos podem ocorrer simultaneamente (SKALNY, 2002).

2.2.1 Sulfatos e ataque por sulfato

Sulfatos são sais nos quais o íon negativamente carregado SO_4^{2-} forma um composto com um metal, íon positivamente carregado, assim, como Ca^{2+} . No solo, são de interesse particularmente os sulfatos que são solúveis na água e

que podem, portanto, serem prontamente transportados para reagirem com o concreto. Tais sulfatos incluem a gipsita (sulfato de cálcio, CaSO_4), epsomita (sulfato de magnésio, MgSO_4), e o sulfato de sódio decaidratado, $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$.

Para que o ataque por sulfato ocorra, estes devem ser carregados para o interior do concreto por água intersticial. Quatro compostos de sulfato são solúveis em água e comuns em materiais geológicos: sulfato de cálcio, sulfato de magnésio, sulfato de sódio e sulfato de potássio. O sulfato de cálcio é o mais predominante, mas o menos solúvel (dando uma concentração dissolvida máxima de aproximadamente 1400 mg SO_4 por litro de água) e, por esta razão, é o menos prejudicial ao concreto, (COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT, 2008).

De todos estes, o mais prejudicial é o sulfato de magnésio, visto que, os cátions de magnésio podem, por conta própria, contribuir para a destruição do concreto. Uma característica do ataque do íon magnésio na pasta de cimento Portland é que o ataque eventualmente é estendido ao silicato de cálcio hidratado (SCH) que é o principal componente cimentício. Sob contato prolongado com uma solução de magnésio, o SCH na pasta de cimento hidratado gradualmente perde íons cálcio, que são, parcialmente, ou às vezes totalmente substituídos pelos íons magnésio. O último produto desta reação de substituição é um silicato de magnésio hidratado ($\text{Mg}_3\text{H}_2\text{Si}_4\text{O}_{12}$). A formação deste sal é associada com perda das características cimentícias (perda de resistência e desintegração do concreto), (NEVILLE, 2004).

A quantidade de sulfatos solúveis presente no material é um fator significativo para determinação do potencial do ataque. Infelizmente, pode ser difícil obter valores representativos de sulfatos solúveis em alguns materiais por causa da sua inerente variabilidade.

O magnésio é usado como fertilizante. O magnésio é um elemento importante na clorofila, pois é necessário para a fotossíntese (processo biológico que usa a luz solar para produzir carboidratos especialmente em plantas), mas deve-se ter

o cuidado de mantê-lo afastado das estruturas de concreto. A drenagem do solo próximo das fundações é importante, pois o sal seco não ataca o concreto.

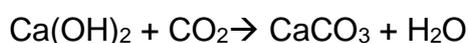
2.2.2 Cimento Portland comum

Este tipo de cimento é o mais vulnerável ao ataque por sulfatos, visto que, transmite ao concreto doses consideráveis de hidratos de aluminato de cálcio e hidratos de silicato de cálcio.

O cimento Portland é um aglomerante hidráulico obtido do clínquer ao qual é adicionado gipsita (CaSO_4). O clínquer é produto do aquecimento a altas temperaturas de uma mistura de cálcio e argila. Assim, o cimento Portland é formado basicamente de cálcio e sílica em sua composição.

Além do tipo de cimento, a vulnerabilidade do concreto ao ataque por sulfato depende da facilidade deste migrar para o seu interior. O que controla isto é a permeabilidade do concreto à água, uma propriedade que depende do tamanho e interconexão dos poros no concreto. O concreto, bem misturado, bem compactado e curado, tem um teor de cimento que vai de moderado a alto. Um baixo fator água/cimento torna-o menos permeável e, portanto, tem a maior resistência ao ataque por sulfatos.

O concreto que se tornou parcialmente ou totalmente “carbonatado” é mais resistente ao ataque por sulfatos. A carbonatação do concreto resulta da reação do dióxido de carbono (CO_2) do ar com o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 na matriz do concreto, os produtos finais sendo calcita (CaCO_3) e água. A reação produz uma perda de alcalinidade que é associada com a presença de hidróxido de cálcio (pH pode cair de mais de 12 para menos que 9) e, como resultado, a formação de minerais expansivos, etringita e taumasita, que precisam de um pH mais alto, é impedida.



A carbonatação do concreto prossegue mais facilmente em concreto permeável que é exposto a temperaturas da ordem de 43°C ao ar com umidade relativa da ordem de 50-70 por cento e é progressiva com o tempo, iniciando na superfície do concreto. Condições úmidas acima de 70 % impedem a carbonatação.

2.2.3 Cimento Portland - RS

O cimento CP-RS oferece resistência aos meios agressivos sulfatados, como redes de esgotos de águas servidas ou industriais, água do mar e em alguns tipos de solos. Pode ser usado em diversos tipos de obras, em regiões litorâneas, subterrâneas e marítimas.

Cinco tipos básicos de cimento - CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V-ARI - podem ser resistentes aos sulfatos, desde que se enquadrem em pelo menos uma das seguintes condições, NBR 5737 ABNT, 1992:

- a) Teor de aluminato tricálcico (C_3A) do clínquer e teor de adições carbonáticas com o máximo de 8% e 5% em massa, respectivamente;
- b) Cimentos do tipo alto-forno que contiverem entre 60% e 70% de escória granulada, em massa;
- c) Cimentos do tipo pozolânico que contiverem entre 25% e 40% de material pozolânico, em massa;
- d) Cimentos que tiverem antecedentes de resultados de ensaios de longa duração ou de obras que comprovem resistência aos sulfatos.

2.2.4 Migração de sulfatos

Os sulfatos no aterro ou no solo não serão prejudiciais ao concreto se os mesmos permanecerem secos. A água é necessária para dissolver os sulfatos e transportar os seus ânions para o interior do concreto por difusão. É também, necessária para reações deletérias de sulfato no concreto. A quantidade de água necessária não é grande. O solo circundante não precisa estar saturado, basta estar umedecido. Em alguns casos o teor de umidade no solo basta estar entre 12 e 14 por cento. Uma fonte comum é a água do subsolo que é carregada para

cima através da fração mais fina do aterro devido à ação capilar. Uma vez em contato com o concreto, a água é atraída por ação capilar devido à evaporação na superfície.

2.2.4.1 Tipos de mecanismos de ataque por sulfato

A natureza complexa do ataque por sulfatos conduziu ao desenvolvimento de várias teorias, muitas vezes divergentes, sobre estes mecanismos. Basicamente, por conveniência, dois tipos de ataque de sulfato podem ser definidos, com o procedimento de ensaio e método de avaliação de ensaio os resultados sendo diferentes um do outro:

- a) No ataque interno de sulfato, a ação deletéria acontece devido a um alto teor de SO_3 na pasta ou, menos frequentemente, no agregado utilizado.
- b) No ataque externo, os sulfatos responsáveis pelo dano migram para o interior do concreto. Sob estas condições, uma camada mais externa resultante da ação dos sulfatos se desenvolve na superfície em contato com água ou solo contendo sulfato, enquanto que o material em regiões mais profundas não é afetado.

2.2.4.2 Ataque por sulfato convencional em forma de etringita

Neste tipo de ataque, os sulfatos e a água reagem com os aluminatos-tricálcico encontrados no cimento Portland para formar um sulfoaluminato de cálcio hidrato ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$) conhecido como etringita.

Na fabricação do cimento Portland, adiciona-se 5% de sulfato na forma de gipsita para inibir a pega instantânea do clínquer.

A formação da etringita pode ser destrutivamente expansiva, pois, tem um volume sólido maior do que os constituintes originais e cresce tipicamente como cristais aciculares que podem gerar, coletivamente, alta tensão interna no concreto, Figuras 2.1, 2.2 e 2.3.

A etringita se forma como um resultado da reação do aluminato de cálcio com o sulfato de cálcio, ambos presentes no cimento Portland.

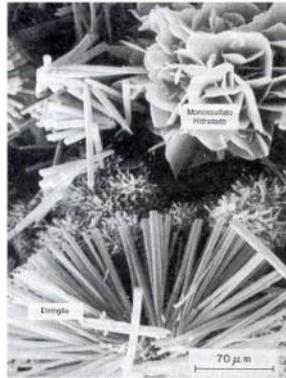


Figura 2.1. Imagens de cristais de etringita obtidas de MEV, (MEHTA e MONTEIRO, 2008).



Figura 2.2. A etringita em forma acicular. Fonte: http://www.uni-weimar.de/Bauing/fib/forschung/eng-fo_shz.htm

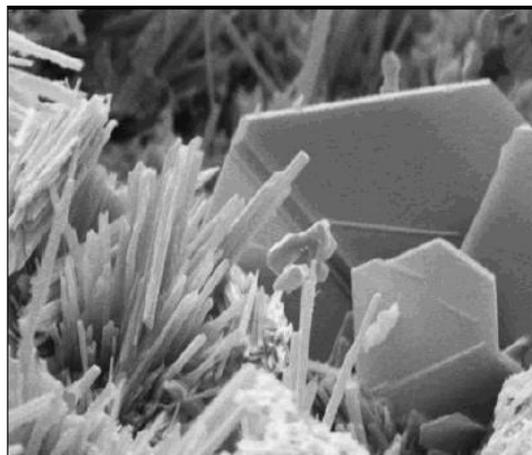


Figura 2.3. Imagem de elétrons secundários obtido por MEV, mostrando planos

de portlandita Ca(OH)_2 e agulhas de etringita.

Fonte: <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/pccp/pubs/04150/chapt14.cfm>

Para produzir quantidades deletérias de etringita, a reação requer a presença de:

- a) uma concentração significativa de sulfatos solúveis em água;
- b) concretos que contenham um teor substancial de hidratos de aluminato de cálcio, como é o caso no concreto produzido com a maioria dos cimentos Portland;
- c) presença de umidade.

Os íons sulfatos podem reagir com hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 na matriz do cimento, no interior do concreto, para formar gesso (dihidrato de sulfato de cálcio, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). Este produto da reação tem também, um volume sólido maior do que os constituintes originais e em alguns casos podem contribuir para a degradação do concreto. Se os íons magnésio acompanharem os sulfatos, eles podem também reagir com hidróxido de cálcio, produzindo brucita (hidróxido de magnésio, Mg(OH)_2) que, devido à sua baixa solubilidade precipita para fora da solução, conduzindo também para um aumento nos volumes sólidos. Os íons magnésio também podem atacar os hidratos de silicato de cálcio, o principal material de ligação do concreto, (COMMUNITIES and LOCAL GOVERNMENT, 2008).

Ensaio laboratoriais mostram que o primeiro efeito da forma convencional de ataque de sulfato é o aumento da resistência e densidade do concreto na medida em que os produtos da reação preenchem os poros. Quando os poros são preenchidos, futuras formações de etringita induzem tensões expansivas internas que, se for maior do que a resistência à tração do concreto produzirá a ruptura da região afetada. Estas fissuras juntamente com acúmulos cristalinos são sinais característicos da forma convencional de ataque de sulfato.

“Quando a análise do concreto revela um alto teor de sulfato não significa necessariamente deterioração, embora que, inversamente, a perda de resistência ou deterioração visual acompanhada por um alto teor de sulfato seria

evidência de ataque por sulfato”, Neville (2004). Enfatiza ainda que “a presença da etringita por si mesma não é um sinal de ataque por sulfato”.

2.2.4.3 Ataque por sulfato em estruturas de esgotos

Locais fechados cuja taxa de renovação de ar é baixa, a concentração e geração de gases agressivos ao concreto são intensas. Nos esgotos, bactérias do tipo *Thiobacillus thiooxidans* e *Thiobacillus concretivorus*, redutoras de sulfatos necessitam de oxigênio existente na água do esgoto. Quando o oxigênio não está disponível elas retiram o oxigênio dos íons sulfato SO_4^{2-} , existente na água do esgoto, deixando livres os íons sulfetos S^{2-} .

A reação dos íons sulfeto (S^{2-}) com a água resulta no gás sulfídrico (H_2S). O gás sulfídrico (H_2S) liberado na parte superior do tubo é absorvido pela umidade da parede não submersa, sendo novamente oxidado e transformando-se em ácido sulfúrico (H_2SO_4) e ácido sulfuroso (H_2SO_3). As bactérias do gênero *Thiobacillus* (*Thiobacillus concretivorus*, *Thiobacillus thioparus*, *Thiobacillus neopolitamus* e *Thiobacillus thiooxidans*) são responsáveis por esta conversão e se mantêm ativas em concentrações de ácido sulfúrico de até 7% e pH de 1,35). Segundo (TAKAGI et al, 2007), os processos metabólicos resultantes destas bactérias ocasionam valores de pH em torno de 2, devido ao ácido sulfúrico biogênico, podendo alcançar valores menores que 0,7. O H_2SO_4 resultante desta reação ataca a parte superior do tubo de esgoto, reagindo com o hidróxido de cálcio $Ca(OH)_2$ da pasta de cimento do concreto para formar gesso ($CaSO_4 \cdot 2 H_2O$), ver Figuras 2.4 e 2.5a e b.

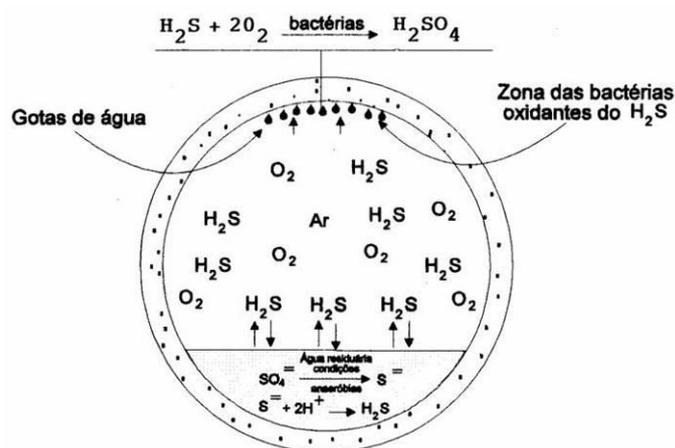


Figura 2.4. Corrosão na rede de esgoto (TAKAHASHI, 1983)



Figura 2.5a e b. Formação de gesso, em uma estrutura de concreto armado de uma estação de tratamento de esgoto da COMPEA no Arruda, PE, em 2009.

2.2.4.4 Ataque por sulfato com formação de taumasita

Esta forma de ataque por sulfato foi reconhecida inicialmente no Reino Unido na década de 1990 e tem sido encontrada em diversas lajes de piso na argamassa de regularização sobre a laje de concreto. O produto da reação é o mineral taumasita que é uma mistura de carbonato, sulfato e silicato de cálcio hidratada ($\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$), (COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT, 2008).

Níveis deletérios requerem:

- a) concentração significativa de sulfatos solúveis em água;
- b) concretos que contêm silicato de cálcio hidratado, SCH (que parece com estruturas fibrosas, é o componente responsável pela resistência mecânica dos cimentos utilizados na construção civil. O SCH apresenta-se numa fase parcialmente cristalina, resultante da hidratação de alumino-silicatos com atividade pozolânica, tais como cinzas vulcânicas, sílica e outros), como na maioria das fases cimentícias do silicato de cálcio nos cimentos Portland;
- c) uma fonte de carbonato, geralmente de um agregado calcário;
- d) um pH 10 ou mais alto, tal qual encontrado em concretos não carbonatados;

- e) molhagem contínua;
- f) baixa temperatura (geralmente abaixo de 15°C).

Visto que os silicatos de cálcio hidratados fornecem os principais agentes de ligação no cimento Portland, esta forma de ataque enfraquece o concreto, também, causando algumas expansões e em casos avançados, a matriz da pasta de cimento é reduzida a uma massa sem coesão.

Portanto, devido às temperaturas tropicais existentes é pouco provável que a taumasita chegue a ser uma ameaça. Será focalizado, apenas, na forma de ataque ao concreto com a formação da etringita.

Existem dois mecanismos que podem ser considerados ataque por sulfato: formação de gesso e formação de etringita, ACI (1992). Ambos os produtos destas reações danificam o concreto pelo aumento do volume sólido.

Geralmente apenas o aspecto químico é tratado quando se trata de sulfato. Sob o ponto de vista da engenharia, o que importa são os efeitos sobre o concreto, uma ação que não resulte em deterioração ou em perda de durabilidade não é considerada como um ataque, Neville (2004).

2.2.4.5 Ataque físico por sulfato ou cristalização de sais

Sob certas condições ambientais, por exemplo, quando um lado de um muro de arrimo ou a laje de concreto permeável está em contato com uma solução de sal e o outro lado está sujeito à perda de umidade por evaporação, surgem tensões oriundas de cristalizações de sais nos poros provocando à sua deterioração.

Expansão devido à pressão de cristalização

Cristais formados na cristalização de uma solução de poros supersaturados de um corpo poroso podem gerar pressões nas paredes do poro após alcançarem um tamanho apropriado (SKALNY, 2002). A pressão máxima exercida por um único cristal pode ser expressa pela Equação (2.1):

$$p = \frac{RT}{V} \ln\left(\frac{C}{C_0}\right)$$

Equação (2.1)

onde:

p = pressão em MPa

R = Constante dos gases - $8,3 \text{ J}\cdot\text{K}^{-1}\cdot\text{mol}^{-1}$

T = temperatura em $^{\circ}\text{K}$

V = volume molar em $\text{m}^3\cdot\text{mol}^{-1}$

C = concentração do soluto

C_0 = solubilidade de equilíbrio

Em condições reais uma expansão e deterioração da pasta de cimento não podem ser geradas pela cristalização de um único cristal de um único poro, pois a pressão gerada age em um volume muito pequeno. Para produzir expansão e fissura o crescimento do cristal deve ocorrer em um volume muito grande do espaço poroso.

Sais solúveis podem ser levados para o interior dos materiais por ação capilar onde eles cristalizam dentro da estrutura do poro quando ocorre a evaporação. Um ataque físico ocorre devido à mudança de fases dentro do sistema sais/ água (sais como: sulfato de sódio sulfato de magnésio, carbonato de sódio e cloreto de sódio) que podem danificar os materiais de construção. O processo é relevante para pedras, blocos cerâmicos, argamassas, concreto e todos os outros materiais de construção porosos, Bucea et al (2003).

As opiniões registradas na literatura estão divididas sobre as causas de danos. Alguns atribuem a deterioração à pressão devido ao processo de cristalização da solução supersaturada. O mecanismo proposto consiste em dois estágios: soluções que alojam sais sobem para a superfície por ação capilar, e subsequentemente, devido à evaporação na superfície. As soluções tornam-se supersaturadas e a cristalização do sal ocorre, gerando grandes pressões, suficientes para provocar fissuras. O processo de cristalização de soluções supersaturadas não é suficiente para provocar dano, e que a deterioração é devida à conversão de sulfato de sódio anidro (Ternadita) para a decahidratada (Mirabilita), que é um dos sais que mais causam danos na conservação de

estruturas. Este processo é denominado “dano da hidratação de sais”. Esse fenômeno de conversão, Ternadita-Mirabilita, é um processo reversível e muito sensível à umidade ambiente e condições de temperatura.

Se o meio ambiente aumenta em temperatura ou diminui em umidade relativa, tal que a curva de pressão de vapor seja ultrapassada, então as moléculas de água nos cristais decahidratados podem se dissociar e evaporar, o que resulta na formação da Ternadita. O processo inverso também ocorrerá. Quando a temperatura diminui e a umidade relativa aumenta, a Ternadita se converte na sua forma hidratada, Mirabilita, Figura 2.6. Essa reação é associada a um aumento em volume do sólido em até 315,4% (SKALNY, 2002).

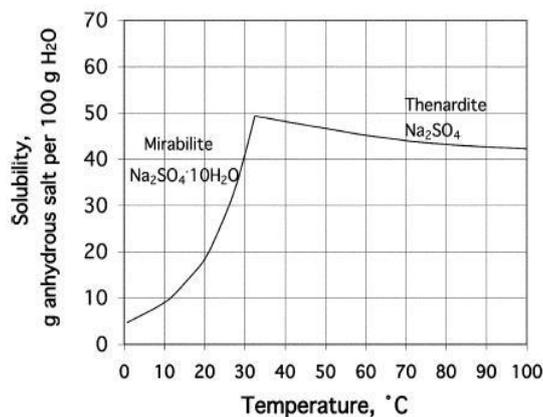
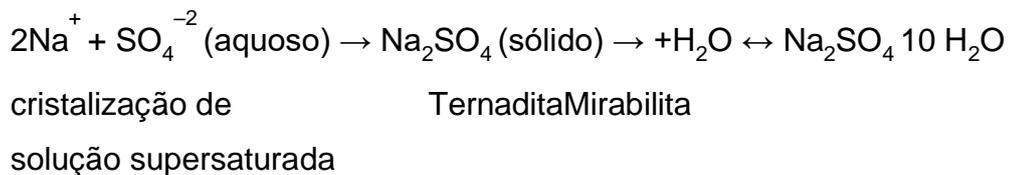


Figura 2.6. Curva de solubilidade do sulfato de sódio (HARVEY et al, 2008)

Todas as formas de mecanismos de ataque por sulfato a serem discutidas são tratadas como processos físico-químicos que conduzem a conseqüências físico-mecânicas. Tais conseqüências incluem mudanças na porosidade e permeabilidade, estabilidade volumétrica, resistência à compressão e tração, módulo de elasticidade, dureza, etc. Todas estas mudanças implicam em perda de durabilidade e diminuição da vida útil de serviço.

2.2.4.6 Formação de etringita tardia

A formação de etringita tardia (MEHTA, 2008) (uma forma de ataque de sulfato interno) é conhecida como ataque físico por sulfato.

O fenômeno ocorre quando um agregado contaminado com gipsita ou cimento contendo um teor de sulfato muito alto é usado na produção de concreto. A etringita não é uma fase estável acima de 65° C, decompondo-se para formar monossulfato hidratado, se as temperaturas da cura térmica a vapor utilizadas no processo de fabricação forem superior a 65° C. Os íons sulfato liberados pela decomposição de etringita causam expansão e fissuração, Figuras 2.7a e 2b.

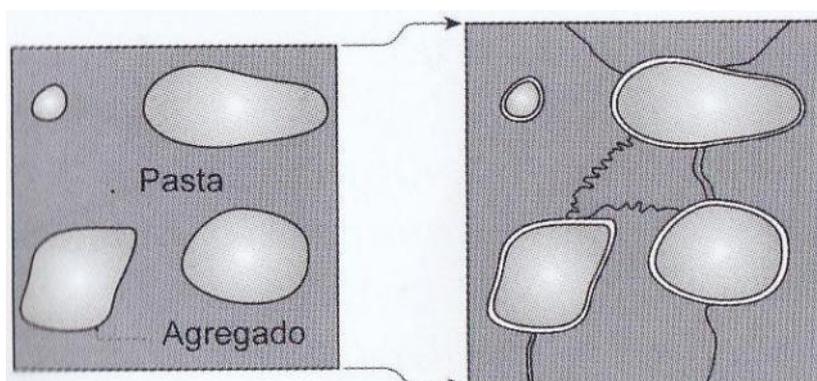


Figura 2.7a. Representação da expansão de argamassa ou concreto devido a formação de etringita tardia (FET), (MEHTA e MONTEIRO, 2008)



Figura 2.7b. Micrografia obtida por microscopia eletrônica de varredura de uma argamassa atacada por FET, (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

2.2.5 Danos típicos produzidos pelo ataque por sulfatos

A reação por sulfatos dentro do concreto tende a produzir expansão no contorno onde o concreto estiver contido. No caso de lajes em contato com o solo sulfatado, tenderá a produzir expansão horizontal na laje ou na argamassa de regularização, sobre a laje de concreto. Contudo estas lajes de concreto, geralmente, se apóiam em suportes externos e internos. Como resultado a laje ou argamassa de regularização ergue-se no formato de domo que com o tempo pode causar uma flecha (deflexão) de vários centímetros. O domo produzirá tração na parte superior do concreto, conduzindo a uma fissura em forma de mapa.

No caso de sulfato de magnésio, um baixo teor de hidróxido de cálcio no cimento hidratado é indesejável, pois favorece a reação de sulfatos com o silicato de cálcio hidratado C-S-H, conduzindo à redução da resistência da matriz com perda de massa, Neville (2004).

2.2.5.1 Aparência

No caso de lajes, o primeiro sinal visível de ataque por sulfato a uma laje de concreto é normalmente algum desnível no piso, que pode ser acompanhado pelo surgimento de fissuras na argamassa de regularização sobre a laje (Fig. 2.8). São inicialmente estreitas, mas se ampliam, ao longo do tempo.



Figura 2.8. Ataque de sulfato à argamassa de regularização, (COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT, 2008).

Da mesma forma, a reação de sulfatos em blocos ou fundações de concreto, onde não se encontra qualquer resistência à expansão provoca fissuras em forma de mapa permitindo que mais água penetre. Aumenta, assim, a degradação do concreto e conseqüente despassivação das armaduras, Figura 2.9. O quadro fissuratório é semelhante ao produzido pela reação álcali-agregado.

A formação da Etringita dentro do concreto gera aumento de volume. Esta ação requer: umidade, sulfato no meio ambiente ou no próprio cimento, fissuras pré-existentes na estrutura ou alta porosidade.



Figura 2.9. Fissuração na base de concreto armado, de uma torre de rede elétrica, Thomaz (2008)

2.2.5.2 Influência do pH

O pH da solução de ataque também influencia a formação dos compostos deletérios à estrutura cimentícia, uma vez que a etringita é estável em pH entre 10,5 e 13,0 – Souza (2006).

2.2.5.3 Influência da resistência à compressão

Se houver registro do valor da resistência à compressão do concreto logo do início da obra, podem-se comparar os resultados dos ensaios realizados em certo instante com aqueles iniciais. Se a resistência atual for menor do que a inicial, este pode ser um indício de ataque por sulfato, se as condições existentes apontarem nesta direção.

2.2.5.4 Reparo

A correção depende da gravidade do dano, do risco percebido do futuro dano e do grau de segurança exigida. Se uma estrutura de concreto tem um dano leve atribuído ao ataque de sulfato, não será necessário realizar trabalhos corretivos imediatos. Visto que o processo de ataque de sulfato, geralmente, é lento, inspeções periódicas podem ser realizadas para monitorar o progresso do dano. Realizar exames detalhados da propriedade incluindo a existência de fissuras e fazer um registro das observações. Remoção completa e assegurar um novo

concreto, apenas quando houver expansão acentuada e quando houver risco de ataque de sulfato para outros componentes da edificação.

De acordo com Thomaz (2008), devem ser feitas as seguintes considerações:

- a) evitar uso de cimento com excesso de sulfatos. O cimento tipo CII – E (com adição de granulado de alto forno), o CIII – (com escória – NBR 5735) e o CP (RS), são os mais indicados no combate de sulfatos;
- b) evitar acesso dos sulfatos do meio ambiente ao concreto, como ocorre em silos de carvão mineral;
- c) evitar o contato do concreto com água cujo teor de sulfato SO_4^{2-} , seja maior do que 3 000 mg/litro. Se for inevitável, uma solução consiste em impermeabilizar o concreto;
- d) se o teor de sulfato na água estiver compreendido entre 600mg/ litro < SO_4^{2-} < 3 000 mg/litro, usar concreto com, $f_{ck} > 38$ MPa e teor de cimento resistente a sulfato CP (RS) > 340 kg/m³ de concreto, teor de microssílica=17 kg/m³ e super-plastificante. Usar fator água/ (cimento + microssílica) inferior a 0,38, (THOMAZ, 2008).
- e) o cobrimento das armaduras não deve ser inferior a 5 cm.

Evitar umidade e exposição à chuva em ambiente industrial com alto teor de sulfatos, como área de refinarias de petróleo. Usar impermeabilização.

Evitar fissuras provocadas por:

- a) retração térmica;
- b) retração por secagem devida à cura defeituosa;
- c) cura a vapor com temperatura maior que 65 graus centígrados.

2.2.6 Estudo de caso – Edifício Éricka

Edifício Éricka era situado em Olinda – Região Metropolitana do Recife. O desabamento do edifício Éricka aconteceu, em novembro de 1999, como consequência da ruptura brusca, por esmagamento, das alvenarias dos

embasamentos, situadas nos fundos do edifício (Figura 2.10), (OLIVEIRA et. al. 2000).



Figura 2.10. Colapso do Edifício Éricka em Olinda (PE).

Foram realizadas inspeções após o desabamento tendo-se observado os seguintes aspectos:

- a) a área onde estava construído o edifício se encontrava localizada entre dois canais: do Matadouro e do Rio Morto;
- b) devido à influência da rede hidrográfica local, o nível d'água é elevado, sendo comum a presença de terrenos alagadiços, especialmente no período de precipitações pluviométricas intensas;
- c) é uma área ocupada há mais de quarenta anos e que recebeu aterros para a construção das vias de acesso e das habitações.

Durante as análises efetuadas dos escombros, verificou-se a excessiva fragilidade dos blocos de concreto, que se apresentavam friáveis, com baixa resistência mecânica. Os blocos se partiam ao serem transportados manualmente, apesar do cuidadoso manuseio. Foram identificados numerosos pontos com grãos esbranquiçados.

Foram providenciados ensaios de reconstituição do traço e de difração de raios-X (*raios Röntgen*) para identificação da etringita (Fig. 2.11).

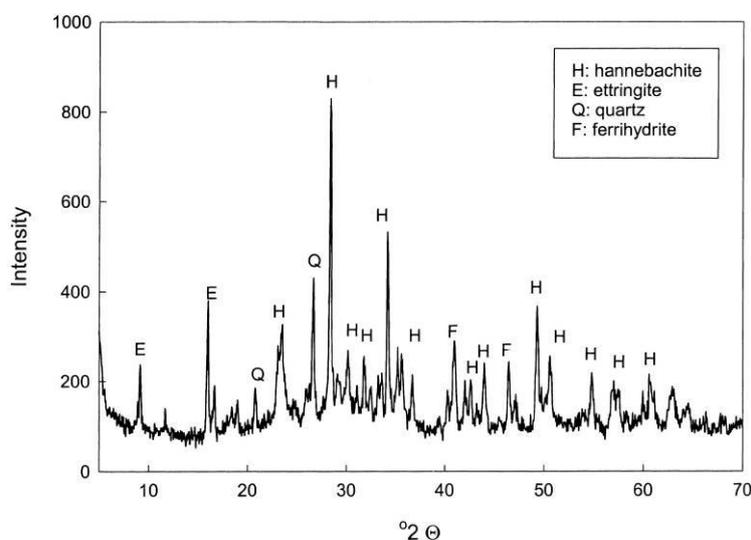


Figura 2.11. Difração de raios-X mostrando a presença da etringita (E). Fonte: <https://www.crops.org/publications/jeq/articles/30/4/1371>

Os ensaios de reconstituição do traço indicaram uma relação entre cimento e areia da ordem de 1:20, quando o esperado seria no máximo 1:10, de acordo com a prática local. Por outro lado os ensaios de difração foram realizados com a finalidade de identificar a origem e a composição dos pigmentos esbranquiçados observados em fragmentos dos blocos de concreto durante as inspeções visuais. As análises laboratoriais revelaram que se tratavam do mineral etringita, resultante da reação química entre os sulfatos e os componentes do cimento hidratado. Esta reação tem características deletérias causando a desagregação do concreto. 6 blocos de concreto foram ensaiados com dimensões: 14 cm x 19 cm x 19 cm retirados da fundação do edifício, proporcionaram uma resistência a compressão média de: 1.7 Mpa. Os seis blocos ensaiados eram destinados à vedação, sem função estrutural. Portanto, fora da recomendações da NBR 7173. O não atendimento aos parâmetros normativos mínimos indica que a parede poderá apresentar problemas estruturais.

Outros fatores que foram percebidos e que influenciam o ataque de sulfatos são:

- a) o nível da água e sua variação sazonal - no caso em questão, o lençol freático se encontra a uma profundidade em torno de 1,80 m, posição esta coincidente com o nível do embasamento e sujeito a variações sazonais;
- b) fluxo de água subterrânea e porosidade do solo – no caso em questão, a permeabilidade do solo é elevada, pois o nível do lençol freático oscila dentro de uma camada de areia.

O esmagamento ocorreu devido à perda de resistência dos blocos de concreto do embasamento externos que se deterioraram ao longo do tempo em decorrência do ataque de sulfatos presentes na água do subsolo e a adoção de um sistema construtivo inadequado, com o uso de caixão perdido e com os seguintes aspectos desfavoráveis:

- a) paredes externas que foram executadas em alvenaria singela, com espessura de 14 cm, funcionando como muros de contenção de um aterro de grande altura que aceleraram a degradação dos blocos de concreto;
- b) o contato permanente do aterro com os blocos de concreto, de alta porosidade, utilizados no embasamento externo, onde uma das faces estava sujeita à umidade e tendo a outra face livre para evaporação, favorecem o processo químico resultando em lixiviação, Neville (2004).
- c) o uso de vários tipos de blocos de concreto e de tijolos cerâmicos com assentamento inadequado;

2.2.6.1 Ensaio efetuados

Análise da água do subsolo

Com o objetivo de identificar a agressividade da água encontrada na cota de fundação, foram coletadas três amostras de água para a realização de análises químicas, sendo duas amostras coletadas em cava de fundação e uma coletada em furo de sondagem.

Alguns resultados da análise da água efetuada em três amostras apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Resultados da análise da água

DETERMINAÇÕES	AMOSTRA 01	AMOSTRA 02	AMOSTRA 03
Ph	8,7	8,3	7,7
Dióxido de carbono livre (CO ₂) mg/L	0,0	0,0	7,7
Cloretos (Cl) mg/L	92,2	193,2	65,6
Sulfatos (SO ₄) mg/L	460,5	815,0	758,5
Alcalinidade de bicarbonatos (CaCO ₃) mg/L	74,1	51,5	121,9
Magnésio mg/L	9,51	2,16	21,94
Cálcio (Ca) mg/L	92,47	63,4	282,2

AMOSTRA 01 – Cava de fundação
 AMOSTRA 02 – Cava de fundação
 AMOSTRA 03 – Furo de sondagem

De acordo com os resultados apresentados na tabela 1, podem-se fazer as seguintes observações:

- a) A água continha alta concentração de cálcio;
- b) Os resultados analisados segundo a Norma L1007 da CETESB, revisada em 1988, indicaram que se tratava de uma água com pH elevado, média de 8,3, sendo por este aspecto classificada como uma água salino-alcalina de agressividade fraca a média onde o fenômeno de agressividade preponderante é a carbonatação acompanhada de lixiviação. De acordo com o teor de sulfatos (valor médio 678 mg/l), e em conformidade com a mesma Norma, trata-se de uma água salobra com grau de agressividade forte, onde o fenômeno de agressividade preponderante é a expansão por formação de gipsita e/ou etringita acompanhada de lixiviação. No caso em estudo, ficou constatada a presença da etringita no ensaio de caracterização mineralógica por

difratometria de raios X realizado nos laboratórios da Associação Brasileira de Cimento Portland – SP, , (OLIVEIRA et. al, 2000)

2.2.6.2 Desempenho do concreto frente ao dano

Usualmente, as edificações convencionais são projetadas para alcançar uma vida útil de projeto de 50 – 100 anos com o mínimo de manutenção, e com traços de concreto específicos. Contudo, a deterioração prematura de inúmeras estruturas expostas à água do mar e solos sulfatados tem levantado muitas questões com relação à durabilidade de longo prazo do concreto sob condições químicas agressivas, (SKALNY, 2002).

Engenheiros tentam desenvolver vários métodos para estimar a durabilidade de longo prazo de estruturas de concreto sujeitas ao ataque por sulfato. A Equação (2.2) empírica, que segue, estabelecida por (ATKINSON e HEARNE, 1984), permite prever o local (X_s) da zona visível de degradação, (SKALNY, 2002).

$$X_s \text{ (cm)} = 0,55 C_3A \cdot ([Mg] + [SO_4]) \cdot t(y) \quad \text{Eq. (2.2)}$$

Onde C_3A representa o teor de aluminato tricálcio do cimento (expresso como um percentual da massa do cimento), $[Mg]$ e $[SO_4]$ são as concentrações molares no magnésio e sulfato, respectivamente, na solução de ensaio e, $t(y)$ é o período de imersão, em anos. Esta equação não leva em consideração a influência do fator a/c (água/cimento) do concreto na cinética da degradação. Esta limitação na equação foi percebida posteriormente, (SKALNY, 2002). A equação, também foi usada pelos autores para calcular a vida útil de serviço do concreto exposto à água do subsolo de concentração de sulfato conhecida.

Os autores estando cientes das limitações intrínsecas do seu modelo empírico, (SKALNY, 2002), foram provavelmente os primeiros autores a desenvolver um

modelo mecanicista para prever os efeitos do sulfato na vida útil de serviço do concreto.

Este modelo baseia-se nos seguintes hipóteses:

- a) Íons sulfato do meio ambiente penetram o concreto por difusão;
- b) Íons sulfato reagem expansivamente com aluminatos no concreto; e
- c) Fissuração e lascamento da superfície do concreto resultam destas reações expansivas.

Durante as últimas décadas foram desenvolvidos modelos para previsão da vida de serviço de estruturas de concreto expostas aos ambientes quimicamente agressivos. (SNYDER e CLIFTON,1995) foram uns dos primeiros autores a desenvolver um modelo numérico especialmente dedicado à previsão do comportamento do concreto submetido ao ataque externo por sulfato, (SKALNY, 2002). Este modelo chamado de “4SIGHT” pode ser usado para estimar a degradação química de estruturas de concreto armado sujeitas as várias espécies químicas agressivas (exemplo: sulfatos, cloretos, etc.). Neste modelo, o mecanismo de degradação é controlado normalmente pela concentração de íons no poro da solução. “4SIGHT” é provavelmente um dos modelos mais completos, desenvolvidos até o momento. Infelizmente, estes modelos numéricos não fornecem qualquer informação sobre as conseqüências da degradação nas propriedades mecânicas dos materiais.

2.2.6.3 Considerações sobre o sulfato

Em fundações de edifícios de alvenaria resistente constituídas de “caixão vazio”, (câmaras ocas delimitadas por paredes de fundação) as variações do nível de água constituem fator de deterioração.

Nas paredes das fundações constituídas de blocos de concreto porosos em que externamente estão em contato com o solo saturado constituindo um ambiente salino e a e a outra face livre, o material pode-se deteriorar por tensões causadas por cristalizações de sais nos poros, havendo formação de etringita seguida de lixiviação com perda de massa. Desta maneira o ataque por sulfatos pode ser

minimizado, pela simples execução da drenagem do solo junto às fundações, pois, o sal seco não ataca o concreto nem as fundações de paredes estruturais constituídas de blocos de concreto.

Deve-se realizar ensaios da água do subsolo e do próprio solo, anteriormente a construção, para se identificar possíveis ações dos sulfatos. A vida útil de serviço de uma estrutura de concreto é alcançada, quando os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar, assim como, fissuração do concreto por ataque químico ou manchas, devidas à corrosão das armaduras. A vida útil total corresponde à ruptura e ao colapso parcial ou total da estrutura. A estimativa da vida útil e manutenções necessárias são aspectos importantes no planejamento da vida útil.

Muitos modelos foram desenvolvidos para prever a resistência do concreto ao ataque de sulfato. Embora muitos modelos empíricos e mecanicistas resultem em resultados regularmente confiáveis, apenas os modelos numéricos tem a capacidade de capturar a natureza complexa dos mecanismos de degradação.

2.3 Ação dos cloretos

Os cloretos livres nos poros do concreto são impulsionados por convecção por meio do fluxo da umidade e difusão através da umidade provocada por um gradiente de concentração e migração (BOUTZ et al, 2008) e (COITO, 2008). As armaduras das estruturas de concreto com relações água/ aglomerante 0,3 e 0,4 sujeitas a ciclo de molhagem e secagem e posicionadas a mais de 2,5 cm da superfície, só conseguem ser atingidas pelos cloretos pela combinação da absorção capilar e difusão. A primeira é responsável pelo transporte de cloretos até o primeiro centímetro de profundidade, enquanto a segunda completa o percurso dos íons até a armadura. (HONG e HOOTON, 1999) identificou também, que a difusão é capaz de se processar mesmo no período de secagem. Segundo (VEDALAKSHMI, 2009), a avaliação do coeficiente de difusão baseado nas Leis de Fick, subestima ou superestima o tempo inicial de corrosão.

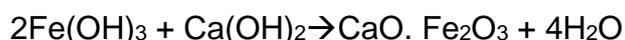
O uso do modelo de computação para simulação do ingresso de cloretos no concreto, como o LIFE-365 desenvolvido inicialmente para o American Concrete Institute (ACI) foi aplicado neste estudo. Baseado em experimentos atuais de projetos de durabilidade de estruturas de concreto em ambientes contendo cloretos, o cálculo da penetração de cloretos usando a segunda Lei de Fick em combinação com o método Monte Carlo, proporciona uma forma adequada para calcular a probabilidade da corrosão. (FERREIRA et al, 2004a) utilizaram o aplicativo DURACON com o mesmo objetivo.

2.3.1 Formação da camada passivadora

A armadura se encontra no interior do concreto em meio altamente alcalino (pH em torno de 12,5). Esta alcalinidade provém da fase líquida constituinte dos poros do concreto, a qual nas primeiras idades é uma solução saturada de hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 (portlandita), sendo esta oriunda das reações de hidratação do cimento.

A armadura no interior do concreto, em meio alcalino, está protegida da corrosão, devido à presença de uma capa ou película protetora de caráter passivo em redor desta armadura; conhecida como proteção química. O filme passivo é muito aderente ao aço e invisível para o olho humano com espessura entre 10-3 a 10-1 μm . É composto por óxido de ferro que é formado a partir das reações de oxidação do ferro e de redução do oxigênio.

A camada passivadora pode ser resultante da combinação da ferrugem Fe(OH)_3 com o hidróxido de cálcio, formando o ferrato de cálcio, HELENE (1986) e POLITO (2006).



O mecanismo de corrosão foi exposto por Tuutti (1982) que subdivide o processo em iniciação e propagação (Fig. 2.12). A iniciação corresponde ao período de tempo que vai desde a execução da estrutura até a ação do agente agressivo em atravessar o concreto de cobrimento, alcançar a armadura e despассивá-la;

a propagação consiste no desenvolvimento da corrosão até encontrar um grau inaceitável do processo.

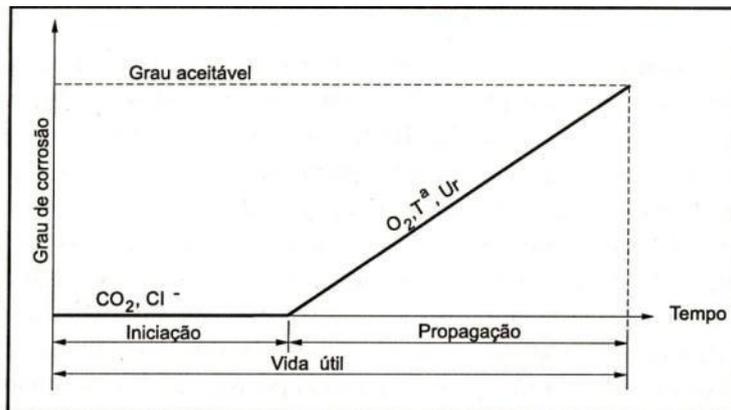


Figura 2.12. Modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982)

O início do mecanismo de corrosão corresponde ao momento em que ocorre despassivação das armaduras. Este fenômeno está associado à destruição da película passivante quando a ação dos cloretos ultrapassam determinado valor crítico (TREJO et al, 2003), (GJØRV, 2009), (Fig. 2.13).

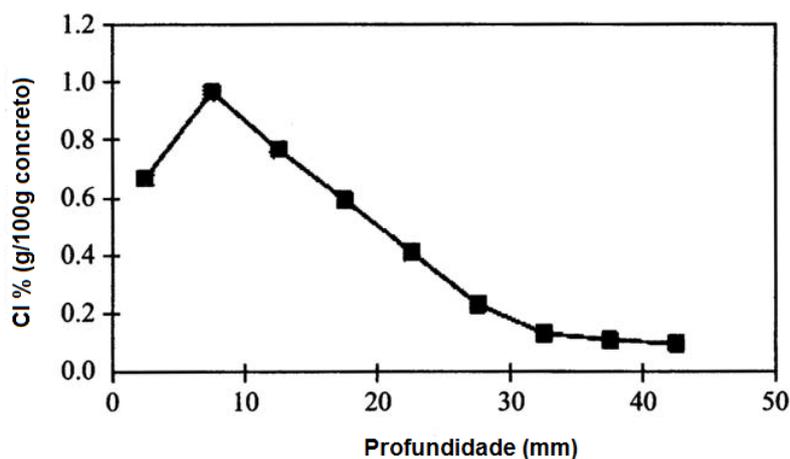


Figura 2.13. Penetração típica de cloretos no deck da viga de Turistskipskaia no porto Trondheim após oito anos de exposição (GJØRV, 2002)

O limite crítico de concentração de cloretos C_r resulta do equilíbrio entre as três formas de cloretos no concreto: cloretos livres, adsorvidos e quimicamente ligados (este último devido a reação dos aluminatos tricálcico C_3A formando os cloroaluminatos de cálcio $(C_3A.CaCl_2.10H_2O)$). Cimentos que tenham teores de C_3A maiores podem retardar o ingresso de cloretos livres no concreto. Outros

agentes deteriorantes, comuns à estrutura de concreto armado são o CO₂ e o sulfato.

2.3.1.1 Interação química da corrosão

A corrosão corresponde à deterioração de materiais metálicos devido a uma reação eletroquímica desses materiais em contato com o meio ambiente. Todo processo eletroquímico envolve a transferência de elétrons, sendo, portanto uma reação de óxido-redução. A corrosão eletroquímica ocorre devido à presença de umidade, temperaturas abaixo do ponto de evaporação da água, geralmente em temperatura ambiente e formação de uma pilha ou célula de corrosão com o fluxo de elétrons na superfície metálica.

À medida que a reação ocorre, é produzido um fluxo de elétrons, que gera uma corrente elétrica, formando uma pilha. Representação da pilha segundo convenção proposta pela IUPAC:



A semi-reação onde ocorre perda de elétrons é denominada reação de oxidação. A semi-reação onde ocorre ganho de elétrons é denominada reação de redução.

Exemplo:



Neste exemplo, o cobre (Cu) sofre oxidação e é denominado agente redutor, pois ao ceder elétrons aos íons prata (Ag⁺), provoca sua redução.

Os íons prata (Ag⁺) sofrem redução e agem como agente oxidante, pois ao receberem elétrons do cobre (Cu), provocam sua oxidação, ou seja seu número de oxidação aumenta, assim temos:

1. Cu: perde elétrons → sofre oxidação → agente redutor, ou seja, espécie que pode doar elétrons. O cobre vai do nível 0 ao +2, portanto sua oxidação aumentou e se tornou oxidado.
2. Ag⁺: ganha elétrons → sofre redução → agente oxidante, ou seja, espécie que pode aceitar elétrons. O nível do prata foi de + até 0 e foi reduzida. Assim, a prata é o agente oxidante.

Uma maneira de proteger o metal ferro da corrosão acontece através do uso de um metal de sacrifício. A proteção do ferro, por exemplo, pode acontecer utilizando um metal que apresente maior tendência a perder elétrons (maior poder de oxidação), Tabela 1. Esse metal se oxida e evita a corrosão do ferro, sendo por isso, chamado de metal de sacrifício.

2.3.1.2 Ação entre o oxigênio e os metais

Quase todos os metais se combinam com o oxigênio para formar óxidos. Alguns deles têm uma afinidade muito grande, como por exemplo: cálcio, alumínio, magnésio, zinco, ferro, berílio etc. são chamados corpos redutores.

Outros metais somente se oxidam em altas temperaturas: níquel, estanho, chumbo, mercúrio. Também existem os que não se oxidam. Exemplo: a platina. A oxidação é destruidora, o material atacado por ela pode ser lentamente destruído: ferro, por exemplo. No alumínio ocorre o contrário: a camada de óxido formado pode ter atuação protetora e impedir a continuidade da ação de oxidação em maior profundidade. A oxidação pode ocorrer em qualquer temperatura, mas é particularmente importante em temperaturas elevadas, visto que as reações químicas se processam melhor a quente, neste caso a reação entre o metal e o ar ocorre mais rapidamente.



A oxidação começa na superfície do metal e a crosta de óxido resultante tende a formar uma barreira que limite a oxidação. Para que a oxidação continue, o metal ou oxigênio deve se difundir através da crosta. Ambos os processos ocorrem, porém a difusão do metal para fora é mais rápida do que a do oxigênio

em sentido contrário, devido ao íon metálico ser menor que o íon do oxigênio ($\text{Fe}^{2+} = 0,83\text{Å}$, $\text{O}_2 = 1,32\text{Å}$) proporcionando maior mobilidade (Fig. 2.14).

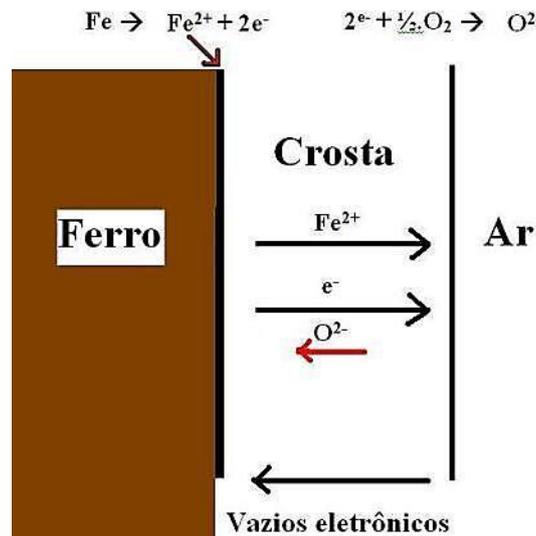


Figura 2.14. O fenômeno da corrosão (LUNA, 1979)

2.3.1.3 Mecanismo de formação de crostas de óxido.

Os elétrons e os íons Fe^{2+} se difundem mais facilmente através do óxido que os íons O^{2-} . Conseqüentemente, a reação $\text{Fe}^{2+} + \text{O}^{2-} \rightarrow \text{FeO}$ se dá predominantemente na interface ar-óxido.

Para que haja o escoamento de uma corrente, é necessário um circuito elétrico fechado, desse modo o sistema que provoca corrosão é constituído de quatro componentes:

1. eletrólito – uma solução que contenha água, oxigênio e substâncias químicas dissolvidas;
2. ânodo ou área anódica – o eletrodo metálico que em contato com o eletrólito sofre corrosão;
3. cátodo ou área catódica – o eletrodo metálico que, em contato com o eletrólito não se corrói, ficando protegido;
4. circuito externo – ligação entre o ânodo e o cátodo por onde fluem os elétrons, no sentido do ânodo para o cátodo.

O eletrodo que fornece os elétrons para o circuito é denominado ânodo, enquanto que o eletrodo que recebe elétrons do circuito é chamado cátodo.

Retirando-se uma dessas variáveis, destrói-se a pilha eliminando a corrosão (LUNA, 1979). Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas gera o aparecimento de uma corrente elétrica. Dependendo da intensidade dessa corrente e do alcance do oxigênio haverá ou não corrosão.

Para medir a maior ou menor facilidade com que os metais corroem, a Tabela 2.2 indica as diferenças de potenciais entre os mesmos e o hidrogênio (tomado como referencia e atribuído o potencial zero), indicando assim, que os metais não se oxidam a íons e elétrons com a mesma facilidade.

Tabela 2.2. Diferenças de potenciais entre os metais

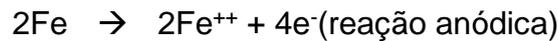
Metal	Potencial (V)	
Lítio	+ 2,96	(anódico)
Potássio	+ 2,92	
Cálcio	+ 2,90	
Sódio	+ 2,71	
Magnésio	+ 2,40	
Alumínio	+ 1,70	
Zinco	+ 0,76	
Cromo	+ 0,56	
Ferro	+ 0,44	
Níquel	+ 0,23	
Estanho	+ 0,14	
Chumbo	+ 0,12	
Hidrogênio	0,00	
Cobre	- 0,34	(catódico)
Prata	- 0,80	
Platina	- 0,86	
Ouro	- 1,50	

A relação acima está ordenada de maneira que, em qualquer par formado por dois metais, o que estiver na parte superior da tabela será corroído; o que estiver abaixo funcionará como cátodo e será protegido.

2.3.1.4 Mecanismo de corrosão da armadura de concreto armado

A corrosão da armadura é de natureza eletroquímica, formando uma célula de corrosão, Helene (1986). Esta corrosão conduz à formação de óxidos e hidróxidos de ferro, devido à existência do eletrólito, diferença de potencial e oxigênio.

Na zona anódica, há uma perda de elétrons (reação de oxidação) ocasionando a dissolução do metal:



Na zona catódica, há um ganho de elétrons (reação de redução) que, reagindo com o oxigênio e a água existentes nos poros do concreto, formam íons hidroxila (OH^{-}).

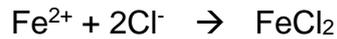


Os íons hidroxilas se deslocam através do eletrólito em direção do ânodo combinando com os íons ferro.



2.3.2 Mecanismo de corrosão por íons cloretos

Os íons cloretos presente na pasta do cimento em volta da armadura reagem em locais anódicos, para formar o ácido clorídrico que destrói a película passivadora no aço na forma de pite (corrosão pontual). A superfície do aço fica ativa para formar o ânodo, com a superfície passiva formando o cátodo. As reações que ocorrem devido aos cloretos são:



O pite se mantém ativo e aumenta em profundidade, devido ao ambiente ácido, após este ter se formado. A corrosão por pite acontece em um determinado potencial. Este potencial é maior em concreto seco do que em concreto com umidade alta. Quando um pite é iniciado, o potencial do aço em redor cai, impedindo a formação de um novo pite por algum tempo (FERREIRA, 2004).

2.3.2.1 Íons cloreto

A presença de íons cloretos pode derivar do mar, de produtos industrializados, de aditivos ou de estações de esgoto. Os mecanismos de transporte que levam ao movimento e concentração iônica dos cloretos no concreto são os seguintes:

1. absorção capilar;
2. difusão iônica;
3. permeabilidade sob pressão;
4. migração iônica.

2.3.2.2 Considerações sobre o transporte de cloretos

O transporte de cloretos e, também, de outras substâncias para o interior do concreto acontece principalmente devido a estrutura porosa da pasta de cimento endurecida. Portanto, um concreto com uma relação a/c menor, bem como a adição de minerais como a microssílica ou o metacaulim, muito comum no Brasil, proporcionará um concreto mais denso e resistente, dificultando o transporte de agentes agressivos diminuindo a difusão de íons dentro do concreto. O Brasil não é o maior produtor de caulim do mundo, mas 40% das reservas de caulim sedimentar estão localizadas no território Brasileiro (DNPM, 2003).

2.4 Ação da carbonatação

2.4.1 Mecanismo da carbonatação

A atmosfera é constituída por um conjunto diverso de gases, que podem diminuir o pH. O gás mais agressivo para as estruturas de concreto armado é o dióxido de carbono (CO₂) comum em meio urbano e que em contato com a água reage produzindo ácido carbônico.



O CO₂ também pode reagir com a portlandita Ca(OH)₂ gerando: o carbonato de cálcio, liberando água, reduzindo o pH na solução dos poros para valores inferiores a 8,5 (DURABILITY, 2012), (ZARZAR, et al, 2012) e podendo gerar um outro fenômeno conhecido, a eflorescência. A eflorescência ocorre devido a lixiviação do hidróxido de cálcio. Além da perda de resistência do concreto, a lixiviação do hidróxido de cálcio torna-se indesejável por razões estéticas (Fig. 2.15).

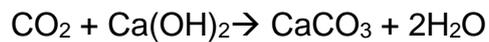
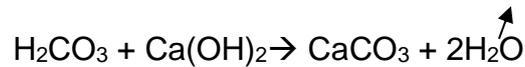


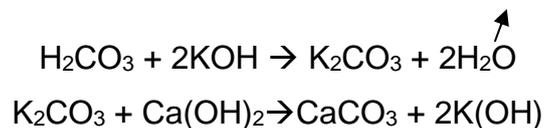
Figura 2.15. A eflorescência ocorre devido a lixiviação do hidróxido de cálcio

O hidróxido de cálcio é formado durante a hidratação do cimento Portland. O ácido carbônico, por sua vez, desequilibra alguns compostos importantes do concreto, como o hidróxido de cálcio resultando em carbonato de cálcio e, também, liberando água para o meio ambiente.

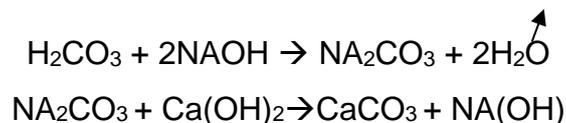


O CO₂ penetra inicialmente em forma de gás, para o interior do concreto formando o ácido carbônico. Este por sua vez, passa a reagir em com os álcalis: hidróxidos de sódio e potássio, diminuindo a concentração destes hidróxidos e, por conseguinte, aumentando a solubilidade do hidróxido de cálcio que é consumido pelo CO₂ já dissolvido na solução dos poros.

Resultante da reação envolvendo ácido carbônico e hidróxido de potássio com a portlandita



Resultante da reação envolvendo ácido carbônico e hidróxido de sódio com a portlandita.



A liberação de água é que faz o pH do concreto baixar para um nível em torno de 9, desfavorável para a continuidade da película passivadora (protetora da armadura).

A penetração do CO₂ no concreto é efetuada pelo processo de difusão e é regulado pelo seu gradiente de concentração. O pH do concreto acima de 12,5 protege a camada passivadora (de óxido de ferro) da armadura, mas a carbonatação devido a redução do pH, proporciona o aparecimento da corrosão generalizada. Como consequência deste processo, surgirá o aparecimento de fissurações/ pipocamento (Fig. 2.16).



Figura 2.16. Pipocamento do concreto

Existem três zonas distintas no processo de carbonatação:

1. a zona carbonatada onde existe CaCO_3 , em que já houve consumo do hidróxido de cálcio, e por isso, com valores de pH inferiores a 9, facilmente detectável através do uso da fenolftaleína (Fig. 2.17 e 2.18);
2. uma zona intermediária onde se dá a reação da carbonatação e onde a alcalinidade do meio começa a reduzir;
3. Por fim, uma zona não carbonatada, onde ainda não ocorreu a penetração do CO_2 , com valores de pH acima de 12,5;



Figura 2.17. Fenolftaleína e álcool absoluto utilizados como ferramenta para reconhecer se o concreto está ou não carbonatado.



Figura 2.18. Se após a aplicação da fenolftaleína, surgir a cor vermelho carmim, significa que o hidróxido de cálcio do concreto ainda não foi totalmente consumido pelo CO_2 .

A velocidade de carbonatação depende principalmente da concentração de CO_2 na atmosfera, da permeabilidade do concreto em relação a este gás e da quantidade de hidróxido de cálcio, enquanto este não se combina com o dióxido de carbono. As condições de exposição em que o concreto está sujeito têm também um papel fundamental. Em ambientes muito úmidos em que a estrutura porosa do concreto está saturada, a difusão do CO_2 é muito menor, por isso, quanto maior o teor de umidade do concreto menor é a velocidade de penetração do CO_2 . Por sua vez, a existência de água é essencial para a reação do CO_2 como foi visto anteriormente. Deste modo, é necessário um teor de umidade intermediário, entre 50 e 70% para proporcionar um aumento da velocidade de carbonatação (Fig. 2.19).

A ação dos agentes agressivos é limitada sempre pelo teor de umidade do concreto, visto que é este quem fornece o eletrólito ao processo eletroquímico. A difusão do CO_2 , através do concreto, é função do teor de umidade nos poros do material e da temperatura. Isso acontece, pois esse gás deve estar solubilizado sob a forma de ácido carbônico (H_2CO_3), reagindo com os álcalis dos compostos cimentícios. Em umidades altas, os poros do concreto são obstruídos devido ao excesso de água, impedindo o processo de difusão. Por outro lado, umidades baixas impedem a difusão do CO_2 , pois a evaporação pode ser alta, e a insuficiência de moléculas de H_2O , necessárias para uma reação

química com o CO₂ no cimento, dificulta o processo de difusão, inibindo à carbonatação (CASCUDO, 1997).

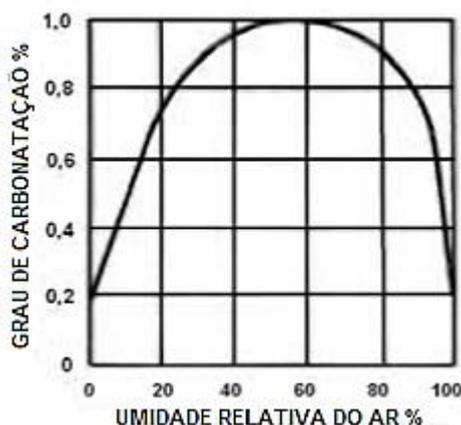


Figura 2.19. Grau de carbonatação (%) em função da umidade relativa do ar (%) (CASCUDO, 1997)

Considerações sobre a carbonatação e a sustentabilidade

Embora o concreto seja o material principal, na sua forma convencional, armada ou protendida na construção, este é considerado não ecológico, devido a grande emissão de CO₂ proveniente da fabricação do cimento. Por outro lado o concreto tem a capacidade de sequestrar o dióxido de carbono da atmosfera devido ao efeito da carbonatação.

Pesquisas recentes comprovam que as estruturas de concreto podem recuperar entre 7,6% e 57% das emissões iniciais de CO₂ durante a sua vida útil de serviço e, após a demolição, entretanto, estruturas de concreto armado expostas ao meio ambiente, podem sofrer sinais de deterioração, ou seja, processo de início de corrosão das armaduras, devido a carbonatação (CORNELIU, 2012).

2.4.2 Corrosão devida à ação da carbonatação

Para que aconteça a corrosão das armaduras devido à carbonatação é necessário que estejam reunidas as condições citadas anteriormente. Surge a formação de micro células de corrosão que destroem a película passivadora originando a corrosão geral das armaduras como se estivesse exposta ao ar livre e desprotegida.

Emprega se a Equação 2.3 para se prever a frente de carbonatação em estruturas existentes (CASCUDO, 1997), (Fig. 2.20).

$$e = \kappa\sqrt{t}$$

Equação (2.3)

onde:

e = profundidade de carbonatação (cm);

k = coeficiente de carbonatação (cm^2/ano); e

t = tempo (anos).

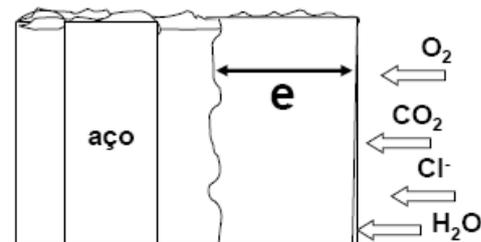


Figura 2.20. Penetração dos agentes de deterioração na estrutura de concreto (HELENE, 2005).

(GJØRV, 2009) Em seus experimentos sobre profundidade de carbonatação, observou que a profundidade de carbonatação variou de acordo com as condições de umidade pertinentes do concreto. Assim, em seu experimento na parte superior de um deck de ponte com concreto mais seco, uma profundidade de carbonatação de 2 a 8 mm foi encontrada. Enquanto que, para um concreto em zona de maré e em uma localização bem mais baixa, a profundidade de carbonatação foi geralmente muito menor variando entre 1 e 2 mm e, ocasionalmente no máximo 7 mm.

A velocidade de corrosão do aço depende da resistividade elétrica, da condutividade iônica do eletrólito, da fase líquida do concreto, umidade relativa e ciclos de secagem e molhagem. A velocidade da corrosão devida à carbonatação é relativamente baixa, quando comparada com a velocidade de corrosão associada à penetração de cloretos, pois na medida em que o concreto é carbonatado os poros do concreto são colmatados dificultando o acesso do CO₂

2.4.2.1 Resistividade elétrica

A Tabela 2.3 do Comitê Euro-International du Béton, CEB - 192, apresenta a influência da resistividade do concreto na corrosão.

Tabela 2.3. Parâmetros do CEB - 192 para avaliação da resistividade

RESISTIVIDADE DO CONCRETO	INDICAÇÃO DE PROBABILIDADE DE CORROSÃO
$> 20 \text{ kohm} \cdot \text{cm}$	Desprezível
10 a 20 $\text{kohm} \cdot \text{cm}$	Baixa
5 a 10 $\text{kohm} \cdot \text{cm}$	Alta
$< 5 \text{ kohm} \cdot \text{cm}$	Muito alta

SMITH et al, (2004) afirma que a alta resistividade elétrica do concreto dificulta a difusão de íons, inibindo a corrosão. O concreto úmido se comporta como um eletrólito. Já o concreto seco em estufa, comporta-se como um isolante NEVILLE (1997).

(STRATFULL, 1974) realizou medições de resistividade elétrica usando o seu próprio equipamento de medição de resistividade (aparelho WENNER de 4 eletrodos) (Fig. 2.21) ao longo da superfície de concreto de uma ponte em São

Francisco e observou que nas partes da ponte com alta resistividade elétrica de mais de $65.000 \text{ ohm} \cdot \text{cm}$, uma corrosão muito baixa quase imperceptível tinha iniciado. (STRATFULL, 1974) observou também que a Resistencia ôhmica foi controlada inicialmente pela umidade que variava de uma parte do deck de concreto da ponte para outra. Nota-se que a combinação de altos teores de cloretos e altos teores de umidade proporcionam condições ótimas para altos graus de corrosão do aço.

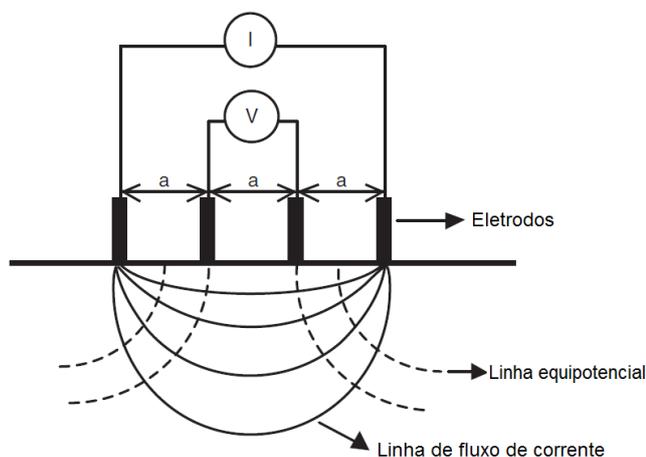


Figura 2.21. Método dos eletrodos (método WENNER) para medição da resistividade elétrica do concreto

2.5 Avaliação da vida útil

Nos últimos anos vários modelos e procedimentos para elaboração de projetos de durabilidade, baseados em experiência, determinísticos e de probabilidade foram desenvolvidos, a exemplo de (Siemes e Rostam (1996); Engelund e Sorensen (1998); Gehlen (2000); DuraCrete (2000); Fib Bulletin 34, (ISO 15686-1:2000), Zarzar (2007).

2.5.1 Modelos baseados em experiência prévia

Conta com o julgamento e experiência na seleção dos valores para a vida útil de referência, ou seja, a vida útil de projeto. Derivado de experimento ou de observação da realidade. Baseia-se na adoção de limites máximos aceitáveis para a relação a/c , de limites mínimos para o consumo de cimento e da espessura de cobertura das armaduras, considerando as características ambientais. Deve ser empregado por especialista que deve seguir as diretrizes

das normas e os códigos em vigor para ajudar na tomada de decisão, (HELENE et al, 2006).

2.5.2 Método dos Fatores

Metodologia usada para estimar a vida útil de componentes ou grupo de componentes, em especial o Método dos Fatores, inerente a ISO 15686-1 é uma metodologia empírica que serve para prever a vida útil de materiais de construção e componentes e inclui a identificação, os informes desejados, desenvolvimento de ensaios, interpretação de dados e o relatório de resultados. Usa-se um enfoque de Pesquisa interativo, permitindo, com isso, melhores previsões à medida que o conhecimento evolui.

A aplicação do Método dos Fatores é realizada com o refinamento dos valores dos fatores, através do emprego do Método Delphi, ouvidas as opiniões de engenheiros, com conhecimentos de causa, acerca da problemática do assunto em questão. O Método dos Fatores consiste em multiplicar uma constante, chamada de vida útil de referência (VUR), por sete variáveis conhecidas como fatores (A, B, C, D, E, F, G), o que sugeriu o nome para o método.

2.5.3 Procedimento alternativo para estimar a vida útil

Segundo MOSER (2004):

“A fim de calcular a vida útil, uma equação contendo os fatores relevantes em seus respectivos níveis tem que ser desenvolvida primeiramente. Essa equação pode ser derivada da ISO 15686-1 ou de outras fontes. Ela pode ser inventada para satisfazer especificamente o problema a ser resolvido.”

ZARZAR (2007) desenvolveu uma Equação Alternativa por meio de regressão linear múltipla (RLM), derivada da ISO 15686-1 e, em particular, do Método dos Fatores com o objetivo de estimar a vida útil de materiais e componentes. A RLM é, largamente, usada para avaliar ou estimar produtos que interajam com variáveis independentes. Muitas aplicações da análise de regressão envolvem

situações em que há mais de um regressor. Um modelo de regressão, que contenha mais de um regressor, é chamado de Modelo de Regressão Múltipla.

2.5.4 Modelos baseados em ensaios acelerados

Os ensaios acelerados ajudam a predição da vida útil da estrutura de concreto armado, componentes e materiais, são eles:

- ✓ carbonatação acelerada;
- ✓ migração de cloretos acelerada;
- ✓ permeabilidade acelerada;
- ✓ difusão acelerada;

2.5.5 Modelos baseados em abordagem determinística

Esse tipo de abordagem baseia-se nos mecanismos de transportes de gases, massa e íons através dos poros do concreto (HELENE, 1997). Os principais mecanismos envolvidos são:

- ✓ permeabilidade;
- ✓ capilaridade;
- ✓ difusibilidade de gases e íons;
- ✓ migração de íons;
- ✓ convecção;

No Brasil, a norma (NBR 6118:2007) classifica os ambientes, mais detalhadamente, em macro climas (atmosferas rural, urbana, marinha, industrial, áreas de respingos de maré, submersas e em contato com o solo) e microclimas (ambientes externos ou internos, na condição seca ou úmida). Em princípio, a norma NBR 6118:2007, norteia os projetistas na forma de projetar as estruturas em função da durabilidade. Em ambiente marinho, a estrutura é classificada como sendo classe de agressividade 3 (Tabela 2.4 da NBR 6118).

Tabela 2.4 (Tabela 6.1 da NBR 6118). Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural/ submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana***	Pequeno
III	Forte	Marinha*/ Industrial***	Grande
IV	Muito forte	Industrial****/ Respingos de maré	Elevado

* Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas e dormitórios) ou úmidos revestidos (cozinhas, banheiros e áreas de serviço com concreto revestido de argamassa e pintura).

** Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco com umidade relativa do ar menor ou igual a 65% permanentemente, partes de estrutura protegidas da chuva em ambiente predominantemente seco.

*** Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento de celulose, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Em lugar dessa norma e no caso de agressividade ao concreto, um outro critério mais rigoroso pode ser a avaliação através de determinações específicas conforme os valores referenciais propostos pelo CEB/FIP Model Code 1990, apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto.

Classe de agressividade	pH	CO ₂ agressivo mg/L	Amônia NH ₄ ⁺ mg/L	Magnésio Mg ²⁺ mg/L	Sulfato SO ₄ ²⁻ mg/L	Sólidos dissolvidos mg/L
I	> 6.0	< 20	< 100	< 150	< 400	> 150
II	5,9–5,9	20–30	100–150	150–250	400–700	150–50
III	5,0–4,5	30–100	150–250	250–500	700–1500	< 50
IV	> 4.5	> 100	> 250	> 500	> 1500	< 50

Notas:

1. No caso de solos a análise deve ser feita no extrato aquoso do solo;
2. água em movimento, temperatura acima de 30°C, ou solo agressivo muito permeável conduz a um aumento de um grau na classe de agressividade;
3. Ação física superficial tal como abrasão e cavitação aumentam a velocidade de ataque químico.

De acordo com o Fib Model Code 2010 (MC10) a durabilidade relacionada à condições ambientais, a categoria de exposição para concreto armado ou metais embutidos pode ser classificada em (Tabela 2.6):

Tabela 2.6. Durabilidade relacionada com categorias de exposição para concreto armado e metais embutidos (MC10)

Categoria de exposição	Condições ambientais
Nenhum risco de ataque	Exposição a ambiente muito seco
Corrosão induzida por carbonatação	Exposição ao ar e humidade
Corrosão induzida por cloretos não oriundos da água do mar	Exposição à humidade e cloretos de fontes que não sejam da água do mar (exemplo: cloretos de agentes de descongelamento)
Corrosão induzida por cloretos da água do mar	Exposição à água do mar
Ataque por congelamento e descongelamento	Exposição à humidade e ciclos de congelamento e descongelamento
Ataque químico	Exposição a ambiente quimicamente agressivo, ou seja, componentes expostos a ambientes quimicamente agressivos (gás, líquido, ou sólido) ou atmosfera industrial agressiva.

2.5.5.1 Primeira e Segunda Lei de Fick

Difusão

Mecanismo de difusão

Para se movimentar de uma posição para outra, os átomos necessitam de energia para quebrar as suas ligações com os vizinhos, e provocar a distorção necessária durante o movimento de um local para o outro (Figura 2.22). Esta energia é originária das vibrações atômicas.

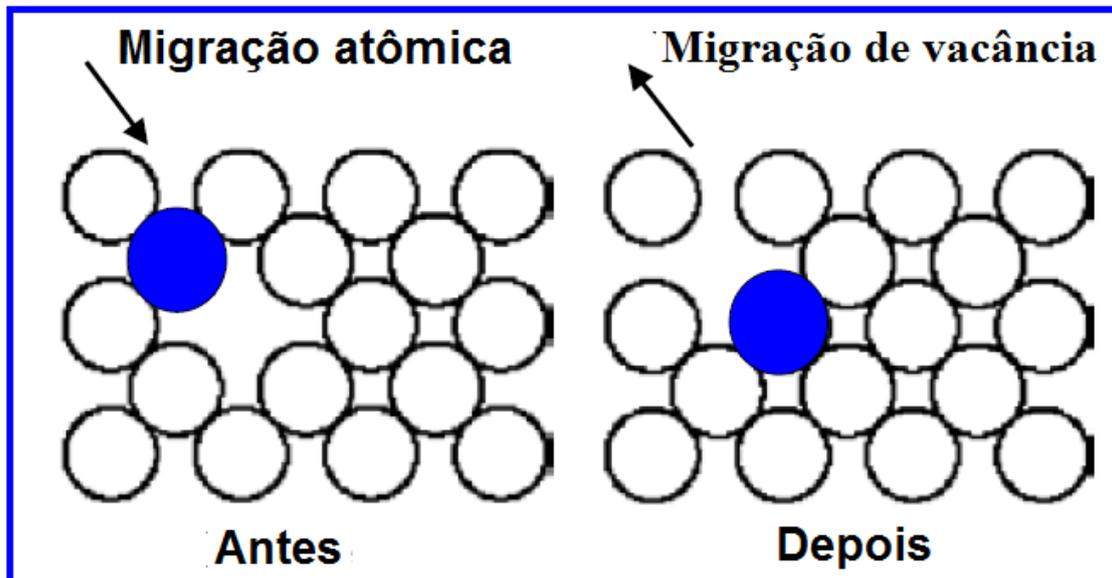


Figura 2.22. A direção do fluxo dos átomos é oposta a direção do fluxo de vacância (MOURA, 2002).

Em qualquer temperatura diferente do zero absoluto, todos os átomos independentemente de seu estado de agregação (gasoso, líquido ou sólido), estão em movimento randômico constante. Um conjunto de partículas que se difunde tem uma tendência de ser levada de lugares de maior concentração (de átomos/moléculas) para outros de menor concentração. Por isso a difusão é conhecida como sendo um fenômeno de transporte (Figura 2.23).

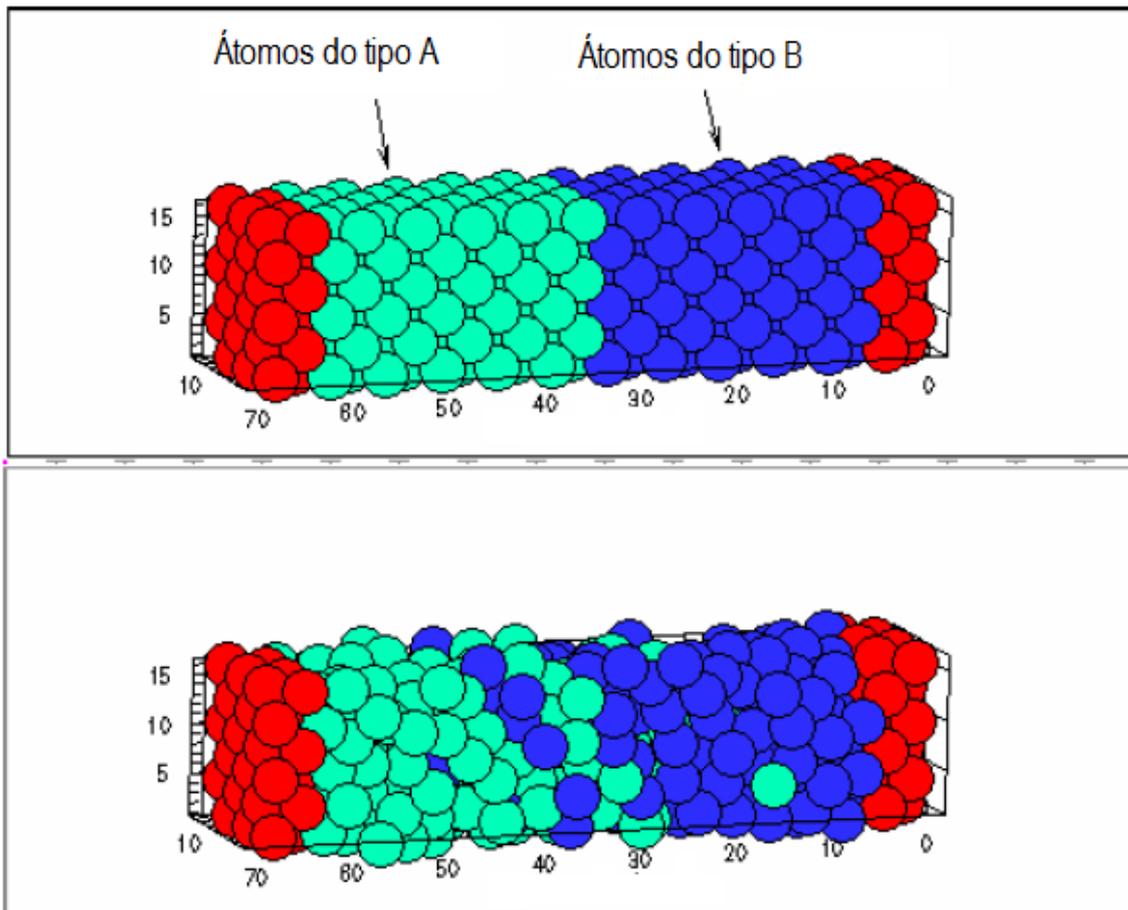


Figura 2.23. Movimento randômico dos átomos (LEONID, 2013)

Quando a concentração C é traçada em função da distância x dentro do sólido, a curva resultante é denominada perfil de concentração. A inclinação em um ponto particular da curva, é o gradiente de concentração (Figura 2.24).

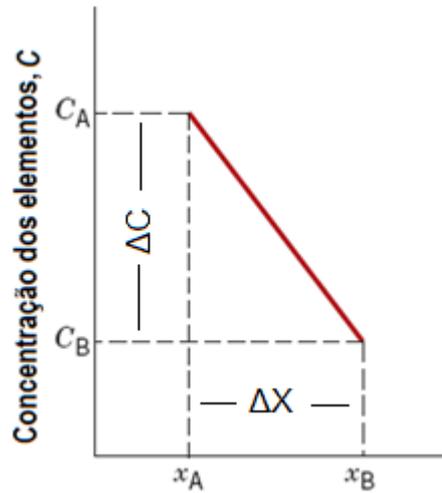


Figura 2.24. Perfil de concentração linear constante na direção x (CALLISTER, 2007)

$$\text{Gradiente de concentração} = \frac{dC}{dx}$$

O perfil de concentração é considerado linear, como mostrado na Figura 2.24.

$$\text{Gradiente de concentração} = \frac{\Delta C}{\Delta x} = \frac{C_A - C_B}{x_A - x_B}$$

Fluxo = (condutividade) \times (força que impulsiona)

No caso da difusão atômica ou molecular, refere-se à condutividade como a constante (ou coeficiente) de difusão, representada pelo símbolo (D). A partir das considerações anteriores percebe-se que a constante de difusão (D) reflete a mobilidade das espécies que se difundem em um respectivo ambiente e adota valores maiores para o caso dos gases, menores para o caso dos líquidos e extremamente menores para os sólidos. Essa força que impulsiona, representa o gradiente de concentração dos muitos tipos de difusão. Neste caso, o termo gradiente se refere à variação de uma dada característica química (propriedade) em função da distância.

Difusão no estado permanente (Primeira Lei de Fick)

A difusão é um fenômeno em que um certo material é transportado dentro de outro ao longo do tempo. Frequentemente é necessário conhecer a velocidade da difusão ou a taxa de transferência de massa (CALLSITER, 2007). Esta taxa expressa o fluxo de difusão (J), definida como sendo a massa M (ou o número de átomos), difundindo através e perpendicularmente a uma unidade de área de uma seção transversal de um sólido por unidade de tempo, e é representada pela Equação 2.4:

$$J = \frac{M}{At} \quad \text{Equação (2.4)}$$

Onde A significa a área transversal que a difusão acontece, t é o tempo de difusão e J é o fluxo de difusão. Em termos diferenciais, a expressão se torna:

$$J = \frac{1}{A} \frac{dM}{dt} \quad \text{Equação (2.5)}$$

A unidade para J são quilogramas ou átomos por metro quadrado por segundo ($\text{kg/m}^2\text{-s}$) ou ($\text{átomos/m}^2\text{-s}$).

Uma condição para ocorrer a difusão no estado permanente é que o fluxo de difusão J seja constante ao longo do tempo. Um exemplo comum da difusão no estado permanente é a difusão de átomos de um gás através de uma placa de metal na qual as concentrações (ou pressões) em ambas as superfícies da placa são mantidas constantes.

Tomando como base as considerações anteriores, a primeira Lei de Fick pode ser representada pela Equação 2.6:

$$J = -D \frac{dC}{dx} \quad \text{Equação (2.6)}$$

ou

$$J = -D \frac{C_A - C_B}{x_A - x_B}$$

O fluxo de difusão em uma direção (x) no estado permanente é proporcional ao gradiente de concentração. O coeficiente de difusão D é expresso em m^2 por segundo. O sinal negativo na expressão indica que o fluxo das partículas ocorre de uma região de maior concentração, para outra de menor concentração.

O coeficiente de difusão de um gás como o CO_2 pode ser obtido por meio da primeira equação da Lei de Fick (Equação 2.7)

$$X = \sqrt{\frac{2DC}{a}} \times \sqrt{t} \quad \text{Equação (2.7)}$$

Onde X representa a profundidade da frente de carbonatação (mm) em um tempo de exposição t (anos), C é a concentração do CO_2 , D é o coeficiente de difusão e (a) é a concentração das fases ativas originadas no processo de hidratação do cimento esta equação pode ser simplificada obtendo-se a conhecida Equação 2.8

$$X = K_c \times \sqrt{t} \quad \text{Equação (2.8)}$$

Difusão no estado não-estacionário (Segunda lei de Fick)

O fluxo de difusão e o gradiente de concentração em um determinado ponto em um sólido variam com o tempo. A diferença entre as condições de difusão no estado permanente ou no estado não-estacionário de difusão é que o gradiente de concentração (ou pressão) permanece constante no primeiro caso assim como o fluxo de difusão. No segundo caso as concentrações dos componentes (ou pressões) envolvidos mudam com o tempo e, conseqüentemente, o gradiente de concentração através do sólido também (Figura 2.25).

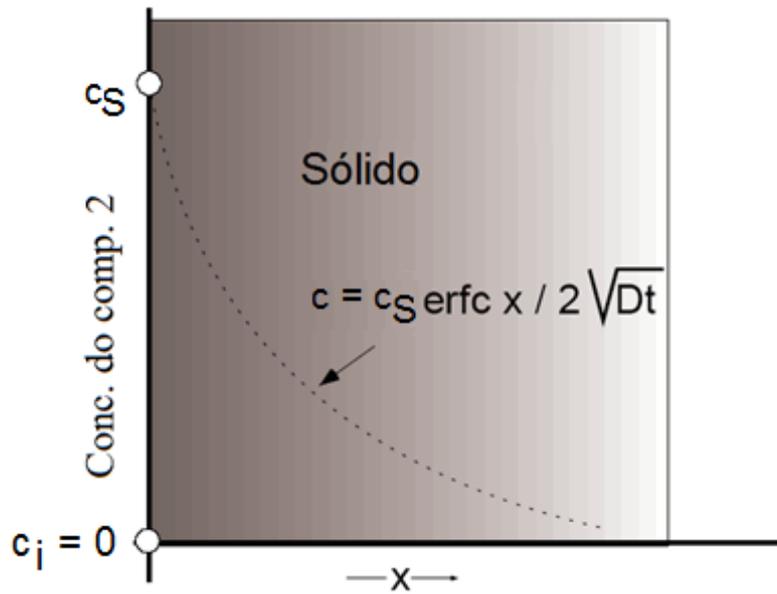


Figura 2.25. As concentrações dos componentes envolvidos mudam com o tempo (SADOWAY, 2013).

A equação diferencial parcial usada neste caso é:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad \text{Equação (2.9)}$$

A Equação supracitada é conhecida como a Segunda Lei de Fick. A Equação 2.10 em uma direção pode ser simplificada e se torna:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \left(D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) \quad \text{Equação (2.10)}$$

A Equação 2.11 é usada para os casos tridimensionais:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right) \quad \text{Equação (2.11)}$$

A solução da Segunda Lei de Fick, em termos da posição e tempo é possível quando as condições de contorno são especificadas (CRANK, 1975), e a Equação 2.10 se torna:

$$\frac{C_s - C}{C_s - C_i} = \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \quad \text{Equação (2.12)}$$

Onde (**C**) é a concentração (de átomos ou moléculas) na posição (**x**) no tempo (**t**), (**C_s**) é a concentração superficial e (**C_i**) é a concentração inicial (ver Figura 2.25).

Se a concentração do componente (**C_i**) for nula, então a Equação 2.12 se torna:

$$\frac{C_s - C}{C_s} = \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

$$1 - \frac{C}{C_s} = \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

$$\frac{C}{C_s} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

ou

$$C(x,t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \quad \text{Equação (2.13)}$$

onde:

$C(x,t)$ = concentração de cloretos na profundidade (**x**) a partir da superfície do concreto em um dado tempo **t** (% da massa de cimento);

C_s = concentração superficial de cloretos admitida como constante (% da massa de cimento).

Considerações sobre a Segunda Lei de Fick e tempo inicial de corrosão em relação aos íons cloreto

Para determinação de cloretos na profundidade (**x**), a partir da superfície de concreto, utiliza-se a Equação 2.13 (ANEXO A). O cálculo do tempo inicial de

corrosão, quando ocorre a despassivação das armaduras, pode ser feito através da Equação 2.14, (CRANK, 1975).

$$t = \frac{x^2}{4D} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{(C_s - C_{cr})}{(C_i - C_s)} \right) \right]^2 \quad \text{Equação (2.14)}$$

onde:

C_s = concentração superficial de cloretos admitida como constante (% da massa de cimento);

C_i = concentração inicial (% da massa de cimento);

C_{cr} = concentração crítica de cloretos nas proximidades da armadura (% da massa de cimento);

x = profundidade (cm);

D = coeficiente de difusão dos cloretos (admitido como sendo constante) (%);

t = tempo (anos);

erf = função erro de Gauss;

erf^{-1} = função inversa do erro de Gauss.

Atualmente não existe um consenso sobre o valor da concentração crítica dos cloretos. Tanto o CEB (1990) quanto o MC 10 adotam para o caso de concretos não carbonatado o teor de cloretos 0,4% em relação à massa de cimento como valor crítico.

Os íons cloretos penetram com certa facilidade uma estrutura de concreto, através do cobrimento do concreto atingindo as armaduras. Durante os primeiros anos, existe um aumento da concentração superficial de cloretos e um decréscimo do coeficiente de difusão, devido tanto à hidratação do cimento, quanto aos cloretos que penetraram. Logo após, a camada superficial do concreto pode carbonatar ou estar sujeita aos ciclos de molhagem e secagem, acarretando uma mudança no mecanismo de penetração dos cloretos. Dessa forma, para a determinação da vida útil de uma estrutura, é necessário o desenvolvimento de modelos que contemplem os seguintes aspectos:

- ✓ o período de absorção;

- ✓ a variação do coeficiente de difusão e da concentração superficial no tempo;
- ✓ a dependência do coeficiente de difusão com a concentração superficial;
- ✓ convecção;
- ✓ a influência do tipo de cimento no coeficiente de difusão de cloretos;

A convecção descreve o movimento de moléculas dentro de um gás ou líquido devido a forças externas, assim como, sucção capilar, gradiente de pressão (CHUNG et al 2005) d'água ou depende das diferenças de temperatura na densidade do material (DURACRETE, 1998). A Equação 2.16, fundamental, envolvendo ambos convecção e difusão (FREEZE et al, 1979), (XIANMING et al, 2010, p. 105) se apenas o cloreto for considerado no cálculo, é:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x} \quad \text{Equação (2.15)}$$

onde:

- u = velocidade linear média do fluxo d'água;
- C = teor de cloretos;
- D = coeficiente de difusão aparente;
- x = profundidade a partir da superfície exposta, e:
- t = tempo

A solução analítica para esta equação diferencial é:

$$\frac{C}{C_0} = 0.5 \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x-ut}{2\sqrt{Dt}} \right) + \exp \left(\frac{ux}{D} \right) \operatorname{erf} \left(\frac{x+ut}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad \text{Equação (2.16)}$$

onde:

- C = concentração da solução no tempo t
- C_0 = concentração inicial da solução
- erfc = função erro complementar;
- x = distância ao longo do caminho do fluxo;
- u = velocidade média linear do fluxo d'água;

Um modelo determinístico para determinar a vida útil de estruturas de concreto armado, que engloba a ligação de cloretos, difusão e convecção, umidade ambiente, flutuações de temperatura e o declínio do desempenho da estrutura foi desenvolvido por (LIN et al, 2010).

A fim de contribuir para o desenvolvimento de uma formulação aplicável na prática, neste trabalho, foi desenvolvido um modelo matemático para representar a penetração da frente de cloretos no concreto, admitindo que o teor crítico para despassivação seja igual a 0,3%.

Na literatura o valor normalmente usado é de 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento (ANDRADE, 2001). A concentração crítica (teor crítico) não é uma constante, mas aumenta com a diminuição da relação água/cimento. Quando o cloreto total é usado como critério para o ataque de corrosão, que é o caso no cálculo da vida útil de serviço, um valor único normalmente é usado para todas as relações água/cimento (GÖRAN FAGERLUND, 2011).

O teor de cloretos necessário para iniciar a corrosão da armadura de aço é um assunto de debates recentes. Um teor crítico de cloretos com valor 0,4% por massa de cimento, normalmente é utilizado para representar este limite. Contudo, estes valores variam muito na literatura (Tab. 2.7)

Tabela 2.7. Conteúdo de cloretos limite proposto por diversas normas (% em relação à massa de cimento)

NORMAS	TEOR DE ÍONS CLORETOS PARA CONCRETO ARMADO (%)
EH – 88 Espanhola	0,40
Pr EN-206 Espanhola	0,40
BS-8110/85 (Inglesa – British Standard)	0,20 – 0,40*
ACI-318/83 (Norte Americana-American Concrete Institute)	0,15 – 0,30 – 1,00**

*O limite varia em função do tipo de cimento;

**O limite varia em função da agressividade ambiental;

Fonte – (CASCUDO, 1997)

O teor crítico de cloretos é dependente de fatores como composição do cimento, cobrimento da armadura e fator a/c e o nível mínimo de desempenho para a estrutura (deteriorada) deve ser determinada durante o projeto ou reprojeto (Fib Bulletin 56) Durante a convecção os cloretos e a água são transportados juntamente para dentro do concreto (DURACRETE, 1998).

2.5.6 Modelos baseados em abordagem probabilística

A aplicação das teorias e métodos probabilísticos se mostram promissoras, pois são ferramentas úteis para a resolução de problemas que envolvam processos naturais e fenômenos que são inerentemente aleatórios, cujas variáveis envolvidas não podem ser tratadas como constantes no tempo. No caso da utilização dos métodos probabilísticos, a teoria da confiabilidade é utilizada para prever como se comportará uma determinada estrutura, levando, em consideração, a ação aleatória do meio ambiente, dos esforços e do comportamento dos materiais empregados durante a sua vida útil.

Os fatores inerentes que agem, na abordagem probabilística são:

- ✓ a geometria da estrutura;
- ✓ os materiais utilizados na construção;
- ✓ o ambiente no qual a estrutura está localizada;
- ✓ a variabilidade dos parâmetros (ambientais e do concreto) envolvidos;
- ✓ a qualidade de execução do concreto;
- ✓ os principais mecanismos de degradação, especialmente corrosão;
- ✓ o planejamento das atividades de inspeção da estrutura;

As etapas da previsão da vida útil, adotando a abordagem probabilística, estão mencionadas a seguir:

- ✓ o proprietário define qual será a vida útil desejada para a estrutura, registrando, na documentação técnica da obra;
- ✓ faz-se uma avaliação ambiental, com a finalidade de identificar os mecanismos de degradação relevantes, sendo esses mecanismos devem ser modelados matematicamente levando em conta a sua dependência recíproca e as características do concreto;

- ✓ com a vida útil associada a um modelo que expresse o mecanismo de degradação, realizar-se-á uma caracterização estatística das variáveis que compõem o modelo matemático, devendo-se determinar a função densidade de probabilidades (normal, lognormal, Weibull, Gumbel, entre outras) o seu valor médio, o desvio padrão e/ou seu coeficiente de variação;
- ✓ conceito de risco (probabilidade de falha x prejuízo causado). A probabilidade de falha (P_f) deve ser a menor possível, deve ficar situada dentro de limites aceitáveis tendo em vista um nível de confiabilidade pré-fixado que represente os níveis de desempenho exigidos para a estrutura previamente especificados pelo projetista, a fim de separar os limites entre os estados de falha e segurança estabelecidos;

A avaliação da falha, e conseqüentemente da vida útil, aborda:

1. de uma maneira ampla, esclarecer como os agentes agressivos existentes no meio ambiente podem gerar danos à estrutura;
2. Quais e quão severos são os danos que podem ser desenvolvidos pelos agentes agressivos, caso algum dos agentes iniciadores do dano venham a ocorrer;
3. Quais das patologias identificadas podem ser classificadas como aceitáveis ou não e quão vulnerável está o componente estrutural frente à possibilidade da ocorrência de colapso. Baseado nestas classificações, determina também, o tipo de estrutura desejada para atender as necessidades do usuário final;
4. Quais medidas poderiam ser tomadas a fim de reduzir o risco.

Um ponto importante, na realização de uma análise probabilística, está relacionado à definição índice de confiabilidade (β) associado a uma probabilidade de falha (P_f) que deve ser a menor possível, considerando os níveis de desempenho exigidos para a estrutura.

“O efeito principal da corrosão geralmente é uma redução da resistência do elemento estrutural em questão e, portanto, uma diminuição da confiabilidade.” (THOFT-CHRISTENSEN, 2002).

A confiabilidade é uma ferramenta fundamental no desenvolvimento de projetos, cuja aplicação visa a melhoria de desempenho através da avaliação da segurança ou probabilidade de que uma estrutura não falhe em atender aos objetivos aos quais esta foi projetada durante a sua vida útil (VANEGAS et al, 2009). A avaliação da probabilidade de falha baseia-se numa função de desempenho do sistema em questão e, é conhecida como função de estado limite, ou função de falha ou margem de segurança SAGRILLO (2004).

Não existe nenhuma estrutura completamente confiável, sem riscos. Na medida que a confiabilidade, C, se aproxima dos 100% de segurança, os riscos da probabilidade de falha p_f diminuem, ou seja:

$$C = 1 - p_f$$

De acordo com o DURACRETE (1998 e 1999), um estado limite é uma fronteira que separa os estados desejados de desempenho de uma estrutura. Os dois principais estados limites e empregados nesse enfoque são:

- ✓ estados limite últimos, que se referem aos eventos que apresentam consequências irreversíveis em uma estrutura: colapso, fratura, tombamento, deslizamento, entre outros, relacionados, em princípio, à perda de equilíbrio estático, sendo geralmente associados a prejuízos financeiros consideráveis e/ ou perdas humanas;
- ✓ estados limites de serviço, que estão relacionados a eventos que restringem a adequada utilização da estrutura. Este tipo de estado limite está relacionado ao conforto do usuário, à perda da funcionalidade, a estética e/ ou à durabilidade da estrutura. Tal conceito pode ser quantificado de várias formas, como, por exemplo, um percentual máximo de área superficial que pode ser deteriorada. Nesse tipo de estado limite, os prejuízos de ordem econômica são restritos e as perdas humanas não são esperadas;

Por exemplo, para a corrosão das armaduras, podem-se ter alguns estados limites específicos e bem estabelecidos. A despassivação em si não se constitui em um estado limite e sim as suas consequências. A primeira delas

refere-se à despassivação das armaduras, que corresponde à vida útil de projeto (ou estado limite de serviço). Já na etapa de propagação, podem ser identificados diversos estados limites, como a fissuração e o lascamento do concreto de cobertura das armaduras ocasionados pela expansão dos produtos de corrosão. Como um estado limite-último, pode se citar o colapso da estrutura, que ocorre, quando, existe uma redução da seção transversal da armadura associada à sua perda de aderência do concreto.

A vida útil de uma estrutura de concreto é definida como sendo o tempo inicial de corrosão mais a sua propagação por um período constante (LIFE-365). THOFT-CHRISTENSEN (2004) define a vida útil de serviço $T_{service}$ como sendo a soma do tempo inicial de corrosão T_{corr} mais o tempo de inicialização da fissuras Δt_{crack} . (MARTIN-PEREZ et al, 2003) define a vida útil de serviço como sendo o acúmulo de danos inaceitável ao longo do tempo no qual a probabilidade de falha alcança um estado limite, impedindo a plena funcionalidade ao qual um componente estrutural foi projetado.

Segundo a norma brasileira (NBR 6118:2007), dois estados limites devem ser considerados:

1. o Estado Limite Último (ELU) relacionado a perda de equilíbrio das estruturas, esgotamento da sua capacidade resistente da estrutura, provocado por solicitações dinâmicas, de colapso progressivo, ou qualquer outra forma de ruína que proporcione a paralisação do uso da estrutura;
2. e o Estado Limite de serviço (ELS) relacionado à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados.

CAPÍTULO 3 – Metodologia para estimação da profundidade de penetração de agentes agressivos no interior do concreto, devido à ação simultânea ou não de: cloretos, CO₂ e sulfatos.

3.1 Introdução

O Método consiste na estimativa da profundidade de penetração de agentes agressivos em estruturas de concreto armado, através de dois procedimentos, devido à ação de cloretos e CO₂ simultaneamente, juntamente com outro agente agressivo reproduzindo o que de fato ocorre na natureza. Neste caso foi considerado o sulfato (magnésio, sódio, cálcio). O resultado da aplicação do primeiro procedimento (ENM) advém do produto de 10 variáveis que interferem no valor da estimativa da profundidade de penetração de agentes agressivos, por um cobrimento de referência fornecido pela NBR 6118:2007 ou outra norma de referência, enquanto que o resultado do segundo procedimento (EPA) advém do produto de uma função das mesmas 10 variáveis, desenvolvida através de regressão linear múltipla, pelo cobrimento de referência anterior (ZARZAR, 2007).

A Tabela 3.1 reproduz as recomendações da NBR 6118:2007 acerca dos cobrimentos conforme as classes de agressividade ambiental apresentado na Tabela 3.2. Os valores das variáveis numéricas deverão se situar entre $0,9 < V_n < 1,1$. A vida útil de referência adotada, ou seja, a vida útil de projeto (variável V_s) foi a recomendada pela (NBR 15575:2013).

Tabela 3.1 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para tolerância de execução $\Delta c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 7.2)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal em mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Tabela 3.2 – Classes de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118:2007)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, c}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

3.2 Procedimentos para estimação da penetração dos agentes agressivos

3.2.1 Primeiro procedimento: Método dos Fatores, adaptado

O procedimento é similar ao do Método dos Fatores (MF), incluso na norma ISO (15686-1:2000) e (15686-8:2006). As 10 variáveis da Equação (3.12) interferem no cobrimento de referência (CR), e como resultado desta interferência obtém-se a estimativa da profundidade da penetração. A ISO 15686-8:2006 menciona

dois procedimentos para desenvolvimento de uma equação para estimação da vida útil:

1. a equação atual do Método dos Fatores consiste na estimação da vida útil (VUE) que é obtida pela multiplicação da vida útil de referência (VUR) por 7 fatores numéricos de (A-G), que variam no intervalo 0,8 e 1,2. Cada um destes fatores interferem na estimativa da vida útil (VUE).

$$VUE = VUR \times A \times B \times C \times D \times E \times F \times G$$

O Método dos Fatores é usado quando se deixa de considerar todos os fenômenos físicos e químicos que interferem no problema. É uma maneira heurística de abordar um problema sofisticado. É um método que sempre foi utilizado na construção dos coeficientes de segurança. Na área de psicologia, um procedimento comumente utilizado é o método Likert, que é semelhante, e amplamente utilizado para estimar a natureza da deterioração da saúde mental identificada entre categorias ou grupos ocupacionais (BORGES et al, 2002).

Neste trabalho uma equação para estimação da profundidade de penetração Equação (3.1), análoga ao método dos fatores, com um cobrimento de referência adotado da NBR 6118:2007 e com dez variáveis, foi desenvolvida:

$$ENM = CR \times v1 \times v2 \times v3 \times v4 \times v5 \times v6 \times v7 \times v8 \times v9 \times v10 \quad \text{Equação (3.1)}$$

Onde as 10 variáveis independentes são:

V₁ – qualidade dos materiais ou componentes;

V₂ – qualidade de projeto;

V₃ – qualidade de execução do projeto;

V₄ – meio ambiente interno;

V₅ – vida útil de projeto;

V₆ – condições de uso;

V₇ – ação da carbonatação;

V₈ – ação de íons cloreto;

V₉ – ação de íons sulfato;

V₁₀ – qualidade de manutenção.

sendo:

CR = cobrimento de referência da armadura, recomendado pela

NBR 6118:2007 (ou condição de referência) e;

ENM – estimador do primeiro procedimento.

Validação do intervalo adotado neste trabalho

Os parâmetros usados no Método dos Fatores estão situados no intervalo 0,8 e 1,2. Para o caso de todas as variáveis assumirem o valor máximo, o produto dos 7 fatores seria: $1,2^7=3,583$ e no caso das variáveis assumirem o valor mínimo, o resultado do produto dos fatores seria: $0,8^7=0,21$. Foi efetuada uma análise de medida de dispersão, com a finalidade de encontrar o intervalo análogo ao Método dos Fatores para a nova equação com dez variáveis, tem-se o seguinte escore padronizado:

$$Z_i = \frac{x_i - \bar{x}}{S}$$

onde:

\bar{x} = média amostral;

S = desvio padrão;

$l=1, \dots, 10$;

x_i – valores das variáveis;

Z_i – valores dos escores.

Para um coeficiente de variação = 0,3, valor médio $\bar{x} = 1$ e valor máximo = 3,583 e mínimo = 0,21 do produto das 7 variáveis do Método dos Fatores, obtêm-se os seguintes escores:

$$Z_{máx} = \frac{3,58-1}{0,3} = 8,6$$

$$Z_{mín} = \frac{0,21-1}{0,3} = -2,63$$

Um intervalo análogo, para a equação desenvolvida com dez variáveis, deverá ter valores máximos e mínimos equivalentes. O valor máximo obtido das variáveis elevada a décima potência é: $1,13^{10}=3,395$. O valor mínimo das variáveis, elevado à décima potência é: $0,86^{10}=0,221$. Portanto, os valores máximos e mínimos para as dez variáveis devem variar entre (0,86-1,13). Para a equação desenvolvida neste trabalho, o intervalo adotado, foi arredondado para (0,9-1,1).

Exemplo de valor assumido por uma determinada variável

A variável V_8 , assumirá o valor 1, quando a concentração superficial de cloretos C_s , ao atingir a armadura for igual ao valor da concentração crítica de cloretos C_{cr} , pois o resultado do argumento (x) citado no capítulo 3 tenderá a zero e o valor da função inversa (erf^{-1}) na equação do tempo inicial de corrosão T_{corr} , também, significando corrosão nula ou irrisória.

Aquisição de dados pelo método DELPHI

Muitas vezes, faltam dados necessários para aplicar nos dois procedimentos (EPA) e (ENM), voltados para estimar a profundidade de penetração de agentes agressivos. Uma forma de obter os dados desses referidos materiais implica na utilização do Método Delphi cuja técnica começou a ser utilizada, no início da década de 60 por Olaf Helmer e Norman Dalker, Pesquisadores da Rand Corporation (ZARZAR, 2007).

Esse método tem como principal característica, a busca progressiva de consenso, em área do conhecimento, ainda não consolidada ou, ainda, em pesquisas em que o tema é complexo. Sua realização ocorre, mediante sucessivos questionamentos a um grupo de especialistas cujas respostas são, cumulativamente, analisadas, com respeito à obtenção ou ausência de consenso.

1. Primeiramente, faz-se uma escolha de especialistas para se realizar um julgamento sobre um determinado tema (quanto mais especialistas, mais

opiniões e, conseqüentemente, melhores os resultados) e elabora-se um questionário).

2. Preenche-se, então, o questionário e, elaborá-se nota sobre o assunto em questão, tudo em sigilo.

3. Depois os questionários são devolvidos, para um conselho, para fazer a coleta e análise dos dados. O resultado converge para um determinado valor, verifica-se, então, se é necessário introduzir novos questionamentos. Se não for o caso, executa-se o item 5.

4. Em seguida, elabora-se novo questionário, com acréscimo de novas questões. Este é entregue aos especialistas para que se possa fazer uma nova avaliação.

5. Retorna-se o questionário, ao conselho, e de posse dessas informações, será feita uma nova análise da segunda opinião.

6. Se a convergência dos resultados for satisfatória, faz-se uma declaração geral, a respeito dos resultados e envia-se o resultado para os respondentes. Se a convergência dos resultados não for satisfatória, então, é executado o item 8.

7. Por fim, será feito um relatório final.

8. Novas questões são introduzidas e repete-se o procedimento do item 4.

3.2.2 Segundo procedimento: modelo baseado em regressão linear múltipla

O outro procedimento, adotado no Método dos Fatores, para desenvolvimento da equação para estimação da vida útil (VUE) pode ser feito através da multiplicação da vida útil de referência (VUR) por uma função matemática adequada, $f(\cdot)$, de variáveis (a-g):

$$VUE = VUR \times f(a, b, c, d, e, f, g)$$

Substituindo a função $f(\cdot)$, por Y , tem-se:

$$VUE = VUR \times Y$$

Da mesma forma, uma equação foi desenvolvida em consequência do produto do cobrimento de referência (CR) por uma função matemática apropriada, $f(\cdot)$, com 10 variáveis ($V1-V10$), em que, cada variável reflete uma dependência entre o objeto específico, ou seja, a variável resposta e a condição de referência (CR):

$$EPA = CR \times f(v1, v2, v3, v4, v5, v6, v7, v8, v9, v10)$$

Ou, substituindo a função $f(\cdot)$, por Y , tem-se:

$$EPA = CR \times Y$$

Onde (EPA) é o estimador do segundo procedimento, (CR) o cobrimento de referência, e as 10 variáveis independentes são as mesmas do procedimento anterior (Item 3.2.1).

3.2.2.1 Objetivo

A equação que foi desenvolvida através de regressão linear múltipla (RLM) neste trabalho, tem como objetivo estimar a profundidade de penetração de agentes agressivos em estrutura de concreto armado. A finalidade do uso da RLM, nesse trabalho, foi criar uma equação, com 10 (dez) variáveis, variando cada uma delas no intervalo (0,9 e 1,1), escrevendo a Equação (3.5) na forma matricial, para n casos, a fim de encontrar os coeficientes de regressão e o modelo ajustado de regressão, Equação (3.7). As variáveis em questão interferem diretamente na profundidade de penetração. O cobrimento de referência da NBR 6118:2007, corresponderá ao valor do estimador quando as dez variáveis tiverem condições normais de uso, ou seja, todas forem iguais a 1.

A RLM é, largamente, usada para avaliar ou estimar produtos que interajam com variáveis independentes. Muitas aplicações da análise de regressão envolvem situações em que há mais de um regressor. Um modelo de regressão, que contenha mais de um regressor, é chamado de Modelo de Regressão Múltipla e pode ser utilizado como estimador.

Tem-se uma regressão linear múltipla, quando se admite que o valor da variável dependente seja função linear de duas ou mais variáveis independentes. O modelo de regressão linear múltipla (Equação 3.2) com duas variáveis independentes é dado por:

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \varepsilon_i \quad \text{Equação (3.2)}$$

Onde:

1. Y_i é a resposta no i -ésimo ensaio;
2. X_{i1} e X_{i2} são os valores das duas variáveis preditoras X_1 e X_2 no i -ésimo ensaio;
3. os parâmetros desconhecidos do modelo são β_0 , β_1 , β_2 e ε é o erro cometido no processo;

Da suposição: $E(\varepsilon_i)=0$, tem-se que a função de regressão do modelo de primeira ordem (Equação 3.3), é:

$$E(Y) = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 \quad \text{Equação (3.3)}$$

A representação gráfica desta função é um plano no espaço tridimensional. A Figura 3.1 mostra este plano para a (Equação 3.4):

$$E(Y) = 10 + 2X_1 + 5X_2 \quad \text{Equação (3.4)}$$

A função de regressão na regressão múltipla é chamada de superfície de resposta.

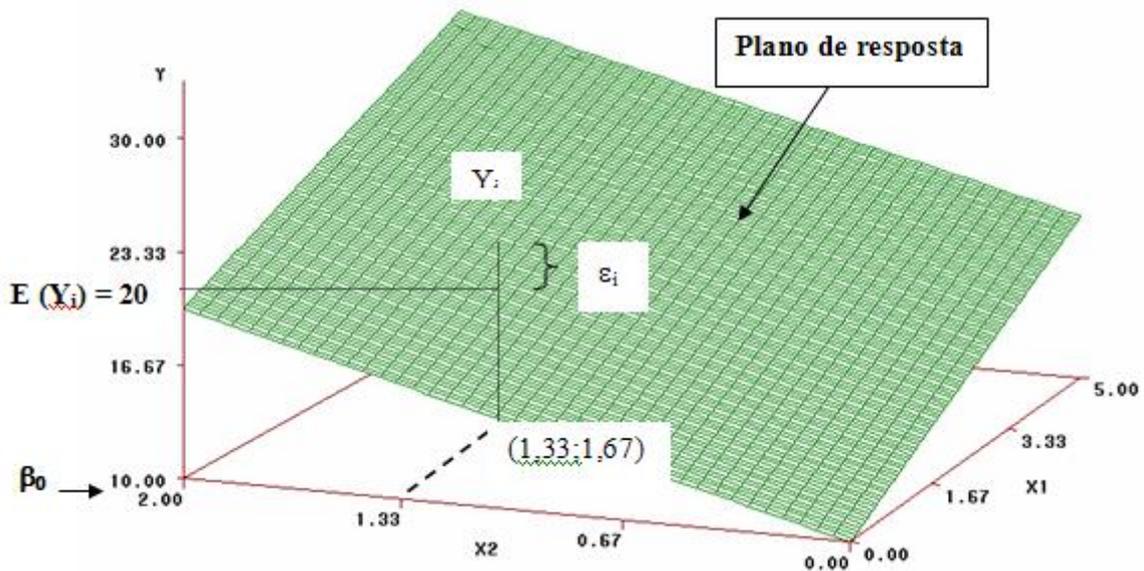


Figura 3.1 – Superfície de resposta (MONTGOMERY, 2003)

3.2.3 Significado dos coeficientes de regressão

O parâmetro β_0 é a ordenada do ponto de interseção do plano de regressão, com o eixo Y. Se a abrangência do modelo inclui $X_1=0$ e $X_2=0$ então $\beta_0=10$ representa a resposta média $E(Y)$, neste ponto. Em outras situações, β_0 não há qualquer outro significado como um termo separado no modelo de regressão. O parâmetro β_1 indica a mudança, na resposta média $E(Y)$ por unidade de acréscimo em X_1 quando X_2 é mantido constante. Da mesma forma β_2 indica a mudança na resposta média por unidade de aumento em X_2 quando X_1 é mantido constante.

3.2.4 Modelo linear geral de regressão

Para o caso de n variáveis preditivas, a resposta será dada pela expressão (Equação 3.5):

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \dots + \beta_{p-1} X_{i,p-1} + \varepsilon_i \quad \text{Equação (3.5)}$$

Onde:

$\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_{p-1}$, são os parâmetros desconhecidos;

$X_{i1}, \dots, X_{i,p-1}$ são constantes conhecidas;

ε_i são independentes com distribuição $N(0, \sigma^2)$

$i = 1, 2, \dots, n.$

A função resposta para o modelo, como $E(\varepsilon_i) = 0$, é dada por (Equação 3.6):

$$E(Y) = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_{p-1} X_{p-1} \quad \text{Equação (3.6)}$$

Este caso acontece quando o estimador se aproxima bastante da situação real.

3.2.5 Modelo de regressão linear múltipla em termos matriciais

A expressão do modelo linear geral de regressão é dada por um sistema de n equações, que pode ser expresso, matricialmente, como (Equação 3.7):

$$y = \mathbf{X}\boldsymbol{\beta} + \boldsymbol{\varepsilon} \quad \text{Equação (3.7)}$$

sendo:

$$\underset{n \times 1}{\mathbf{y}} = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ Y_n \end{bmatrix} \quad \underset{n \times p}{\mathbf{X}} = \begin{bmatrix} 1 & X_{11} & \cdot & \cdot & X_{1,p-1} \\ 1 & X_{21} & \cdot & \cdot & X_{2,p-1} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 1 & X_{n1} & \cdot & \cdot & X_{n,p-1} \end{bmatrix} \quad \underset{p \times 1}{\boldsymbol{\beta}} = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \beta_{p-1} \end{bmatrix} \quad \underset{n \times 1}{\boldsymbol{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \varepsilon_n \end{bmatrix}$$

\mathbf{y} é um vetor com $(n \times 1)$ observações, \mathbf{X} é uma matriz $(n \times p)$ dos níveis de variáveis independentes, $\boldsymbol{\beta}$ é um vetor $(p \times 1)$ dos coeficientes de regressão e $\boldsymbol{\varepsilon}$ é um vetor $(n \times 1)$ representando os resíduos (erro) (MONTGOMERY, 2003).

Deseja-se encontrar o vetor dos estimadores de mínimos quadrados, $\hat{\boldsymbol{\beta}}$.

3.2.6 Estimação dos parâmetros

As Equações (3.8) e (3.9) são as equações normais de mínimos quadrados, na forma matricial.

$$\mathbf{X}'\mathbf{X}\hat{\beta} = \mathbf{X}'\mathbf{Y} \quad \text{Equação (3.8)}$$

E os estimadores de mínimos quadrados de β (Equação 3.9), é:

$$\hat{\beta} = (\mathbf{X}'\mathbf{X})^{-1}\mathbf{X}'\mathbf{Y} \quad \text{Equação (3.9)}$$

Percebe-se que a forma matricial das equações normais é idêntica à forma escalar. Supondo-se que a variável (Y) esteja explícita, através de duas variáveis independentes X_1 e X_2 , para $n = 3$ observações, temos:

$$\begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} \\ 1 & x_{21} & x_{22} \\ 1 & x_{31} & x_{32} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \hat{\beta}_0 \\ \hat{\beta}_1 \\ \hat{\beta}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{pmatrix} \quad \text{da Equação (3.7)}$$

$$\begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_{11} & x_{21} & x_{31} \\ x_{12} & x_{22} & x_{32} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_{11} & x_{21} & x_{31} \\ x_{12} & x_{22} & x_{32} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} \\ 1 & x_{21} & x_{22} \\ 1 & x_{31} & x_{32} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \hat{\beta}_0 \\ \hat{\beta}_1 \\ \hat{\beta}_2 \end{pmatrix} \quad \text{da Equação (3.8)}$$

$$\begin{pmatrix} y_1 + y_2 + y_3 \\ x_{11} \cdot y_1 + x_{21} \cdot y_2 + x_{31} \cdot y_3 \\ x_{12} \cdot y_1 + x_{22} \cdot y_2 + x_{32} \cdot y_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3 & x_{11} + x_{21} + x_{31} & x_{12} + x_{22} + x_{32} \\ x_{11} + x_{21} + x_{31} & x_{11}^2 + x_{21}^2 + x_{31}^2 & x_{11} \cdot x_{12} + x_{21} \cdot x_{22} + x_{31} \cdot x_{32} \\ x_{12} + x_{22} + x_{32} & x_{11} \cdot x_{12} + x_{21} \cdot x_{22} + x_{31} \cdot x_{32} & x_{12}^2 + x_{22}^2 + x_{32}^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \hat{\beta}_0 \\ \hat{\beta}_1 \\ \hat{\beta}_2 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} y_1 + y_2 + y_3 \\ x_{11} \cdot y_1 + x_{21} \cdot y_2 + x_{31} \cdot y_3 \\ x_{12} \cdot y_1 + x_{22} \cdot y_2 + x_{32} \cdot y_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3\hat{\beta}_0 + (x_{11} + x_{21} + x_{31}) \cdot \hat{\beta}_1 + (x_{12} + x_{22} + x_{32}) \cdot \hat{\beta}_2 \\ (x_{11} + x_{21} + x_{31}) \cdot \hat{\beta}_0 + (x_{11}^2 + x_{21}^2 + x_{31}^2) \hat{\beta}_1 + (x_{11}x_{12} + x_{21}x_{22} + x_{31}x_{32}) \cdot \hat{\beta}_2 \\ (x_{11} + x_{21} + x_{31}) \cdot \hat{\beta}_0 + (x_{11}x_{12} + x_{21}x_{22} + x_{31}x_{32}) \cdot \hat{\beta}_1 + (x_{12}^2 + x_{22}^2 + x_{32}^2) \hat{\beta}_2 \end{pmatrix}$$

As equações normais para regressão, com duas variáveis independentes, pelo método de mínimos quadrados são:

$$\sum_{i=1}^3 y_i = 3 \cdot \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 \left(\sum_{i=1}^3 x_{i1} \right) + \hat{\beta}_2 \left(\sum_{i=1}^3 x_{i2} \right)$$

$$\sum_{i=1}^3 x_{i1} \cdot y_i = \hat{\beta}_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^3 x_{i1} \right) + \hat{\beta}_1 \cdot \left(\sum_{i=1}^3 x_{i1}^2 \right) + \hat{\beta}_2 \cdot \left(\sum_{i=1}^3 x_{i1} \cdot x_{i2} \right)$$

$$\sum_{i=1}^3 x_{i2} \cdot y_i = \hat{\beta}_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^3 x_{i2} \right) + \hat{\beta}_1 \cdot \left(\sum_{i=1}^3 x_{i1} \cdot x_{i2} \right) + \hat{\beta}_2 \cdot \left(\sum_{i=1}^3 x_{i2}^2 \right)$$

3.2.7 Valores estimados e resíduos

Os valores estimados são obtidos, matricialmente, por (Equação 3.10):

$$\hat{\mathbf{y}} = \mathbf{X}\hat{\boldsymbol{\beta}}$$

Equação (3.10)

$n \times 1$

Os resíduos são obtidos, através da expressão matricial (Equação 3.10):

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{Y} - \hat{\mathbf{Y}} = \mathbf{Y} - \mathbf{X}\hat{\boldsymbol{\beta}}$$

Equação (3.10)

$n \times 1$

Neste trabalho buscou-se um valor ideal de (n) observações, a fim de proporcionar uma modelagem adequada dos dados para melhorar a confiabilidade do estimador da profundidade de penetração dos agentes agressivos (*EPA*) e diminuir os resíduos (ε). Os parâmetros $\hat{\boldsymbol{\beta}}$ e o estimador $\hat{\mathbf{y}}$ foram obtidos a partir do programa Minitab, (ver Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Saída dos resultados do software Minitab com os parâmetros $\hat{\boldsymbol{\beta}}$ e o estimador $\hat{\mathbf{y}}$

Welcome to Minitab, press F1 for help.

Results for: Worksheet 1

Regression Analysis: Y versus 1; V1; V2; V3; V4; V5; V6; V7; V8; V9; V10

* 1 is (essentially) constant
* 1 has been removed from the equation

The regression equation is

$$Y = -9,10 + 0,967 V1 + 1,01 V2 + 1,02 V3 + 1,01 V4 + 0,992 V5 + 1,11 V6 + 0,969 V7 + 1,06 V8 + 0,941 V9 + 1,04 V10$$

Predictor	Coef	SE Coef	T	P
Constant	-9,1016	0,1906	-47,75	0,000
V1	0,96697	0,06258	15,45	0,000
V2	1,01014	0,06293	16,05	0,000
V3	1,02426	0,06242	16,41	0,000
V4	1,00668	0,06233	16,15	0,000
V5	0,99243	0,06164	16,10	0,000
V6	1,10637	0,06124	18,07	0,000
V7	0,96880	0,06175	15,69	0,000
V8	1,05509	0,06089	17,33	0,000
V9	0,94052	0,06303	14,92	0,000
V10	1,03870	0,06168	16,84	0,000

S = 0,2210 R-Sq = 82,6% R-Sq(adi) = 82,3%

Analysis of Variance

Source	DF	SS	MS	F	P
Regression	10	138,596	13,860	283,84	0,000
Residual Error	597	29,150	0,049		
Total	607	167,746			

Sum of squares for pure error is (nearly) zero.

A Tabela 3.3 apresenta uma saída do Minitab para os dados da profundidade de penetração dos agentes agressivos. A parte superior da tabela contém as estimativas numéricas dos coeficientes de regressão. O programa calcula também várias outras quantidades que refletem informações sobre o modelo de regressão, sobre tudo a soma quadrática dos resíduos e o teste de significância da regressão (P).

Determinação da soma quadrática dos resíduos

Para se determinar uma equação de regressão linear simples que melhor se ajuste aos dados amostrais é necessário encontrar os parâmetros de regressão da reta. Entre os métodos para estimação destes parâmetros (β), o mais eficaz é o Método dos Mínimos Quadrados. Consiste em determinar uma equação para

fins de previsão que torne o erro dessas previsões pequenas, ou seja, a diferença entre um valor observado Y e o valor correspondente de \hat{Y} é mínimo. O desvio entre as observações e os valores correspondentes de \hat{Y} apresentam valores cuja soma dos erros é zero, ou seja: $\sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i) = 0$, o método utiliza a soma dos quadrados dos erros, daí a origem do nome do Método dos Mínimos Quadrados. O resultado da soma dos quadrados dos erros: $\sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2$ deverão ser mínimos. Da mesma forma que na regressão linear simples, a estimativa da variância σ^2 é definida em termos da soma quadrática dos resíduos:

$$SQ_E = \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n e_i^2$$

Na Tabela (3.3), o valor da soma dos quadrados dos erros foi próximo de zero.

Teste de significância da regressão

Uma maneira de reportar os resultados de um teste de hipóteses é estabelecer que a hipótese nula foi ou não rejeitada a um valor especificado de α , ou nível de significância (MONTGOMERY, 2003). O valor P , portanto, é o menor nível de significância que conduz à rejeição da hipótese nula H_0 com os dados fornecidos. Por exemplo, H_0 seria rejeitado se $\alpha = 0,01$, porém este não seria rejeitado se $\alpha = 0,001$. A maioria dos programas de computadores para regressão múltipla fornece em sua saída, o teste de significância da regressão (P). Na saída do Minitab (ver Tabela 3.3), o valor P , menor nível de significância, foi arredondado para zero.

Para um determinado cobertura de referência recomendado pela NBR 6118:2007, a equação encontrada para o estimador da profundidade dos agentes agressivos (Equação 3.12) resulta do produto entre a Equação de regressão (Equação 3.11) e o cobertura de referência (CR):

$$Y = - 9,10 + 0,967 V1 + 1,01 V2 + 1,02 V3 + 1,01 V4 + 0,992 V5 + 1,11 V6 + 0,969 V7 + 1,06 V8 + 0,941 V9 + 1,04 V10 \quad \text{Eq. 3.11}$$

$$EPA = CR \times Y \quad \text{Equação (3.12)}$$

onde:

CR = cobrimento de referência recomendado pela NBR 6118:2007

Se for desejado estimar apenas a profundidade de carbonatação (variável $V7$), em relação a um respectivo cobrimento de armadura, de uma forma geral, basta inserir o valor do (CR) desejado e os valores de referência das variáveis $V1$, $V2$, $V3$, $V4$, $V5$, $V6$, $V7$, $V8$, $V9$ e $V10$ (Apêndice A), tendo o cuidado de manter as variáveis $V8$ (ação de íons cloreto) e $V9$ (ação de sulfatos) com valores iguais a 1, na Equação 3.11.

Comparação entre os dois procedimentos

Exemplo 1: Estimativa da profundidade de carbonatação de uma viga de concreto armado, para uma vida útil de projeto de 50 anos, e cobrimento de referência (CR) de 4 cm, através da Equação 3.12 (EPA) e (ENM). Os valores das variáveis foram obtidos do Apêndice A. A Tabela 3.4, abaixo, resume as características e valores das variáveis.

Tabela 3.4 – Variáveis utilizadas no exemplo N°1 para obtenção da profundidade de penetração.

Classe das variáveis	Características da variável	Valor da variável
V1	Qualidade do componente: concreto armado, $f_{ck} = 45$ MPa;	0,9
V2	Qualidade do projeto: normal;	1,0
V3	Qualidade de execução do trabalho: concreto com controle de Slump e resistência a compressão;	1,0
V4	Meio ambiente interno protegido e com umidade relativa moderada e presença moderada de agentes agressivos;	1,0
V5	Vida útil de projeto ≥ 50 anos ;	0,9
V6	Condições de uso: normal	1,0

V7	Ação da carbonatação – zona urbana, tráfego intenso. Umidade relativa do ar na faixa entre 50 e 70% e temperatura elevada;	1,1
V8	Ação de íons cloreto – teor de cloretos $\leq 150 \text{ g/m}^2$	0,9
V9	Ação de íons sulfato – teor de sulfato $\leq 600 \text{ mg/lt}$	0,9
V10	Qualidade de manutenção – inexistente	1,1

Portanto, substituindo os valores da variável da Tabela 3.4 na Equação 3.12, temos:

$$EPA = CR \times Y$$

Equação 3.12

onde:

1. $CR = 40 \text{ mm}$
2. $Y = - 9,10 + 0,967 V1 + 1,01 V2 + 1,02 V3 + 1,01 V4 + 0,992 V5 + 1,11 V6 + 0,969 V7 + 1,06 V8 + 0,941 V9 + 1,04 V10$

Substituindo os valores, obtém-se a profundidade de penetração dos agentes agressivos:

$$EPA = 33,0 \text{ mm}$$

Substituindo os valores da Tabela 3.4, na equação desenvolvida para o primeiro procedimento (Equação 3.1), obtém-se a profundidade de penetração dos agentes agressivos:

$$ENM = CR \times v1 \times v2 \times v3 \times v4 \times v5 \times v6 \times v7 \times v8 \times v9 \times v10 \quad \text{Eq. (3.1)}$$

onde:

1. $CR = 40 \text{ mm}$
2. Produto das 10 variáveis = $0,9 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,9 \times 1,0 \times 1,1 \times 0,9 \times 0,9 \times 1,1$

$$ENM = 31,7 \text{ mm}$$

Exemplo 2: Estimativa da profundidade do ataque por sulfato de um pescoço de pilar em solo com alto teor de sulfato, par uma vida útil de projeto de 50 anos, e cobertura de referência (*CR*) de 4 cm, através da Equação 3.12 (EPA) e (ENM). Os valores das variáveis foram obtidos do Apêndice A. A Tabela 3.5, abaixo, resume as características e valores das variáveis.

Tabela 3.5 – Variáveis utilizadas no exemplo N°1 para obtenção da profundidade de penetração de agentes agressivos.

Classe das variáveis	Características da variável	Valor da variável
V1	Qualidade do componente: concreto armado, $f_{ck} = 15$ MPa;	1,1
V2	Qualidade do projeto: normal;	1,0
V3	Qualidade de execução do trabalho: concreto com controle de Slump e resistência a compressão;	1,0
V4	Meio ambiente interno protegido e com umidade relativa moderada e presença moderada de agentes agressivos;	1,0
V5	Vida útil de projeto = 50 anos ;	0,9
V6	Condições de uso: normal	1,0
V7	Ação da carbonatação – Ambiente normal;	1,0
V8	Ação de íons cloreto – teor de cloretos ≤ 150 g/m ²	0,9
V9	Ação de íons sulfato – teor de sulfato > 3.000 mg/lit	1,1
V10	Qualidade de manutenção – inexistente	1,1

Portanto, substituindo os valores da variável da Tabela 3.5 na Equação 3.12, temos:

$$EPA=CR \times Y$$

Equação 3.12

onde:

4. $CR=40$ mm

5. $Y = - 9,10 + 0,967 V1 + 1,01 V2 + 1,02 V3 + 1,01 V4 + 0,992 V5 + 1,11 V6 + 0,969 V7 + 1,06 V8 + 0,941 V9 + 1,04 V10$

Substituindo os valores, obtém-se a profundidade de penetração dos agentes agressivos:

$$\mathbf{EPA = 48,6 \text{ mm}}$$

Substituindo os valores da Tabela 3.4, na equação desenvolvida para o primeiro procedimento (Equação 3.1), obtém-se a profundidade de penetração dos agentes agressivos:

$$\mathbf{ENM = CR \times v1 \times v2 \times v3 \times v4 \times v5 \times v6 \times v7 \times v8 \times v9 \times v10} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

onde:

3. $CR = 40 \text{ mm}$
4. Produto das 10 variáveis = $0,9 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,9 \times 1,0 \times 1,1 \times 0,9 \times 0,9 \times 1,1$

$$\mathbf{ENM = 47,9 \text{ mm}}$$

Considerações sobre os estimadores (ENM) e (EPA)

O gráfico de dispersão (Figura 3.2) representa as estimativas das profundidades de penetração dos estimadores (ENM) e (EPA) e que foram obtidos, a partir de 607 observações (casos), através de simulação computacional (utilizando o programa Excel). Na Figura 3.3, os resultados, também, representam uma comparação entre as estimativas das profundidades de penetração (ENM) e (EPA).

Condição para escolha da equação utilizada no segundo procedimento

A condição para aceitação da equação desenvolvida através de regressão linear múltipla, é que os resultados entre a equação de referência (ENM) e a equação desenvolvida (EPA) do segundo procedimento, apresentem resultados semelhantes. O critério de convergência para obtenção da equação representativa foi alcançado, pois o erro residual (ϵ) que significa a diferença de resultados entre as equações supracitadas, foram mínimos, próximos de zero, como pode ser observado na Tabela 3.3, nas Figuras (3.2) e (3.3) e item 3.2.6.

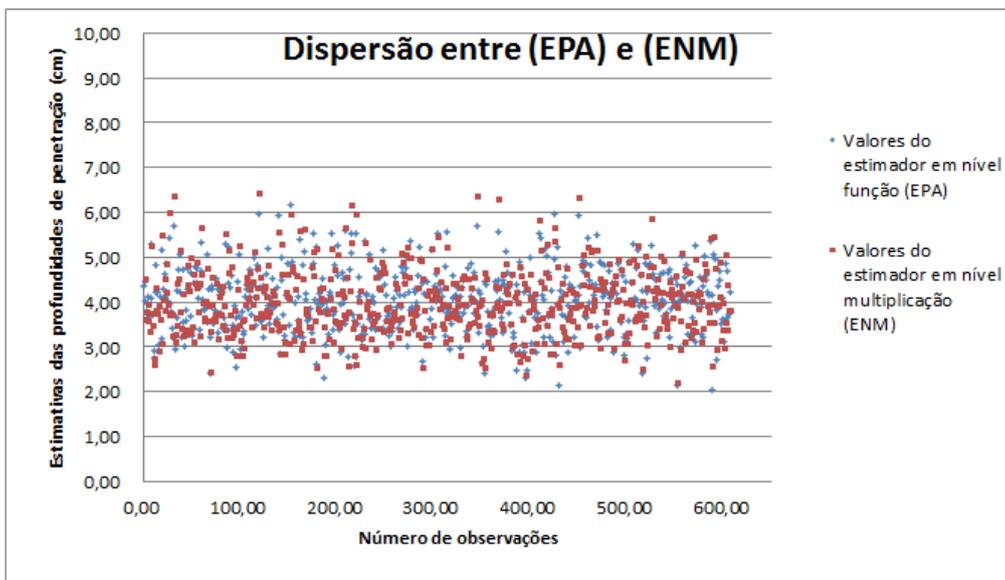


Figura 3.2 – Gráfico de dispersão entre (EPA) e (ENM)

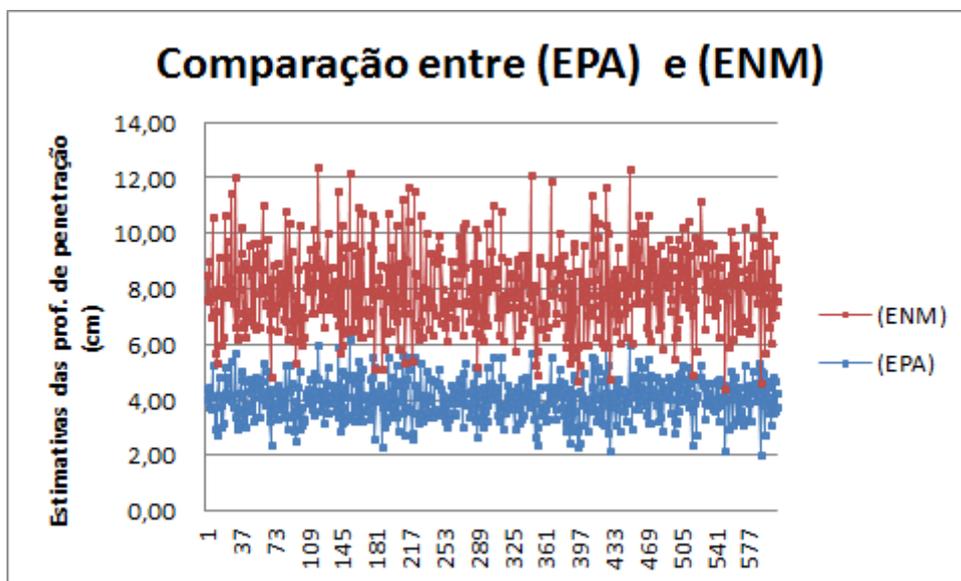


Figura 3.3 – Os resultados representam as estimativas das profundidades de penetração entre os estimadores (EPA) e (ENM) que foram geradas a partir de 607 observações (casos simulados).

Devido à pequena dispersão apresentada na Figura 3.2, o modelo encontrado (Equação 3.12) surge, portanto, como uma opção para estimar a profundidade de penetração em estruturas de concreto submetidas à ação de agentes agressivos, como o CO₂, íons cloreto (CL⁻) e sulfatos.

CAPÍTULO 4 – Metodologia para estimação probabilística da vida útil de componentes de concreto armado frente às ações de íons cloretos

Neste capítulo, é apresentada uma Metodologia para estimação probabilística da vida útil de componentes de concreto armado frente às ações de íons cloretos. A originalidade do tratamento está na metodologia construída que permite estimar a vida útil da estrutura ou componente de concreto na fase de projeto. Durante o período de utilização, a metodologia poderá igualmente ser empregada e seus resultados poderão ser confrontados com algumas técnicas existentes, como seria o caso a estimacão que poder-se-ia obter a partir de medições das concentrações superficiais e crítica de cloretos, além do coeficiente de difusão.

4.1 Considerações iniciais

Os agentes agressivos existentes na natureza interagem com as estruturas de concreto armado, interferindo na vida útil e no desempenho dos componentes construtivos. A perda de resistência do concreto exposto é progressiva. Este capítulo se propõe a estimar a vida útil de elementos estruturais situados em ambiente marinho submetidos à ação de cloretos, onde os parâmetros envolvidos são obtidos a partir dos dados de projeto. A concentração de cloretos na superfície foi obtida através da concentração de cloretos na atmosfera medida pelo método da vela úmida (PONTES, 2006), (MEIRA, 2006). A estimacão probabilística do tempo inicial de corrosão foi efetuada por simulacão empregando o método Monte Carlo, considerando que a disseminacão de cloretos no concreto satisfaz à segunda lei de Fick. Considerou-se que as variáveis concentração superficial, concentração crítica de cloretos, coeficiente de difusão e cobrimento da armadura seguem leis normais de probabilidades.

4.2 Considerações sobre a açã dos íons cloretos

O enfoque desta pesquisa se fundamenta na busca do tempo inicial de corrosão de armaduras de elementos de concreto, bem como na propagação devida ao ataque de agentes agressivos, levando em consideracão variáveis como

cobrimento da armadura, fator a/c, adições minerais, distância do elemento de concreto armado em relação ao mar. Neste capítulo será analisado a ação de íons cloretos interagindo no concreto armado sem adições minerais em meio ambiente marinho. Os valores da concentração de cloretos na atmosfera marinha foram obtidos por meio da medição do teor de cloretos acumulados no dispositivo da vela úmida. A concentração de cloretos na superfície do elemento foi estimada através de uma equação, obtida por meio de correlação com a concentração medida na atmosfera e em corpos de prova para diferentes tipos de concretos (MEIRA et al, 2007). Os tempos iniciais de corrosão foram calculados usando o Método Monte Carlo.

4.2.1 Considerações sobre o teor de cloretos na atmosfera

A determinação do teor de cloretos na atmosfera segue a norma ABNT NBR 6211:2001 e os resultados são expressos em (mg) de cloreto por unidade de área, por dia ($\text{mg}/\text{m}^2 \times \text{dia}$) e o teor médio de partículas sedimentáveis em ($\text{g}/\text{m}^2 \times 30$ dias). A referência de 30 dias também é importante porque as medições no aparato da vela úmida foram efetuadas mensalmente.

4.2.1.1 Concentração de cloretos na atmosfera– Método da vela úmida

A concentração de cloretos na atmosfera pode ser determinada a partir do monitoramento do dispositivo da vela úmida em ambiente marinho (Figura 4.1) em conformidade com a NBR 6211:2001, em pontos distantes do mar.

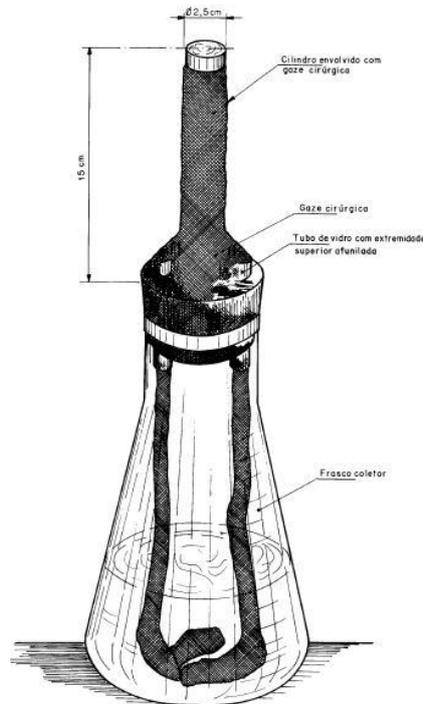


Figura 4.1. Vela úmida (NBR 6211:2001)

O Teor de cloretos na atmosfera (NBR 6211:2011) neste trabalho foi determinado pela Equação 4.1:

$$\text{Cloreto}(\text{mg} / \text{m}^2 \cdot \text{d}) = \frac{2(A - B) \times M \times 35,5 \times V_t}{V_a \times S \times t} \quad \text{Equação (4.1)}$$

onde:

A - volume gasto de solução-padrão de nitrato de mercúrio com alíquota, em milímetros;

B - volume gasto de solução-padrão de nitrato de mercúrio com o branco, em milímetros;

M - concentração de solução-padrão de nitrato mercúrio, em molaridade;

V_t - volume total da amostra após a diluição, em milímetros;

V_a - volume de alíquota, em milímetros;

S - área da gaze exposta, em metros quadrados;

T - tempo de exposição, em dias.

4.2.2 Considerações sobre absorção capilar

O transporte de líquidos em poros não saturados do concreto ocorre devido à ação da tensão superficial nos capilares conhecida como absorção. A absorção no concreto não está relacionada apenas com a estrutura de poros, mas também com o teor de umidade do concreto (BIOUBAKHSH, 2011).

GUIMARÃES (2001) observou que a difusão de íons ocorre mais rapidamente do que a absorção capilar em corpos de prova com maior grau de saturação e que este fator, ou seja, o grau de saturação deve ser levado em consideração para previsão da vida útil de uma estrutura de concreto armado. Quando o grau de saturação do concreto é reduzido de 100 % para 20 % de umidade relativa, a resistividade elétrica aumenta de aproximadamente 7×10^3 para algo próximo de 6×10^6 ohm-cm, diminuindo a condutividade iônica do eletrólito, demonstrando assim, o efeito importante das condições de umidade do concreto, pois a corrente elétrica que flui pela armadura é transportada por íons carregados que dependem da permeabilidade do concreto, montante de poros na solução e da concentração de íons nos poros (GJØRV et al, 1977) (Figura 4.2).

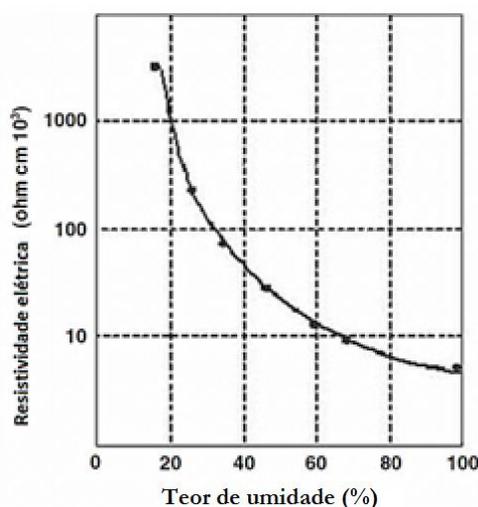


Figura 4.2. Efeito da umidade na resistividade elétrica do concreto (GJØRV et al, 1977)

A penetração de cloretos expostos a ambientes secos/úmidos ocorre principalmente, devido aos mecanismos de transporte: difusão iônica e absorção capilar (CASCUDO, 1997). A difusão é um processo bastante pesquisado e,

relativamente bem entendido pelo meio científico, diferentemente da absorção que é um mecanismo de transporte onde estudos sobre penetração de cloretos no concreto, geralmente ignoram o efeito deste mecanismo (BIOUBAKHSH, 2011).

Modelos empíricos baseados na segunda Lei de Fick, de difusão, são largamente utilizados para estimar a penetração de cloretos, pois são relativamente simples e proporcionam um bom ajuste em relação aos dados de campo. O grande obstáculo nos modelos de Fick é a necessidade de determinar a difusão aparente e C_s , visto que estes dependem de variáveis que incluem tempo de exposição, mistura do concreto, condições de exposição e ignoram o efeito da absorção na penetração de cloretos.

(BIOUBAKHSH, 2011) desenvolveu uma equação baseada na relação entre a sorvidade de equilíbrio do concreto S_e , profundidade de penetração de cloretos, d , e o tempo, t . Sugere que inicialmente a absorção tem um efeito significativo no ingresso de cloretos, mas que a difusão domina o comportamento de longa duração, que conduz a seguinte expressão, onde A , B , e C são constantes para um dado tipo de cimento e concentração de solução de sal (Equação 4.2).

$$d = A \times \sqrt{t} + B \times S_e + C \quad \text{Equação (4.2)}$$

onde:

d = é a profundidade atingida pelos cloretos em milímetros (profundidade na qual a concentração de cloretos se iguala à concentração crítica para o início da corrosão;

t = é o tempo de exposição em dias (total de dias de exposição a ciclos secos/úmidos ou molhados;

S_e = sorvidade de equilíbrio em massa (g/\sqrt{h}) onde h = horas;

A , B e C são constantes para uma dada mistura de concreto e concentração de sal da solução.

A sorvidade mede a capacidade do meio de absorver ou dessorver líquidos pela capilaridade, ou seja, a velocidade na qual uma amostra acumula ou não água

nos poros e, a absorção é a capacidade que uma amostra ou meio tem de manter a água nos seus poros. (HALL, 1977) desenvolveu a Equação 4.3 para calcular a sorvidade:

$$i = S\sqrt{t} \quad \text{Equação 4.3}$$

onde:

i = absorção acumulada

S = sorvidade

t = tempo

(VUORINEN, 1985) também desenvolveu a Equação 4.4 para calcular a sorvidade:

$$d = \sqrt{2Kht} \quad \text{Equação 4.4}$$

ou

$$d = \sqrt{2Kh\left(\frac{i}{s}\right)}$$

onde:

d = profundidade de penetração

K = coeficiente de permeabilidade

h = carga hidráulica (testada hidráulica)

t = tempo

4.2.3 Considerações sobre a concentração de cloretos na superfície (C_s) do concreto armado

A forma como os íons cloreto atuam em estruturas de concreto armado é tema de grande interesse do ponto de vista da durabilidade. Este é um tema complexo, onde vários fatores podem interagir e depende das seguintes variáveis (LIFE-365), (GJØRV, 2009); (BIOUBAKHSH, 2011):

1. Posições onde os elementos estruturais estão inseridos, ambiente marinho e a sua distância em relação ao mar;
2. tipo de cimento;
3. fator água/cimento;

4. agregado, adições e aditivos;
5. revestimento da armadura de aço;
6. teor de cloretos que é introduzido no interior do concreto;
7. teor de cloretos livres e combinados;
8. tipo de molde para confecção de vigas, lajes e colunas;
9. convecção devido a forças externas como: pressão d'água, sucção capilar ou diferenças de temperatura e difusão de íons para o interior do concreto.

O valor do C_s é calculado geralmente em relação ao percentual da massa de cimento ou em relação ao percentual da massa de concreto, conforme medição do teor de íons cloretos em relação à profundidade. Embora os cloretos solúveis em água sejam os que provocam a corrosão, deve-se determinar os cloretos totais, ou seja, a soma dos cloretos livres com os cloretos combinados (CINCOTTO et al, 2011) e (GIANNOTI, 2006). Parte dos cloretos combinados pode ficar disponível, ou seja, livres para reações posteriores devido a fenômenos como a carbonatação e elevação da temperatura (TUUTTI, 1982), (CINCOTTO et al 2011). Ensaios de teores de cloretos livres em relação a massa de cimento segue a norma ASTM C1218 1992.

A determinação da concentração de cloretos na superfície do concreto C_s é fundamental para o cálculo do tempo inicial de corrosão. A intensidade dos ventos pode incrementar a concentração do teor de sal para a mesma distância.

4.2.4 Concentração de cloretos

A concentração de cloretos é estimada através de uma curva que melhor se ajuste ao perfil de cloretos baseada em modelagem matemática e pode não representar de fato a real situação do teor de cloretos.

Um dos modelos aplicados para obtenção do C_s foi desenvolvido por (UJI et al, 1990) em que a concentração superficial de cloretos varia com a raiz quadrada do tempo, segundo a Equação 4.5.

$$C_s = k \cdot \sqrt{t} \qquad \text{Equação (4.5)}$$

onde:

C_s = concentração superficial de cloretos (% concreto);

K = absorção de cloretos (%/ $\sqrt{\text{ano}}$) e;

T = tempo (anos)

Swamyet al (1995), descobriu que nem sempre o C_s aparente é função da raiz quadrada do tempo, mas que a relação entre estes parâmetros deviam ser expressos em termos de: $C_o(t) = k t^n$

Costa e Appleton (1999) investigaram o efeito do meio ambiente na difusão do concreto exposto ao meio ambiente marinho, em que três condições foram analisadas: zona de névoa, zona de maré, zona atmosférica. A zona de maré se mostrou a mais agressiva, seguida da zona de névoa (Figura 4.3).

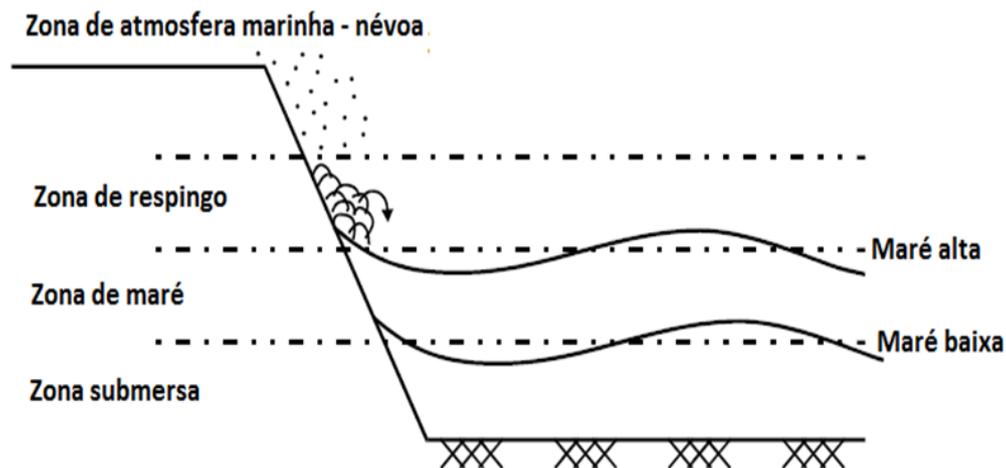


Figura 4.3. Zona de névoa, zona de maré, zona de respingo (DURACRETE, 1998, adaptado)

A acumulação na região superficial do concreto se dá por absorção através da rede de poros definida pela evaporação da água livre ao longo do tempo (PONTES et al, 2011). A concentração de cloretos na superfície aumenta linearmente com o incremento do tempo de exposição, atinge a saturação e depois permanece constante. Em estudos sobre ambientes marinho, (LIN, 1990 apud ANDRADE, 2001) leva em consideração que a estabilização da concentração superficial de cloretos acontece em aproximadamente 2 anos.

Stewart e Rosowsky (1998) usaram a solução da função erro para estimação do ingresso de cloretos em lajes de pontes e presumiram que D_c e C_s são constantes, mas propuseram uma solução diferente para a segunda Lei de Fick com uma concentração de cloretos na superfície dependente do tempo para o meio ambiente marinho. A hipótese para concentração de cloretos na superfície constante foi baseado no estudo compreendendo 321 amostras de concreto retiradas de lajes de pontes nos Estados Unidos (HOFFMAN e WEYERS, 1994) apud (BIOUBAKHSH, 2011). No caso de ambientes costeiros, eles sugeriram que o teor de cloretos na superfície acumula com a raiz quadrada do tempo em serviço.

(MEIRA et al, 2007) relacionou a penetração de cloretos no concreto como sendo uma função da deposição de cloretos. Desenvolveu uma Equação (4.6) que representa esta relação:

$$C_{tot} = C_i + k_d \sqrt{D_{ac}} \quad \text{Equação (4.6)}$$

onde:

C_{tot} = média do total de cloretos acumulados no concreto;

C_i = conteúdo inicial de cloretos no concreto;

k_d = coeficiente dependente do concreto e das condições ambientais;

D_{ac} = deposição acumulada de cloretos no dispositivo da vela úmida.

A deposição de cloretos em vela úmida e os cloretos acumulados no concreto, nesta Tese, foram obtidos a partir de experimentos em atmosfera marinha (PONTES, 2006) e (MEIRA et al, 2007).

Mudanças nas variáveis que afetam o transporte dos íons cloretos para dentro do concreto também alteram os valores de K_d e, conseqüentemente, podem interferir na taxa de aumento/diminuição do C_{tot} (MEIRA, 2007) ver Equação 4.7.

$$k_d = ae^{b\gamma} \quad \text{Equação (4.7)}$$

onde:

a e b – são coeficientes derivados de ajustes empíricos e;

γ – representa a porosidade total do concreto.

No seu experimento (MEIRA et al, 2007) usou para o concreto com cimento CP II F, considerado como comum em nossa região, e consumo 320 kg/m^3 um valor para K_d igual a 0,01034.

(SONG et al, 2008) e (ANN et al, 2009), propuseram um modelo que levasse em consideração o efeito do acúmulo inicial dos cloretos na superfície para a zona de maré, respingo e zonas de névoa em ambiente marinho pelo uso das Equações 4.8 e 4.9.

$$C_0(t) = C_0 + \alpha \ln(t) \quad \text{Equação (4.8)}$$

$$C_0(t) = C_0 + k\sqrt{t} \quad \text{Equação (4.9)}$$

4.3 Concentração crítica de cloretos

A corrosão das armaduras ocorre quando o teor de cloretos totais (soma dos cloretos livres com os cloretos combinados) ultrapassa a concentração crítica de cloretos na região próxima à armadura, destruindo a película passivadora. O teor de cloretos livres é a principal fonte de ataques às armaduras (THOFT-CHRISTENSEN, 2002). Embora o mecanismo primário de transporte de cloretos para concretos não saturados próximos da superfície seja a absorção, o acúmulo de cloretos nesta camada conduz a uma penetração posterior de cloretos por difusão de íons na água situada nos poros.

4.4 Considerações sobre o coeficiente de difusão

4.4.1 Influência do coeficiente de difusão na estimativa do ingresso de cloretos

No software LIFE-365, o coeficiente de difusão em massa utilizado para concretos de cimento Portland comum aos 28 dias (Equação 4.10) leva em consideração o efeito do fator a/c no coeficiente de difusão.

$$D_{28} = 1 \times 10^{(-12,06 + 2,40 \cdot a/c)} (m^2 / s) \quad \text{Equação (4.10)}$$

Neste trabalho, o coeficiente de difusão utilizada para determinação do tempo inicial de corrosão foi determinado através da Equação (4.11) que leva em consideração o fator água-cimento e temperatura ambiente (THOFT-CHRISTENSEN, 2002)

$$D(ac, T) = 11.146 - 31.025ac - 1.941T + 38.212ac^2 + 4.48acT + 0.024T^2 \quad (\text{Eq. 4.11})$$

A difusão de íons cloretos acontece no interior do concreto onde o teor de umidade é mais elevado, o movimento de íons para dentro do concreto ocorre em meio aquoso devido a gradientes de concentração iônica entre o meio ambiente para o seu interior. A concentração diminui com a profundidade. O modelo do LIFE-365 estima o tempo inicial de corrosão supondo que a difusão é o mecanismo principal. A segunda Lei de Fick é expressa pela Equação diferencial 4.12:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{Equação (4.12)}$$

onde:

C = teor de cloretos;

D = coeficiente de difusão aparente;

X = profundidade a partir da superfície exposta, e:

T = tempo

O modelo do LIFE-365 leva em consideração as alterações na difusão devido à dependência do tempo, Equação 4.13.

$$D(t) = D_{ref} \cdot \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m \quad \text{Equação (4.13)}$$

onde:

$D(t)$ = coeficiente de difusão no tempo t (valores característicos da taxa de difusão na pasta de cimento é da ordem de 10^{-12} m²/s);

D_{ref} = coeficiente de difusão no tempo t_{ref} (=28 dias no LIFE-365),

m = índice de declínio da difusão, uma constante.

Considerações sobre o índice de retardo na difusão m

(BAMFORTH, 1999) propôs os seguintes valores de m após revisão em mais de 30 fontes (Tabela 4.1):

Tabela 4.1 Apresenta os índices de declínio da difusão m

Mistura de concreto	M
Cimento Portland comum	0,264
Cinza volante	0,700
Escória de alto forno	0,620

O modelo LIFE-365 adota uma faixa mais cautelosa e permite que os valores de m variem entre 0,20 e 0,60 baseado em percentuais de cinza volante CV e escória de alto forno EA expressa pela Equação 4.14.

$$m = 0,2 + 0,4(\% CV / 50 + \% EA / 70) \quad \text{Equação (4.14)}$$

D_{ref} e m levam em conta os detalhes da mistura (relação a/c, tipo e proporções do material cimentício). O LIFE-365 leva em conta também as alterações no coeficiente de difusão devido à dependência da temperatura (Equação 4.15).

$$D(T) = D_{ref} \cdot \exp \left[\frac{U}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right] \quad \text{Equação (4.15)}$$

onde:

$D(T)$ = coeficiente de difusão no tempo t e temperatura T ;

D_{ref} = coeficiente de difusão no tempo t_{ref} e temperatura T_{ref} ;

U = energia de ativação do processo de difusão (35.000 J/mol);

R = constante do gás e;

T = temperatura absoluta.

No modelo $t_{ref} = 28$ dias e $T_{ref} = 293$ K ($\cong 20^\circ\text{C}$). A temperatura T do concreto varia de acordo com a localização geográfica.

4.4.1.1 Efeito da microssílica (sílica ativa-SA)

A microssílica conhecida também como sílica ativa é um material pozolânico muito fino, composto de sílica amorfa, é um subproduto da reação entre quartzo de alta pureza e carvão na produção de *silício* metálico e *ligas ferro-silício*. Pode ser usada no concreto e em argamassas. A adição de microssílica é conhecida por produzir reduções importantes na permeabilidade e difusividade do concreto. O modelo do LIFE-365 permite trabalhar com a microssílica, cinza volante classe F e escória de alto-forno. A microssílica é a adição que proporciona a maior resistência à penetração de cloretos (BIOUBAKHSH, 2011).

A sílica ativa é a mais utilizada atualmente entre as demais adições minerais, pois suas características físico-químicas proporcionam uma alta reatividade com os produtos de hidratação do cimento e um melhor empacotamento das partículas de cimento (MENDES, 2002). O LIFE-365 aplica um fator de redução ao valor calculado pelo cimento Portland, D_{pc} , baseando-se no percentual de microssílica (%SA) no concreto, resultando na Equação 4.16.

$$D_{SF} = D_{PC} \cdot e^{-0,165 \cdot SF} \left(m^2 / s \right) \quad \text{Equação (4.16)}$$

Para a determinação da vida útil de uma estrutura, é necessário o desenvolvimento de modelos que contemplem os seguintes aspectos: o período de absorção, a variação do coeficiente de difusão e da concentração superficial no tempo, a dependência do coeficiente de difusão da concentração superficial e a influência do tipo de cimento no coeficiente de difusão de cloretos. A absorção no concreto não está relacionada apenas com a estrutura de poros, mas também com o teor de umidade do concreto.

Nos concretos expostos a ciclos de molhagem/secagem os cloretos penetram inicialmente por absorção e produzem uma espécie de reservatório de íons cloretos a uma distância (da ordem de 5 mm) relativamente pequena da superfície do concreto a partir da qual a difusão ocorre (BIOUBAKHSH, 2011).

4.5 Considerações sobre a migração

No meio ambiente marinho há um movimento da umidade, para dentro e para fora da estrutura de concreto armado, que é a maior causa de transporte de íons cloretos por convecção, normalmente conhecido como difusão. A difusão e a convecção devem ser levados em consideração para determinação do fluxo de íons cloretos (IQBAL et al, 2007b) e (OLIVEIRA et al, 2012).

O movimento de íons no interior do concreto pode iniciar devido a uma diferença de potencial que poderá ocorrer por falta de homogeneidade dos poros do concreto, em regiões da peça com maior ou menor compactidade, conduzindo ao surgimento de regiões úmidas/secas, favoráveis ao fluxo de íons contrário à carga do eletrodo, onde, os íons com carga positiva fluem para o eletrodo negativo e vice versa, dando origem a um fluxo de corrente, ou seja, a migração iônica provocada por um campo elétrico exterior. Este fluxo de íons pode ocorrer, portanto, devido a gradientes de concentração (difusão), ação de um campo elétrico exterior e também, devido a correntes de convecção. A Equação 4.17 de Nernst-Planck, expressa a ação que conduz ao fluxo de íons, e está associada com diversos fenômenos, como: difusão, migração e convecção (SANTOS, 2008).

$$\text{Fluxo} = \text{Difusão} + \text{Migração} + \text{Convecção} \qquad \text{Equação (4.17)}$$

4.6 Predição do tempo inicial de corrosão

A estimativa probabilística do tempo inicial de corrosão pode ser efetuada por simulação empregando o método Monte Carlo, considerando que a disseminação de cloretos no concreto satisfaz à segunda lei de Fick. As demais etapas de deterioração (Figura 4.4) como: tempo para início de fissuração do

concreto e tempo para ocorrência de pipocamento do concreto (spalling), também podem ser determinadas (THOFT-CHRISTENSEN, 2002).

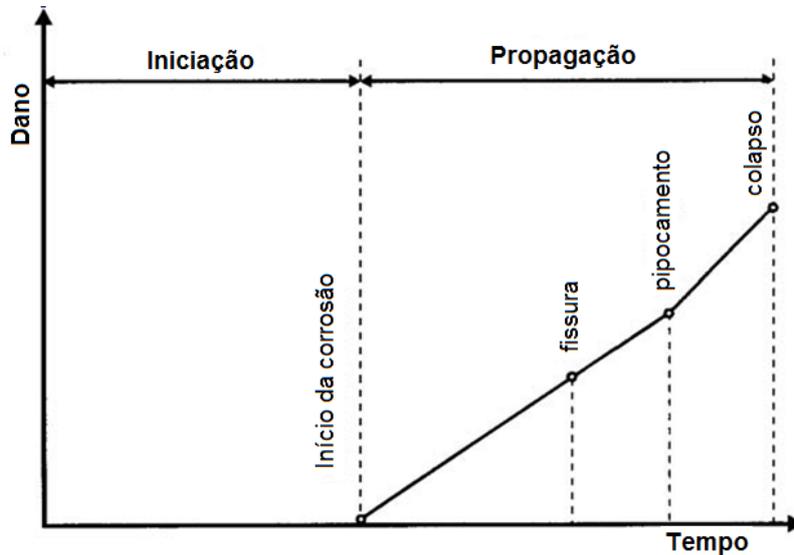


Figura 4.4. Deterioração da estrutura de concreto armado devido à corrosão

As etapas da deterioração no gráfico de confiabilidade/tempo estão demonstradas na Figura 4.5.

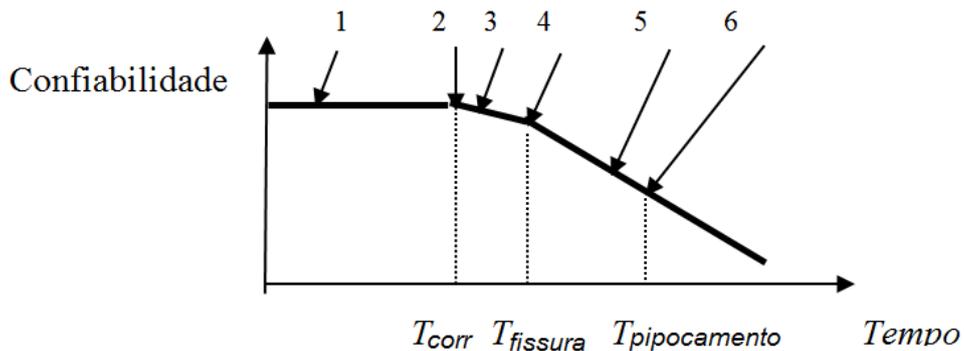


Figura 4.5. Deterioração do concreto armado e a relação confiabilidade/tempo (THOFT-CHRISTENSEN, 2002).

As três definições acima podem ser expressas assim (THOFT-CHRISTENSEN, 2002):

$$T_{serviço}^1 = T_{corr}$$

$$T_{serviço}^2 = T_{fissura} = T_{corr} + \Delta t_{fissura}$$

$$T_{serviço}^3 = T_{pipocamento} = T_{fissura} + \Delta t_{pipocamento} = T_{corr} + \Delta t_{fissura} + \Delta t_{pipocamento}$$

Outra maneira de representar as expressões anteriores:

$$T_{Serviço}^{(1)} = \frac{d^2}{4D} \left(\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_{cr} - C_0}{C_i - C_0} \right) \right)^{-2} \quad \text{Equação (2.14)}$$

$$T_{Serviço}^{(2)} = T_{Serviço}^{(1)} + \frac{1}{2 \times 0.383 \times 10^{-3} D_{bar} i_{corr}} \left(\frac{\rho_{aço}}{\rho_{aço} - 0.57 \rho_{ferrugem}} (W_{poro} - W_{exp an}) \right)^2$$

$$T_{Serviço}^{(3)} = T_{Serviço}^{(2)} + \frac{W_{crítico} - W_{fissura} (T_{fissura})}{\gamma_{corr} i_{corr}}$$

onde:

D_{bar} = diâmetro da armadura de reforço;

i_{corr} = taxa de corrosão média anual;

$\rho_{aço}$ = densidade do aço;

$\rho_{ferrugem}$ = densidade dos produtos da corrosão;

$W_{crítico}$ = volume dos produtos da corrosão;

W_{poro} = volume da zona porosa;

$W_{exp an}$ = volume devido a pressão da ferrugem;

$W_{aço}$ = volume de aço corroído;

$W_{fissura}$ = largura da fissura;

$T_{fissura}$ = tempo para fissurar;

C_{corr} = coeficiente de corrosão.

O movimento de íons para o interior do concreto diminui drasticamente na medida em que a concentração de íons se distancia da região com maior concentração. A determinação da concentração do componente na profundidade x ao longo do tempo t pode ser efetuada com a Equação 2.13 (ver ANEXO A) (CRANK, 1975).

O tempo inicial de corrosão é determinado pela expressão (THOFT-CHRISTENSEN, 2002), Equação 2.14.

$$T_{corr} = \frac{d^2}{4D} \left(\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_{cr} - C_s}{C_i - C_s} \right) \right)^{-2} \quad \text{Equação (2.14)}$$

Função erro de Gauss (erf), Equação (4.18).

$$\text{erf}(x) := \int_0^x \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \right) \cdot e^{-x^2} dx \quad \text{Equação (4.18)}$$

Outra forma de escrever a função erro:

$$\text{erf}(x) = 1 - \frac{2 \exp(-x^2)}{\sqrt{\pi}} \left[\frac{1}{2x} + \frac{2}{2x} + \frac{4}{2x} + \frac{6}{2x} + \frac{8}{2x} + \frac{10}{2x} + \dots \right] \quad \text{Eq. (4.19)}$$

Ou:

$$\text{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n x^{2n+1}}{(2n+1)n!} \quad \text{Equação (4.20)}$$

Função erro inversa (erf^{-1})

A função erro inversa tem series:

$$\text{erf}^{-1}(z) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{c_k}{2k+1} \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} z \right)^{2k+1} \quad \text{Equação (4.21)}$$

Para $c_0 = 1$ e k variando de 1 a 100 temos:

$$c_k = \sum_{m=0}^{k-1} \frac{c_m c_{k-1-m}}{(m+1)(2m+1)} = \left\{ 1, 1, \frac{7}{6}, \frac{127}{90}, \dots \right\}, \quad \text{Equação (4.22)}$$

Assim temos a expansão da série:

$$\text{erf}^{-1}(z) = \frac{1}{2} \sqrt{\pi} \left(z + \frac{\pi}{12} z^3 + \frac{7\pi^2}{480} z^5 + \frac{127\pi^3}{40320} z^7 + \frac{4369\pi^4}{5806080} z^9 \right) \quad \text{Eq. (4.23)}$$

É importante observar que a inversa da função erro está definida no intervalo $(-1, +1)$, (Figura 4.6).

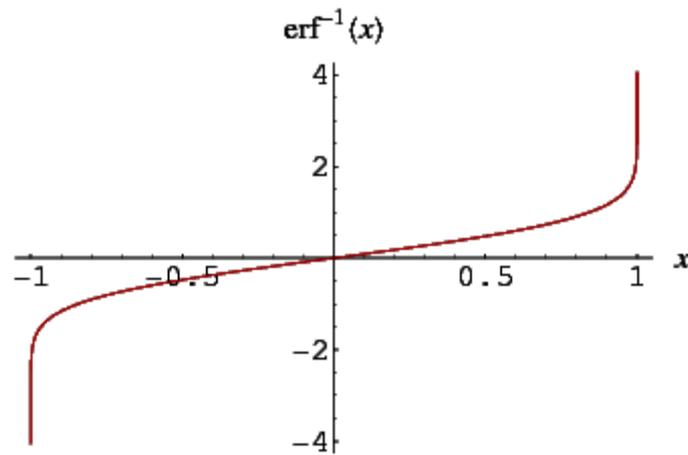


Figura 4.6. A inversa da função erro está definida no intervalo (-1, +1)

Portanto, os valores das variáveis envolvidas no argumento desta função devem ser tais que $C_s > (C_i + C_{cr}) / 2$. Assim, para que T_{corr} esteja definido, ou seja, para que haja a possibilidade de iniciar a corrosão da armadura por cloretos é necessário que a concentração na atmosfera seja tal que corresponda a uma concentração superficial superior à média das concentrações inicial e crítica. Em particular, se a concentração inicial for nula, a concentração superficial deverá ser superior à metade do valor da concentração crítica (OLIVEIRA, et al 2013). Também existe uma limitação quando $C_i = 0$ e caso os valores de C_s , tenham valores muito próximos a C_{cr} , pois o argumento x tenderá a zero e o valor de erf^{-1} na equação T_{corr} , também (ver Figura 4.6). Desta maneira, a partir de determinada distância da zona de splash (respingo), a concentração de cloretos acumulada tornar-se-á inócua quanto à corrosão da armadura. Esta distância dependerá da concentração de cloretos na atmosfera e da composição do concreto. Aditivos e adições minerais como as pozolanas, além de vários outros fatores contribuirão para oferecer maior resistência à corrosão.

4.7 Parâmetros para determinação do tempo inicial de corrosão por cloretos para concretos com e sem adição.

As expressões apresentadas anteriormente podem ser aplicadas de forma generalizada, para obtenção dos tempos iniciais de corrosão, para diversas regiões como será demonstrado neste capítulo.

Exemplo 1 – Determinação da concentração de cloretos na atmosfera usando o programa LIFE-365.

O software LIFE-365 assume que, inicialmente, a concentração de cloretos na superfície aumenta linearmente com o incremento do tempo de exposição, e depois que atinge a saturação permanece constante na região superficial do concreto, ou seja, acumula-se na superfície do concreto de forma constante estabilizando após um período de até 30 anos, definindo um diagrama bilinear. O modelo determina a concentração máxima de cloretos e o tempo que leva para alcançar o máximo, depende do tipo de estrutura, localização geográfica e exposição baseada em dados de campo dos Estados Unidos (EUA). Esta variação é sempre representada neste modelo matemático por um gráfico em forma de rampa. Vejamos alguns exemplos do comportamento da concentração superficial (**C_s**) de cloretos em uma estrutura de concreto armado com seção quadrada, em função da sua localização, dados obtidos do LIFE-365 e levando em consideração um período de análise de 75 anos (Figura 4.7 e Tabela 4.2).

Dados:

1. Cimento Portland Comum.
2. Fator água/cimento = 0.50
3. sem aditivos ou adições
4. Concentração crítica de cloretos, medida em termos do percentual da massa de concreto, $C_t(\% \text{ wt. Conc}) = 0.05$
5. Coluna com seção quadrada: 50 cm x 50 cm
6. Cobrimento da armadura de aço: 3 cm

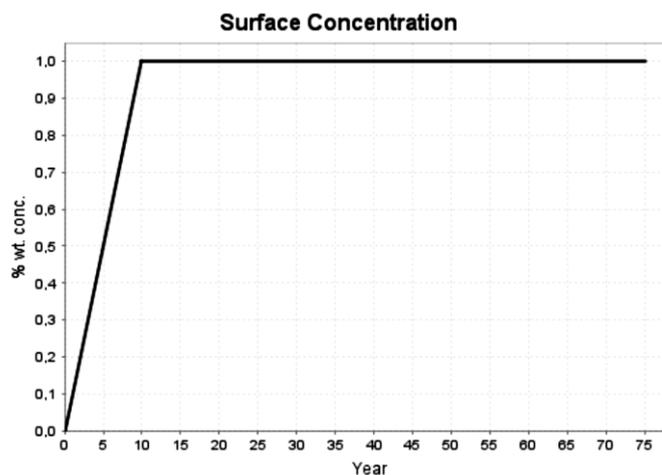


Figura 4.7. Gráfico em forma de rampa da concentração superficial de íons cloretos (C_s) baseado nos dados do LIFE-365, período de 75 anos em zona de névoa marinha

Tabela 4.2. Comportamento da concentração superficial de íons cloreto (C_s) baseado nos dados do LIFE-365 no período de 75 anos

Localização	Tempo para saturação de cloretos em anos	Teor de cloretos acumulados (C_s) (%) massa de concreto
Névoa marinha	10	1,00
Zona de respingo	1	0,80
A 800 m do mar	15	0,60

Exemplo 2 – Determinação da concentração de cloretos na atmosfera usando as expressões apresentadas anteriormente.

A determinação da concentração superficial de cloretos pode ser determinada a partir da concentração de cloretos na atmosfera. Esta pode ser determinada através do dispositivo da vela úmida. A fim de determinar a concentração de cloretos na atmosfera, vários autores (MEIRA et al, 2007), (PONTES, 2006), (ALVES, 2007) realizaram este monitoramento através da colocação de dispositivos de vela úmida em ambientes marinhos em pontos distantes do mar (Figura 4.8).



Figura 4.8. Zona de exposição do aparato de vela úmida (PONTES, 2006) em pontos distantes 7, 100, 160, 230 e 320 m do mar na RMR.

Resultados dos teores de cloretos acumulados em vela úmida

Os valores da deposição média de cloretos acumulados em vela úmida, em cada estação, foram ajustados por um modelo exponencial do tipo $y = ae^{bx}$, onde y é a deposição média mensal de cloretos e x é a distância em relação ao mar, apresentados na Tabela 4.3 e Figura 4.9 (PONTES, 2006).

Tabela 4.3. Apresenta o resumo da deposição de cloretos em cada estação de monitoramento, no período de estudo (PONTES, 2006)

Estação de coleta	Concentração de cloretos (mg/(m ² .d))
E1 (7 m)	554,40
E2 (100 m)	393,04
E3 (160 m)	145,07
E4 (230 m)	40,76
E5 (320 m)	44,06

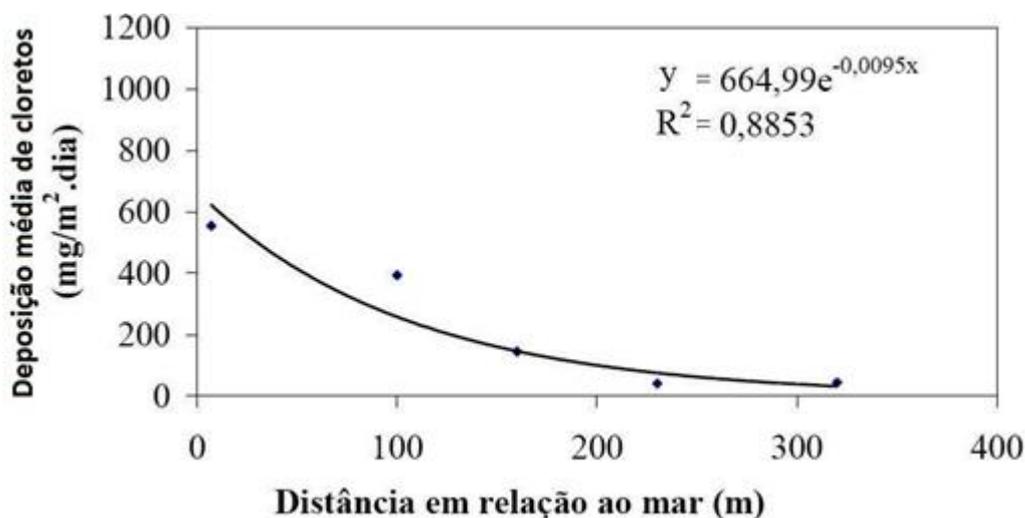


Figura 4.9 Relação entre a deposição média de cloretos e a distância em relação ao mar (PONTES, 2006)

Relação entre a concentração de cloretos na atmosfera e a concentração superficial no concreto

Para se obter bons resultados para o tempo inicial de corrosão é necessário uma boa estimativa da concentração superficial de cloretos. Este valor pode ser obtido para uma determinada região através de ensaios de amostras tiradas de obras existentes ou de corpos de prova instalados para este fim. Uma possível forma de obter este valor consiste na colocação de corpos de prova expostos na região desejada, por um tempo suficientemente longo que permita obter informações significativas para estimar a concentração superficial no tempo necessário para se atingir a saturação que corresponde ao equilíbrio. Neste Trabalho foi considerado o tempo necessário para ocorrer o equilíbrio conforme indicações do Comitê 365 do ACI (ACI, 2000).

Os resultados obtidos com tais técnicas mostram um alto nível de correlação entre as concentrações de cloretos medidas na atmosfera, pelo método da vela úmida, com os resultados obtidos para a concentração superficial, resultando na Equação (4.6), (MEIRA et al, 2007):

$$C_{tot} = C_i + k_d \sqrt{D_{ac}} \quad \text{Equação (4.6)}$$

Onde os resultados de C_{tot} representam a relação entre a concentração de cloretos na atmosfera e a concentração superficial no concreto. Os resultados de C_{tot} representam a concentração média total de cloretos acumulados na superfície do concreto.

Neste Trabalho, diversos valores de C_{tot} foram obtidos a partir de valores dos K_d , para cimentos CP IV (especificado como cimento I) e CP II F (especificado como cimento II) e misturas de concreto C1 – C6 com seus respectivos consumos de cimento e fator a/c (Tabela 4.4).

Tabela 4.4. Valores de K_d (MEIRA et al, 2007)

Mistura de concreto	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Tipo de cimento	I	I	I	II	II	II
Consumo de cimento (kg/m ³)	320	356	406	320	356	406
Fator a/c	0,65	0,57	0,50	0,65	0,57	0,50
Valores de K_d	0,01123	0,0088	0,00795	0,01034	0,00745	0,0069

Com a finalidade de estimar o tempo inicial de corrosão das armaduras e a vida útil toma-se como referência, a mistura de concreto C4 e a Equação 4.11, desenvolvida para calcular a difusão iônica de cimentos com baixo teor de adição.

O cálculo da deposição acumulada de cloretos no dispositivo da vela úmida D_{ac} (Equação 4.24) foi calculado para o tempo de exposição igual a 10 anos para as estações localizadas a 7, 100, 160, 230 e 320 m, obtidos a partir do acúmulo de cloretos nos dispositivos de vela úmida.

$$D_{ac} = \frac{(D_{mc} \cdot d)}{1000} \quad \text{Equação (4.24)}$$

onde:

D_{ac} = Deposição acumulada de cloretos (g/m²);

D_{mc} = Deposição média de cloretos em vela úmida mensal (mg/(m².d));

d = Tempo equivalente a 30 dias;

Exemplo: para uma deposição média, $D_{mc} = 554,40$ (mg/m².d), $d = 30$ dias obtém-se uma deposição acumulada, D_{ac} , mensal em gramas:

$$D_{ac} = \frac{(554,40 \text{ mg} / \text{m}^2 \times 30 \text{ dias})}{1000} = 16,63 (\text{g} / \text{m}^2)$$

Para um período de exposição de 10 anos, tomando como referência a estação de coleta da névoa marinha à 7 m do mar obtém-se os valores de C_{tot} (Figura 4.10):

$$D_{ac} = 1995,84 (\text{g} / \text{m}^2)$$

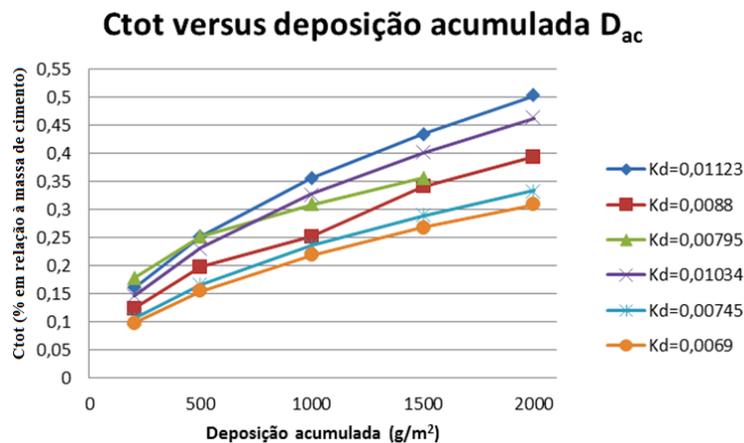


Figura 4.10. Relação entre os C_{tot} , K_d , para uma deposição acumulada de 1995,84 (g/m²).

A Figura 4.10 representa a relação entre os C_{tot} , K_d , para uma deposição acumulada de 1995,84 (g/m²), apresentadas nas Tabelas 4.6 a 4.11 para um período de exposição de 10 anos e para uma estação de coleta da névoa marinha a 7 m do mar.

Concentração crítica de cloretos

A correlação realizada neste trabalho levou em consideração apenas as deposições acumuladas obtidas na região metropolitana do Recife no local indicado anteriormente na Fig. 4.8 (PONTES, 2006). Os cloretos totais, C_{tot} ,

foram obtidos a partir da Equação 4.6. Foram considerados: concentração inicial de cloretos $C_i = 0$, seis concretos com cobrimentos $d = 30$ mm, sendo três confeccionados com cimento Portland CPIV e mais três confeccionados com cimento CP II F, fatores a/c iguais a: 0,5 – 0,57 e 0,65 respectivamente, com concentração crítica de cloretos igual a 0,3% em relação à massa de cimento. Verifica-se que, para concentrações superficiais de cloretos inferiores a 0,15 %, os efeitos sobre a corrosão da armadura são inócuos.

Coeficiente de difusão

O coeficiente de difusão varia em função de fatores como a porosidade do concreto e temperatura, ou seja, o fluxo de cloretos é controlado pela concentração de íons livres nos poros do concreto. O teor de cloretos livres na água dos poros do concreto aumenta com a elevação da temperatura, mas diminui em concretos produzidos com cimentos com altos teores de aluminatos tricálcico (C_3A) (MEIRA et al, 2007). Portanto, cimentos com baixos teores de aluminatos tricálcico possuem baixa capacidade de imobilizar os íons cloretos (Tabela 4.5).

Tabela 4.5. Quantidade de cloretos livres em relação aos teores de C_3A (RASHEEDUZZAFAR et al, 1990)

Teores de (C_3A)	Cloretos livres	Acréscimo do tempo para iniciar a
%	%	corrosão
2	86	Referência
9	58	1,75 vezes
11	51	1,93 vezes
14	33	2,45 vezes

O coeficiente de difusão pode ser determinado em função do fator água-cimento e da temperatura ambiente pela, Equação (4.11).

Para a região considerada, o valor médio da temperatura é de 25°C (MOREIRA et al, 2011). Para o caso de Recife (PE), as temperaturas ficam compreendidas no intervalo (20°C, 30°C) o que corresponde a valores do coeficiente de difusão variando conforme se encontra representado na Figura 4.11.

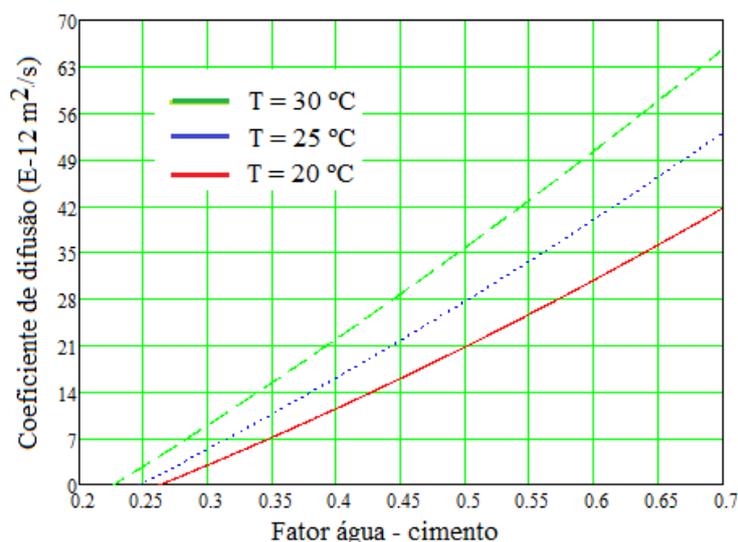


Figura 4.11. Coeficiente de difusão x temperatura x fator água-cimento

Tempo inicial de corrosão

Com as considerações anteriores podem ser obtidos valores mais realistas dos parâmetros que permitem obter de forma determinística, o tempo inicial de corrosão (OLIVEIRA et al, 2013). Para determinação do coeficiente de difusão foram considerados os fatores água-cimento das Tabelas 4.6 a 4.11 e temperatura média local 25 °C. A concentração máxima de cloretos na superfície (C_{tot}) foi calculada usando a Equação 4.6 resultando nos valores contidos nas Tabelas 4.6 a 4.11.

Tabela 4.6. Valores de C_{tot} para cimento C1 (CP IV), a/c = 0,65				Tabela 4.7. Valores de C_{tot} para cimento C2 (CP IV), a/c = 0,57			
Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}
7	1996	0,01123	0,502	7	1996	0,00880	0,393
100	1415	0,01123	0,422	100	1415	0,00880	0,331
160	522	0,01123	0,257	160	522	0,00880	0,201*
230	147	0,01123	0,136*	230	147	0,00880	0,107*
320	159	0,01123	0,141*	320	159	0,00880	0,111*

* Conduzem a efeitos inócuos sobre a corrosão

Tabela 4.8. Valores de C_{tot} para cimento C3 (CP IV), $a/c = 0,50$				Tabela 4.9. Valores de C_{tot} para cimento C4 (CPII F), $a/c = 0,65$			
Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}
7	1996	0,00795	0,355	7	1996	0,01034	0,462
100	1415	0,00795	0,299	100	1415	0,01034	0,389
160	522	0,00795	0,182*	160	522	0,01034	0,236
230	147	0,00795	0,096*	230	147	0,01034	0,125*
320	159	0,00795	0,100*	320	159	0,01034	0,130*

* Conduzem a efeitos inócuos sobre a corrosão

Tabela 4.10. Valores de C_{tot} para cimento C5 (CPII F), $a/c = 0,57$				Tabela 4.11. Valores de C_{tot} para cimento C6 (CPII F), $a/c = 0,50$			
Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}
7	1996	0,00745	0,333	7	1996	0,00690	0,308
100	1415	0,00745	0,280	100	1415	0,00690	0,260
160	522	0,00745	0,170*	160	522	0,00690	0,158
230	147	0,00745	0,090*	230	147	0,00690	0,084*
320	159	0,00745	0,094*	320	159	0,00690	0,087*

Os resultados do tempo inicial de corrosão das armaduras (Fig. 4.12), foram obtidos através da Equação 4.13. O cálculo da vida útil seguiu as recomendações do LIFE-365 que considera a vida útil como sendo a soma do tempo inicial de corrosão com o tempo da respectiva propagação. O LIFE 365 considera o tempo de propagação equivalente a 6 anos. Foi tomado como referência, a mistura de concreto C4 e a Equação 4.18, desenvolvida para calcular a difusão iônica de cimentos com baixo teor de adição (Tabela 4.12).

Tabela 4.12. Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, sendo $D = 46,3999 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{seg.}$, cimento C4 (CPII F), $a/c = 0,65$ para um pilar de seção 40 cm x 40 cm.

Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	T_{corr} (anos)	Vida útil (anos)
7	1996	0,01034	0,462	1,488	7,488
100	1415	0,01034	0,389	3,64	9,64
160	522	0,01034	0,236	2,558	8,584
230	147	0,01034	0,125*	-	-
320	159	0,01034	0,13*	-	-

* Conduzem a efeitos inócuos sobre a corrosão

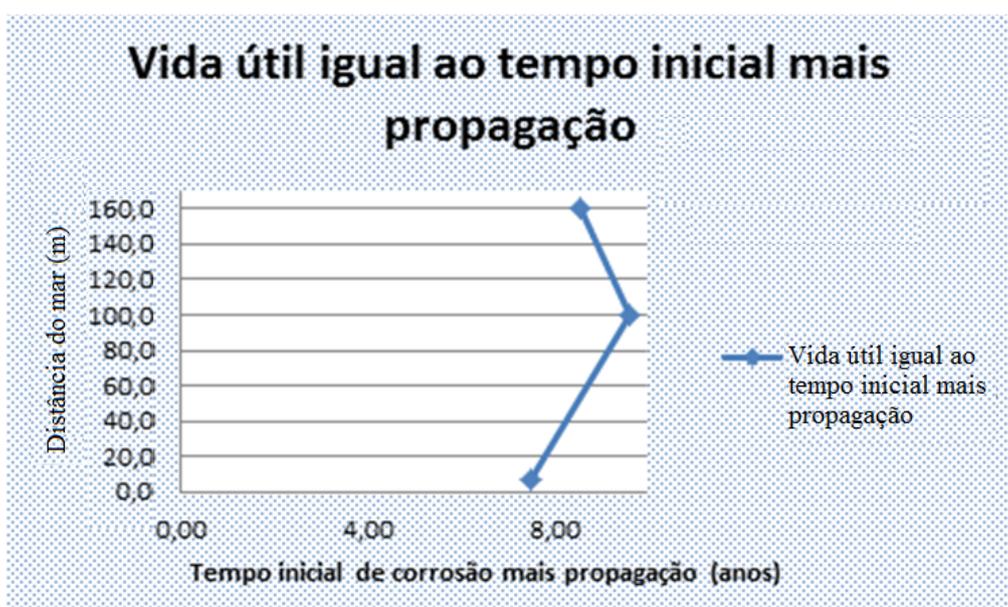


Figura 4.12. Tempo inicial (T_{corr}) de corrosão mais propagação de 6 anos para distâncias 7 m, 100 m e 160 m.

4.8 Considerações sobre o Capítulo 4 – Uma metodologia para determinação da vida útil para componentes de concreto armado submetida à ação de cloretos

Para o caso da corrosão devida à ação de cloretos foi apresentada uma metodologia para estimação probabilística da vida útil. Os parâmetros envolvidos são obtidos a partir dos dados de projeto e das condições ambientais. A concentração de cloretos na superfície do elemento de concreto é obtida através de equação que a relaciona com a concentração de cloretos na atmosfera onde a obra se encontra implantada e pelas características do concreto. A

concentração de cloretos na atmosfera é determinada pelo método da vela úmida. A estimativa do tempo inicial de corrosão foi efetuada considerando que a disseminação de cloretos no concreto satisfaz à segunda lei de Fick.

CAPÍTULO 5 – Análise comparativa da vida útil de serviço do concreto armado com adições de microssilica e metacaulim, atacado por íons cloretos ou dióxido de carbono.

A vida útil de serviço de uma estrutura de concreto é alcançada, quando os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar, assim como, fissuração do concreto por ataque químico ou manchas, devidas à corrosão das armaduras. O planejamento da vida útil depende do entendimento do comportamento dos agentes agressivos no concreto. Por meio de simulação e através de análise da variação do fator a/c , cobertura, dosagem do concreto e adições minerais é possível obter resultados que contribuem para um incremento da vida útil. A determinação do tempo inicial da corrosão devido à ação de íons cloretos foi calculada tomando como base o meio ambiente marinho por meio da acumulação de cloretos da névoa em vela úmida, da correlação com a concentração medida na atmosfera e na superfície do elemento de concreto, através de difusão iônica e do uso de métodos determinísticos.

5.1 Introdução

Quando uma estrutura de concreto armado fica exposta à ação agressiva de íons cloretos, estes penetram com certa facilidade pelos poros existentes na região próxima da superfície, compreendendo alguns milímetros. Durante os primeiros anos, haverá um aumento da concentração superficial de cloretos, depois, a camada superficial poderá carbonatar e ficar sujeita aos ciclos de molhagem e secagem, resultando em uma mudança no mecanismo de penetração de cloretos. Após a saturação da região superficial do componente de concreto, os íons cloretos penetram o concreto por difusão, podendo penetrar alguns centímetros e, após algum tempo alcançar a superfície da armadura, proporcionando a sua despassivação, após exceder uma concentração crítica de cloretos. Uma diminuição do coeficiente de difusão poderá ocorrer ao longo do tempo, devido à hidratação do cimento e aos cloretos que já tenham penetrado.

Inicialmente, o estudo foi conduzido em concretos com diferentes dosagens com a finalidade de avaliar a ação dos íons cloreto. Foram considerados várias relações água/cimento, misturas de cimento Portland comum e adição de microsilica em diversas proporções. A diminuição da porosidade através de

adições minerais reduz o transporte de agentes agressivos garantindo maior vida útil para os componentes estruturais.

Neste trabalho também foi efetuado uma análise da simulação da penetração do CO₂ em uma estrutura de concreto, levando em consideração variáveis como: cobrimento da armadura e diferentes adições minerais na mistura para um determinado fator (a/c) e vida útil de projeto. A estimativa da vida útil de estruturas de concreto armado depende de fatores como a qualidade do projeto, nível de execução da obra, da composição do concreto, das condições ambientais às quais a estrutura estiver exposta, das condições de uso e do plano de manutenção executado. Uma metodologia para a previsão da vida útil de materiais de construção e componentes inclui a identificação, informação desejada, desenvolvimento de ensaios, interpretação de dados e o relatório de resultados. Na Fig. 5.1 está apresentado o histórico do desempenho de uma obra, levando em conta intervenções efetuadas.

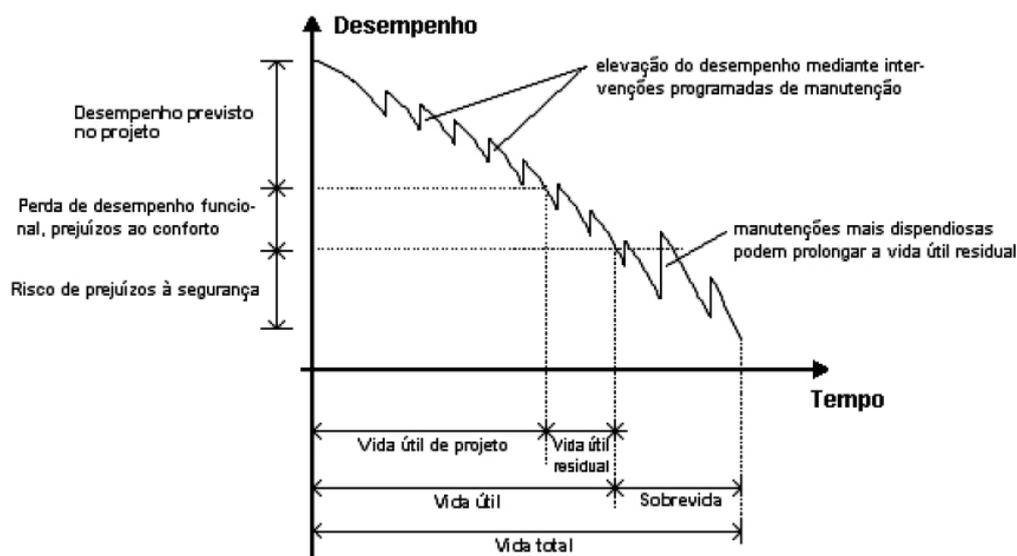


Figura 5.1. Variação do desempenho de uma estrutura com o tempo (NBR PROJETO 02:136.01-001/1, 2005).

Na região metropolitana do Recife, há a prática atual do uso de pozolanas em concreto, com o propósito de reduzir ou evitar possíveis efeitos de reação álcali-agregados. Esta diretriz passou a ser recomendada por órgãos representativos do setor produtivo, como resultado da constatação de grande quantidade de casos de manifestações patológicas atribuídas a efeitos de reação álcali-

agregados em elementos de concreto armado, especialmente na região enterrada (fundações e pescoços de pilares) (ALVES, 2008).

O uso de metacaulim ou microsilica, independentemente deste fenômeno, tem consequências benéficas sobre a durabilidade do concreto armado, pois são eficientes na prevenção da penetração de íons cloreto.

Certos tipos de concreto com adições de metacaulim não são tão eficientes no que se refere à sua proteção da armadura quanto à carbonatação, mesmo quando comparados com concretos convencionais. Concretos com adições de microsilica na mistura reduzem o coeficiente de carbonatação (GUTIÉRREZ, 2009). Neste capítulo, foi analisada a influência do uso da microsilica e do metacaulim, sobre a vida útil de componentes estruturais de concreto armado.

5.2 Corrosão da armadura pela ação de cloretos

A concentração superficial de íons aumenta após os primeiros anos, tende a ficar constante proporcionando um decréscimo do coeficiente de difusão. O início do mecanismo de corrosão corresponde ao momento em que ocorre despassivação das armaduras, ou seja, quando a ação dos cloretos ultrapassam determinada concentração crítica (TREJO et al, 2003), (GJØRV, 2009). Quando a armadura é alcançada e conseqüentemente despassivada, a capacidade da armadura resistir aos íons cloretos será severamente reduzida. Fissuras e manchas resultantes da oxidação surgirão. Portanto, dependendo da resistência à compressão do concreto, da sua porosidade, da espessura do revestimento em um meio ambiente marinho, a penetração de cloretos poderá levar muitos anos, para atingir a armadura.

5.2.1 Uso da Segunda Lei de Fick

A Segunda Lei de Fick relaciona a concentração de íons cloretos na profundidade (x) ao longo do tempo, sendo representada pela Equação 2.15. As

etapas iniciais de corrosão são as seguintes Figura 5.2, Thoft-Christensen, (2002); Crank, (1975); Thoft-Christensen, (2000):

1. Penetração dos cloretos no concreto;
2. Início da corrosão da armadura;
3. Evolução da corrosão da armadura;
4. fissuração inicial do concreto;
5. Evolução das fissuras do concreto;
6. Lascamento.

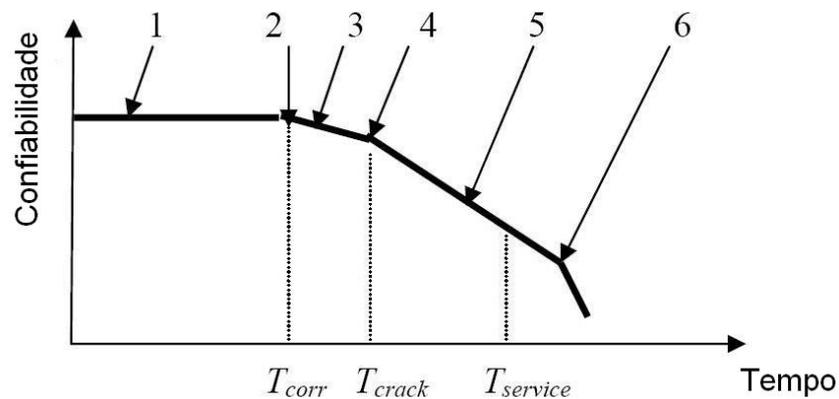


Figura 5.2. Etapas da deterioração

Inicialmente a absorção tem um efeito significativo no ingresso de cloretos na superfície do concreto, conduzindo a um acúmulo de cloretos nesta camada. Porém, ao longo do tempo, a difusão é considerada como sendo o principal mecanismo de transporte. Apenas os cloretos livres são importantes para a determinação do coeficiente de difusão (THOFT-CHRISTENSEN, 2002).

5.2.2 Difusão

É o fenômeno de transporte de materiais por mobilidade atômica.

5.2.2.1 Coeficiente de difusão

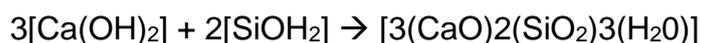
O coeficiente de difusão de íons cloreto para o cimento Portland pode ser determinado pela Equação (4.11), usando os parâmetros: temperatura ambiente (T), definida pela posição geográfica em questão e fator água/cimento.

5.3 Adições

“Materiais insolúveis finamente moídos de fontes naturais ou de alguns subprodutos industriais são chamados adições minerais” (MEHTA & MONTEIRO, 2008). Além da ação física, atuando como material de enchimento (filler) nos concretos e argamassas, aumentando a densidade e homogeneidade na região entre os agregados e a pasta de cimento, as adições minerais, também possuem uma ação química. A importância técnica do uso de cimentos com adições minerais em sua composição resulta de três aspectos importantes da reação pozolânica (MEHTA & MONTEIRO, 2008):

1. A reação é lenta resultando em menos liberação de calor e desenvolvimento lento da resistência;
2. A reação proporciona uma resistência maior frente a ambientes ácidos;
3. Os produtos da reação pozolânica são muito eficientes em preencher espaços capilares, proporcionando uma melhor resistência e impermeabilidade.

Considera-se que todas as reações pozolânicas são reações da cal com materiais siliciosos. As pozolanas reagem com o $Ca(OH)_2$ (hidróxido de cálcio) produzindo novos compostos cimentícios resistentes, como o: C-S-H (silicato de cálcio hidratado) , (EDWIN, 2011), segundo a reação:



Como consequência da reação química devido ao acréscimo de material pozolânico na mistura, o pH na pasta de cimento é reduzido (VIEIRA, 2005). A diminuição da porosidade através de adições minerais na mistura do concreto reduz o coeficiente de difusão de íons cloreto, dificultando a sua penetração e garantindo maior vida útil para os componentes estruturais.

5.3.1 Efeito das adições no transporte de íons cloreto

A presença de íons cloretos ocorre devido à atmosfera marinha, ambiente industrial ou de aditivos utilizados no concreto (CARNEIRO et al, 2011). Os mecanismos de transporte que conduzem ao movimento e concentração iônica dos cloretos no concreto são: absorção capilar, difusão iônica, convecção e permeabilidade sob pressão. O ataque dos íons cloretos pode ser reduzido devido à redução de poros no interior do concreto, proporcionada pelo efeito de adições minerais ou aditivos. Os mecanismos de transporte diminuem, dificultando o ataque destes íons à armadura. Geralmente os concretos com adições minerais têm uma menor absorção capilar e uma maior resistência a penetração de íons cloretos em comparação com misturas de concretos de cimentos Portland sem adição (GUTIÉRREZ et al, 2009).

5.4 Análise da vida útil de estruturas de concreto armado com adição de microssílica ou metacaulim

5.4.1 Efeito da microssílica no concreto

A microssílica é um subproduto da indústria de ligas ferrosas e produzida em fornos a arco elétrico. Até bem pouco tempo atrás, a microssílica era considerada como sendo refugo, porém, nos últimos anos tem-se constatado que suas propriedades são favoráveis no emprego do concreto. As partículas de microssílica são cerca de 100 vezes menores que os grãos de cimento Portland, preenchendo, portanto, o espaço disponível para água, tornando a pasta de cimento mais densa (ALVES et al, 1994). O material é altamente pozolânico, ou seja, silicoso ou sílico-aluminoso possui pouca ou nenhuma propriedade cimentante, mas que na presença de umidade reage com o hidróxido de cálcio a temperaturas ambientes para formar compostos com propriedades cimentantes (MEHTA & MONTEIRO, 2008). É considerado de difícil manuseio e aumenta muito a necessidade de água no concreto devido a sua elevada superfície específica (PIAZZA, 2011), a menos que aditivos redutores de água sejam usados.

A microssílica proporciona maior resistência à penetração de cloretos e demais agentes agressivos no interior da pasta de cimento (BIOUBAKHSH, 2011). As suas características físico-químicas proporcionam uma alta reatividade com os produtos de hidratação do cimento formando compostos hidratados mais homogêneos, em especial, o efeito físico proporciona um melhor empacotamento das partículas de cimento (Figuras. 5.3a e b) (MENDES, 2002). Resulta em uma pasta mais densa e homogênea, diminuindo o efeito parede, ou seja, diminuição de fina película de água sob a superfície inferior dos grãos dos agregados, principalmente nos graúdos da zona de transição entre o agregado e a matriz de cimento, proporcionando um ganho na resistência do concreto. Foram consideradas substituições dos cimentos no concreto pela introdução da microssílica em: 5, 10 e 15%.

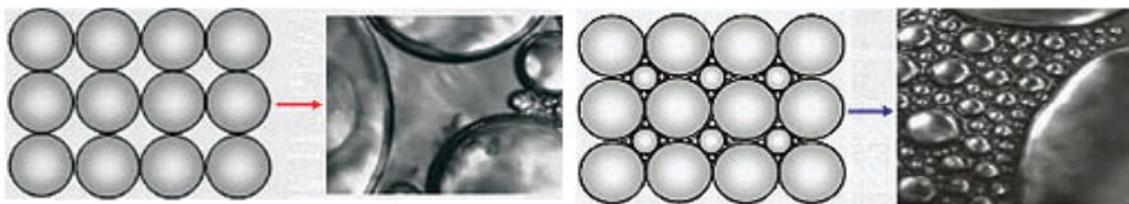


Figura 5.3a. Falha de empacotamento

Figura 5.3b. Empacotamento adequado (VARGAS, 2012)

(BIOUBAKHSH, 2011) considera a microssílica como sendo a adição mineral que proporciona a maior resistência à penetração de cloretos, pois suas características físico-químicas proporcionam uma alta reatividade com os produtos de hidratação do cimento e um melhor empacotamento das partículas de cimento (MENDES, 2002).

5.4.2 Aplicação numérica e análise dos resultados

Foi realizada uma análise da vida útil de serviço de um pilar de concreto armado de seção quadrada em ambiente marinho. Os parâmetros que caracterizam o nível de exposição à ação de cloretos podem ser estimados de acordo com o local onde a obra estiver implantada. Considera-se que a concentração de íons cloretos na superfície atinja um nível de saturação, mantendo-se constante daí por diante.

Local da obra: situada a 200 m da linha de maré

Componente: pilar de seção quadrada

Seção transversal: 40 cm x 40 cm

Cobrimento das armaduras: 3 cm

Altura do pilar: 3 m

Concentração máxima na superfície (% em peso de concreto) = 0,6

Concentração crítica de cloretos em relação à massa de concreto = 0,05%

Tempo para alcançar a máxima concentração superficial: 15 anos.

Temperatura média anual

As temperaturas médias mensais foram consideradas de acordo com a Tabela 5.1, (BBC HOME WEATHER, 2011), (NBR 15575-1, 2013) e Figura 5.4.

Tabela 5.1 - Temperaturas médias (BBC HOME WEATHER, 2011)	
Mês	Temperatura °C
Janeiro	27.75
Fevereiro	27.5
Março	27.25
Abril	27.0
Maio	26.0
Junho	25.5
Julho	24.5
Agosto	24.5
Setembro	25.5
Outubro	26.5
Novembro	26.75
Dezembro	27.0

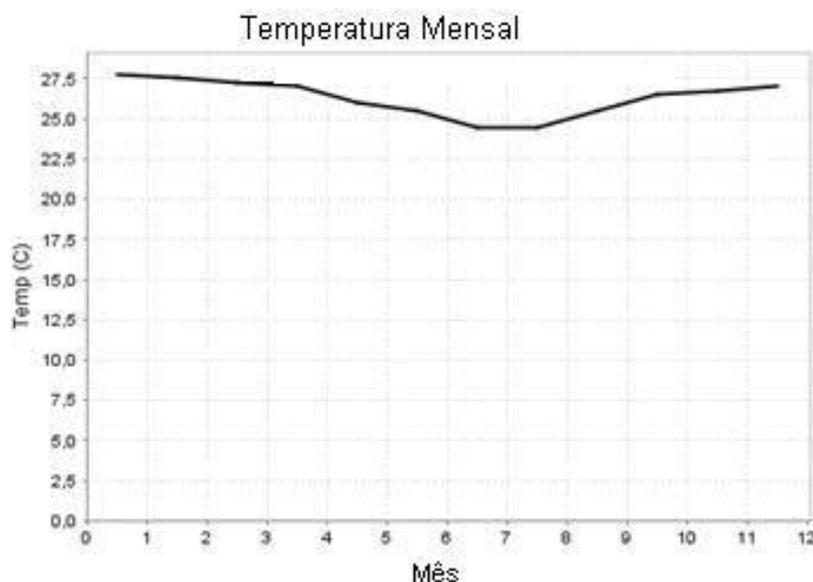


Figura 5.4. Temperaturas médias (BBC HOME WEATHER, 2011), (NBR 15575-1, 2013)

A partir da Tabela 4.6 (sem adição mineral), Capítulo 4, obteve-se as Tabela 5.2 com os resultados dos tempos iniciais de corrosão. A partir da Tabela 5.2, pôde-se obter as Tabelas 5.3, 5.4 e 5.5 com os resultados dos tempos iniciais de corrosão, resultantes da Equação 2.15, fator $a/c = 0,65$, temperatura 25°C , concentração máxima de cloretos na superfície (C_{tot}) calculada usando a Equação 4.6, variação do coeficiente de difusão iônica aos 28 dias (D_{28}) usando a Equação 4.16, com teores de microssílica, nas proporções: 0, 5, 10, 12,5 e 15%. Foi considerada a vida útil do elemento estrutural de concreto armado igual ao tempo inicial mais sua propagação igual a 6 anos adotada no programa LIFE-365, Figura 5.5 .

Tabela 5.2 – Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, sendo $D = 46,3999 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{seg.}$ cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$

Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Teor de microssílica %	T_{corr} (anos)	Vida útil (anos)
7	1996	0,01123	0,502	0	1,10	7,100
90	1415	0,01123	0,422	0	2,24	8,240
160	522	0,01123	0,257	0	6,89	12,890
240	147	0,01123	0,136*	0	-	-
320	159	0,01123	0,141*	0	-	-

Tabela 5.3. Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$ e diversos teores de microssílica

Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Coef. de difusão $D_{28} \text{ m}^2/\text{ano}$	Teor de microssílica %	T_{corr} (anos)	Vida útil (anos)
7	1996	0,01123	0,502	$1,463 \times 10^{-3}$	0	1,104	7,104
7	1996	0,01123	0,502	$6,412 \times 10^{-4}$	5	2,519	8,519
7	1996	0,01123	0,502	$2,81 \times 10^{-4}$	10	5,747	11,747
7	1996	0,01123	0,502	$1,86 \times 10^{-4}$	12,5	8,682	14,682
7	1996	0,01123	0,502	$1,232 \times 10^{-4}$	15	13,115	19,115

Tabela 5.4. Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$ e diversos teores de microssílica

Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Coef. de difusão $D_{28} \text{ m}^2/\text{ano}$	Teor de microssílica %	T_{corr} (anos)	Vida útil (anos)
90	1415	0,01123	0,422	$1,463 \times 10^{-3}$	0	2,239	8,239
90	1415	0,01123	0,422	$6,412 \times 10^{-4}$	5	5,108	11,108
90	1415	0,01123	0,422	$2,81 \times 10^{-4}$	10	11,656	17,656
90	1415	0,01123	0,422	$1,86 \times 10^{-4}$	12,5	17,608	23,608
90	1415	0,01123	0,422	$1,232 \times 10^{-4}$	15	26,598	32,598

Tabela 5.5. Tempo inicial de corrosão e vida útil estimada, cimento C1 (CP IV), $a/c = 0,65$ e diversos teores de microssilica

Distância (m)	D_{ac} (g/m ²)	K_d	C_{tot}	Coef. de difusão D_{28} m ² /ano	Teor de microssilica %	T_{corr} (anos)	Vida útil (anos)
160	522	0,01123	0,257	$1,463 \times 10^{-3}$	0	6,891	12,891
160	522	0,01123	0,257	$6,412 \times 10^{-4}$	5	15,724	21,724
160	522	0,01123	0,257	$2,81 \times 10^{-4}$	10	35,88	41,88
160	522	0,01123	0,257	$1,86 \times 10^{-4}$	12,5	54,199	60,199
160	522	0,01123	0,257	$1,232 \times 10^{-4}$	15	81,873	87,873

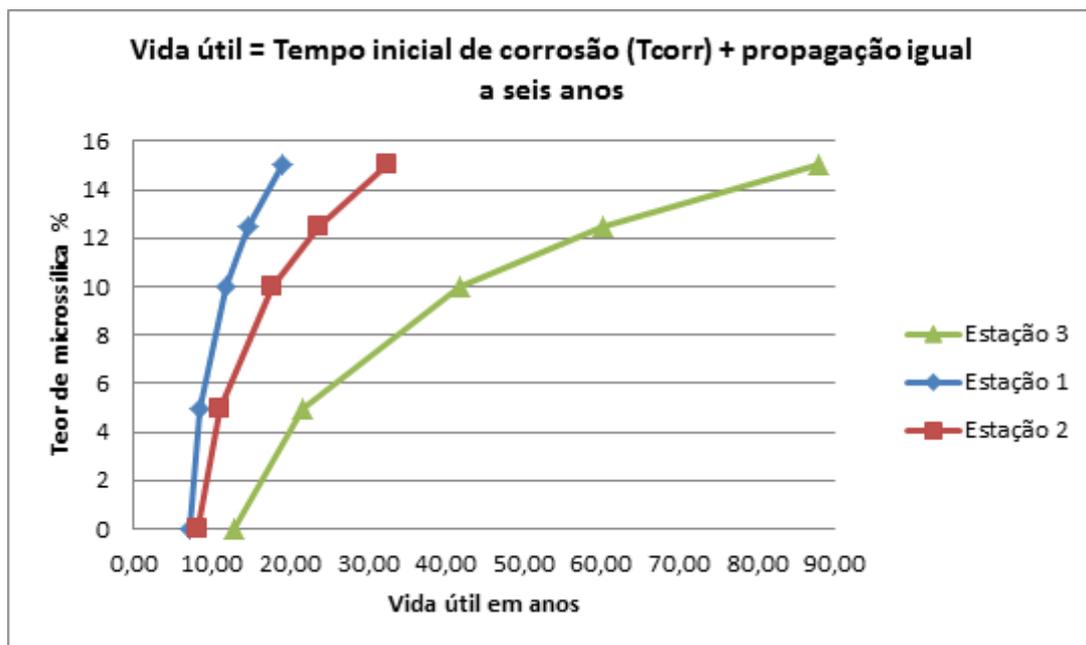


Figura 5.5. Vida útil de serviço para valores do fator $a/c = 0,65$ e teores de microssilica entre 0 a 15%.

Os tempos iniciais de corrosão aumentam com a redução do fator água-cimento e com maiores teores de microssilica na mistura. Maiores ganhos no tempo inicial de corrosão e na vida útil em serviço com a adição de microssilica são obtidos para fatores água-cimento mais baixos. O coeficiente de difusão é reduzido com o acréscimo do teor de microssilica.

5.5 Efeito do metacaulim no concreto armado

A ação de certos tipos de metacaulim na matriz cimentícia proporciona maior durabilidade frente a deterioração das armaduras, melhora a resistência à compressão e a tração (CARMO et al, 2008). Nos ensaios comparativos de absorção total, realizados por (GUTIÉRREZ et al, 2009), com base na norma ASTM C642 entre concretos comuns, com adições de microsilica e metacaulim em corpos de prova curados nas idades 28, 90 e 360, houve uma diminuição na absorção total de água e na porosidade dos concretos, com destaque para o metacaulim.

5.5.1 Vantagens do uso de metacaulim no cimento Portland comum, frente à carbonatação

(EGUCHI et al, 2013) observou que a resistência à carbonatação é baixa nos concretos com certas misturas de metacaulim, quando comparados com concretos de cimento Portland comum. Porém, ao selecionar uma proporção ótima na mistura de concretos com metacaulim, percebeu que a profundidade de carbonatação reduziu para menos de 1 mm, mesmo quando expostos a um ambiente marinho por um período de 3 anos.

A carbonatação nos corpos de prova proporciona um ganho na resistência à compressão, tanto nos concretos de cimento Portland comum, quanto nos concretos com adição de metacaulim. (GUTIÉRREZ et al, 2009) em seu experimento observou que, devido a colmatação dos poros superficiais e, conseqüentemente a uma maior compacidade, os concretos de cimento Portland carbonatados com adições de metacaulim apresentaram um incremento na resistência em 31%, os concretos de cimento Portland comum tiveram um ganho da ordem de 35%.

5.5.2 Vantagens do uso do metacaulim no cimento Portland comum, frente aos íons cloretos

(EGUCHI et al, 2013), em seu experimento com concretos expostos em zona de maré ou submersos em ambiente marinho, observou que no caso de concretos com adição de metacaulim, o total de íons cloretos próximo à superfície foi menor, quando comparados com o concreto comum. Percebeu também, que o coeficiente de difusão aparente de todos os tipos de concreto com metacaulim em sua mistura foi menor quando comparados com o concreto de cimento Portland comum, ou seja, comportamento das diversas misturas com metacaulim em termos de coeficiente de difusão foram semelhantes nos concretos submetidos a um período de exposição de 3 anos em zona de maré ou submersos.

(GUTIÉRREZ et al, 2009) em seu experimento, verificou que a carga elétrica transferida para o concreto de cimento Portland comum foi da ordem de 832 C para corpos de prova com 90 dias de cura. A microssílica demonstrou a carga mais baixa 130 C, dificultando a passagem de íons cloreto. Os corpos de prova com adições apresentaram valores menores devido a modificação micro estrutural da pasta de cimento hidratada como consequência da reação pozolânica tornando-as menos permeáveis. Conclui-se portanto, que as adições, minerais microssílica e metacaulim, são eficientes na prevenção da penetração de íons cloretos.

5.5.3 Comparação entre a microssílica e o metacaulim para um mesmo fator a/c e diferentes teores dessas pozolanas

Com a finalidade de avaliar qual das duas pozolanas proporcionam melhores reduções no coeficiente de difusão de íons cloretos, dificultando o início da corrosão, foram realizadas simulações através de testes numéricos com o metacaulim e a microssílica, para um mesmo fator a/c e diversos teores dessas pozolanas, a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.

As Tabelas 5.6 a, 5.6 b e 5.6 c, apresentam os parâmetros: C_s , percentuais de metacaulim altamente reativos e fator $a/c = 0,30$, coeficientes de difusão (D), para diferentes idades obtidos de (BODDY et al, 2001), concentração crítica adotada $C_{Cr} = 0,3\%$, concentração inicial de cloretos $C_i = 0$ e resultados dos tempos iniciais de corrosão e propagação obtidos a partir de testes numéricos.

Também, foram realizados testes numéricos, cujos resultados dos tempos iniciais de corrosão e propagação (Tabelas 5.7 a, 5.7 b e 5.7 c) foram calculados a partir dos parâmetros: C_s , percentuais de microssílica, fator $a/c = 0,30$, temperatura = 25 °C para diferentes idades obtidos de (BODDY et al, 2001, p. 5), idênticos aos da Tabela 5.6 (a),(b) e (c), a fim de comparar as duas adições minerais. A concentração crítica adotada $C_{Cr} = 0,3\%$ e a concentração inicial de cloretos adota $C_i = 0$. As Figuras 5.7 a, 5.7 b e 5.7 c representam os resultados comparativos entre as duas adições. Os cálculos dos coeficientes de difusão para as Tabelas 5.7 a, 5.7 b e 5.7 c, foram efetuados a partir das Equações 4.15, 4.13 e 4.16 (Capítulo 4), respectivamente.

Tabela 5.6 a. Resultados das simulações matemáticas feitas com o metacaulim a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.

	$C_{Cr}=0,30$, $a/c =0,30$, 28 dias, (D) medido				Tempo inicial de corrosão mais tempo de Propagação = 6 anos
Teor de metacaulim %	C_s	D_{28} m²/ seg.	T_{corr}		
0	0,42	9,6000E-12	11,09		17,09
8	0,52	3,7000E-12	12,391		18,391
12	0,5	2,9000E-12	17,893		23,893

Tabela 5.7 a. Resultados das simulações matemáticas feitas com a microssílica a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e suas propagações.

	$C_{cr}=0,30$, $a/c =0,30$, 28 dias, D estimado			Tempo inicial de corrosão mais tempo de Propagação = 6 anos
Teor de microssílica %	C_s	D_{28} m ² / seg.	T_{corr}	
0	0,42	9,6000E-12	11,090	17,090
8	0,52	2,5640E-12	17,881	23,881
12	0,5	1,3250E-12	39,162	45,162

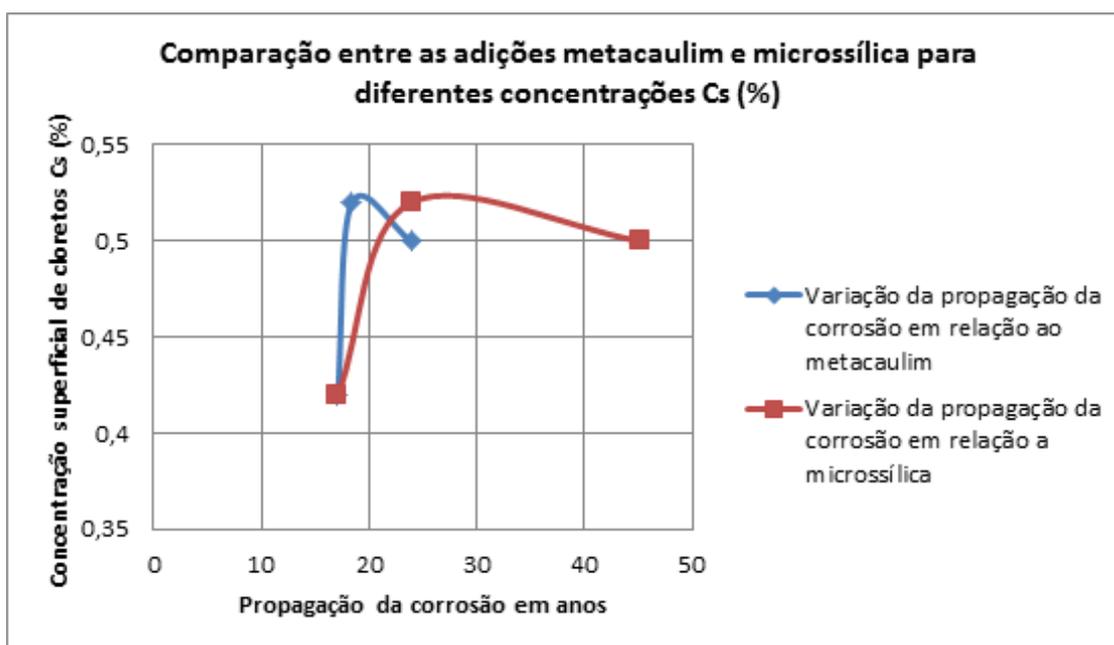


Figura 5.6 a. Representa os resultados comparativos entre o metacaulim e a microssílica para os teores 0 %, 8 % e 12 %.

Tabela 5.6 b. Resultados das simulações matemáticas feitas com o metacaulim a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e suas propagações.

	$C_{cr}=0,30$, $a/c =0,30$, 90 dias, D medido			Tempo inicial de corrosão mais tempo de Propagação = 6 anos
Teor de metacaulim %	C_s	D_{90} m ² / seg.	T_{corr}	
0	0,44	5,9000E-12	14,389	20,389
8	0,49	2,9000E-12	19,152	25,152
12	0,48	2,7000E-12	22,122	28,122

Tabela 5.7 b. Resultados das simulações matemáticas feitas com o microsilica a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.

	$C_{cr}=0,30$, $a/c =0,30$, 90 dias, D estimado			Tempo inicial de corrosão mais tempo de Propagação = 6 anos
Teor de microsilica %	C_s	D_{90} m ² / seg.	T_{corr}	
0	0,44	5,9000E-12	14,389	20,389
8	0,49	1,5760E-12	35,241	41,241
12	0,48	8,1460E-13	73,323	79,323

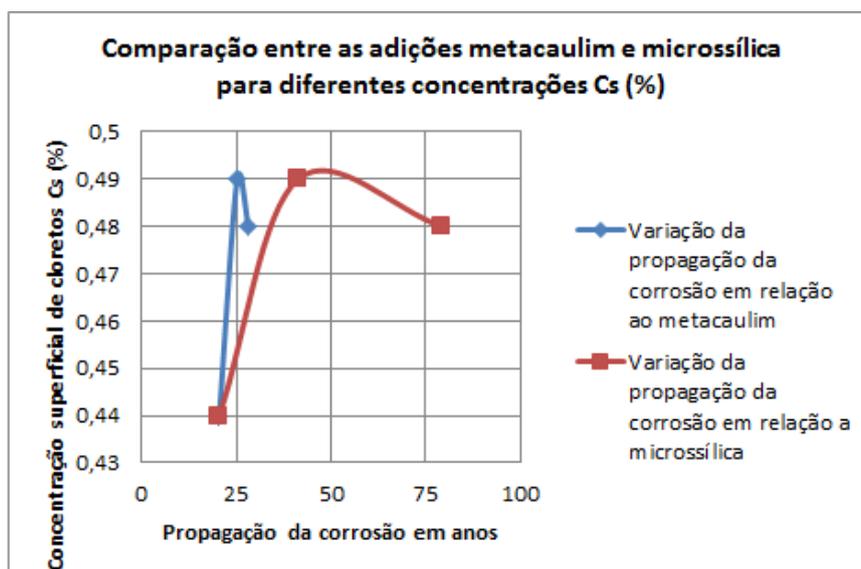


Figura 5.6 b. Representa os resultados comparativos entre o metacaulim e a microsilica para os teores 0 %, 8 % e 12 %.

Tabela 5.6 c. Resultados das simulações matemáticas feitas com o metacaulim a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.

	$C_{cr}=0,30$, $a/c =0,30$, 1095 dias, D medido			Tempo inicial de corrosão mais tempo de Propagação = 6 anos
Teor de metacaulim %	C_s	$D_{1095} \text{ m}^2/\text{seg.}$	T_{corr}	
0	0,52	3,4000E-12	13,485	19,485
8	0,76	8,0000E-13	24,626	30,626
12	0,69	5,0000E-13	46,784	52,784

Tabela 5.7 c. Resultados das simulações matemáticas feitas com o microssilica a fim de se obter os tempos iniciais de corrosão e as suas propagações.

	$C_{cr}=0,30$, $a/c =0,30$, 1095 dias, D estimado			Tempo inicial de corrosão mais tempo de Propagação = 6 anos
Teor de microssilica %	C_s	$D_{1095} \text{ m}^2/\text{seg.}$	T_{corr}	
0	0,52	3,4000E-12	13,485	19,485
8	0,76	9,0830E-13	21,690	27,690
12	0,69	4,6940E-13	49,834	55,834

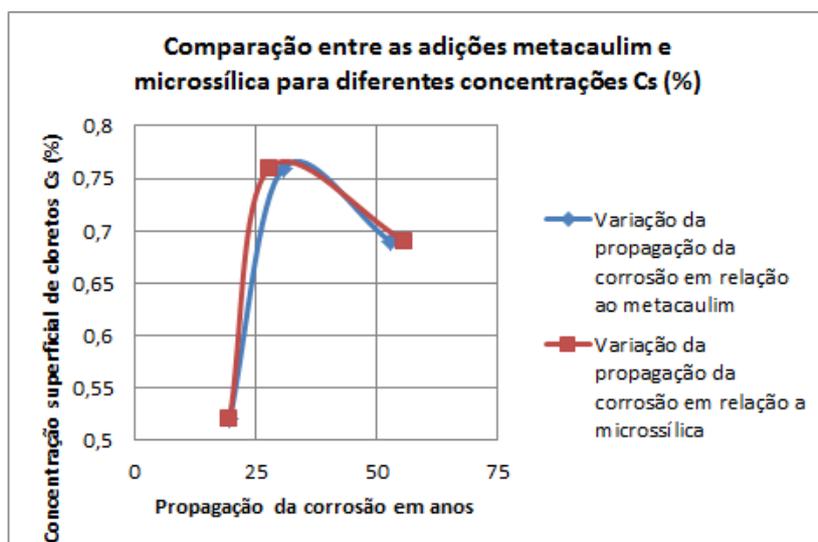


Figura 5.6 c. Representa os resultados comparativos entre o metacaulim e a microssilica para os teores 0 %, 8 % e 12 %.

5.6 Influência das adições minerais na penetração de CO₂

Pretendeu-se verificar se a profundidade de carbonatação para uma laje de ponte, com cobrimento nominal (X_d) de 3,5 cm, recomendado pela NBR 6118:2007, e classe de risco 3 poderia ser atingida para uma vida útil de projeto de 50 anos, utilizando coeficientes de carbonatação em ensaio acelerado dos experimentos realizados por (GUTIÉRREZ et al, 2009), com cimento Portland comum e com o emprego de pozolanas à temperatura 30°C, umidade relativa 70% e 2,25% de CO₂ em volume para ensaio acelerado de carbonatação, totalizando seis misturas. Nesta simulação da profundidade de carbonatação, Figura (5.9), o consumo de cimento foi de 475 kg de cimento/m³ e relação água/cimento 0,4:

Mistura 1 - Cimento Portland comum (CPC);

Mistura 2 – com adição de 10% de metacaulim, proveniente do mercado americano;

Mistura 3 – com adição de 10% de metacaulim, proveniente do mercado europeu;

Mistura 4 – com adição de 10% de metacaulim contendo 97% de caulinita;

Mistura 5 – com adição de 10% de metacaulim contendo 48% de caulinita e 48% de quartzo;

Mistura 6 – com adição de 10% de microssílica.

Para efeito comparativo, vale lembrar que na natureza a concentração de CO₂ em média é de 0,035% em volume. A relação entre os resultados de ensaios acelerados e naturais de carbonatação podem ser expressos pela Equação. (5.1), (CASTRO et al, 2004).

$$\frac{K_c}{K_n} = \sqrt{\frac{C}{N}} \quad \text{Equação (5.1)}$$

onde:

K_c - Coeficiente de carbonatação no ensaio acelerado

K_n - Coeficiente de carbonatação na natureza

C - Concentração de CO₂ no ensaio acelerado

N - Concentração de CO₂ no meio ambiente.

Os coeficientes de carbonatação K_n calculados por meio da Equação (5.1), referentes as seis misturas supracitadas estão apresentados na Tabela 5.8. Diversos autores afirmam que os valores calculados através da Equação (5.1), são mais altos do que os obtidos em condições atmosféricas normais.

Tabela 5.8 – Coeficiente de carbonatação calculada K_n (mm/ano) (GUTIÉRREZ et al, 2009)

Dosagens de concreto	Tempo de cura 28
Mistura 1	2,79
Mistura 2	2,67
Mistura 3	4,69
Mistura 4	2,21
Mistura 5	4,00
Mistura 6	1,30

Para o cálculo da profundidade de carbonatação, foi utilizada a Equação (2.8).

$$X = K_c \times \sqrt{t} \quad \text{Equação (2.8)}$$

onde:

X - Profundidade de carbonatação em (mm);

K_c - Coeficiente de carbonatação (mm/ano) ou coeficiente de difusão do CO_2 ;

t - Tempo de exposição (ano).

Nesta etapa foram realizadas simulações da ação do CO_2 no concreto utilizando o software Mathcad 14. Substituindo o K_c pelo K_n na Equação 2.9 obtêm-se o gráfico, Figura (5.7) onde se pode observar o comportamento da carbonatação no concreto armado com diferentes dosagens. Nota-se que o cobrimento nominal (X_d) de 3,5 cm, para uma laje de ponte, por exemplo, recomendado pela NBR 6118:2007, para uma classe de risco 3 não foi atingido para uma vida útil de projeto de 50 anos, em nenhuma situação. O melhor resultado foi para a

mistura com microssilica (SA), com profundidade de carbonatação $\cong 9$ mm, e o pior resultado para a mistura 3, com profundidade de carbonatação $\cong 33$ mm.

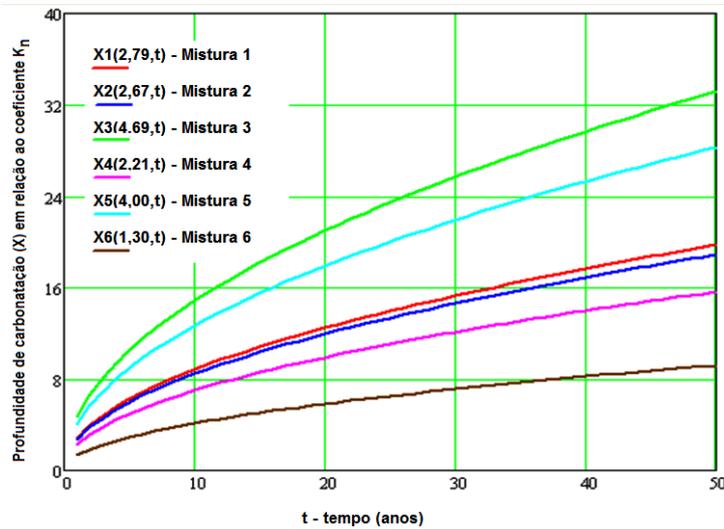


Figura 5.7. Valores das profundidades de carbonatação ao longo do tempo

Considerações sobre a simulação realizada no item 5.6

Os resultados de todas as simulações efetuadas com adição de microssilica demonstram que nas diferentes situações de exposição proporciona uma importante contribuição na durabilidade dos componentes estruturais. No entanto para o caso de metacaulim, teve comportamento análogo em relação à ação de cloretos, mas em relação à carbonatação, a sua eficiência depende da sua composição química. Constatou-se que o cobrimento nominal (X_d) de 3,5 cm para uma laje de ponte, recomendado pela NBR 6118:2007, classe de risco 3, vida útil de projeto de 50 anos e submetido à ação do CO_2 , resistiu à penetração do dióxido de carbono.

5.7 Considerações finais sobre as adições minerais microssilica e metacaulim

Inicialmente, a determinação do tempo inicial da corrosão devido à ação de íons cloretos foi calculada por meio da acumulação de cloretos da névoa em vela úmida, da correlação entre este último e os cloretos na superfície do elemento

de concreto, através de difusão iônica e do uso de métodos determinísticos com diversos teores de microssílica. Posteriormente, foi realizada uma abordagem dos tempos iniciais de corrosão usando dados de (BODDY et al, 2001) a fim de comparar o desempenho das duas adições, e pôde-se confirmar que a microssílica é a adição que proporciona a maior resistência à penetração de cloretos (BIOUBAKHSH, 2011), conferindo aos componentes estruturais um incremento na vida útil de serviço. Pôde-se observar que adições de metacaulim adequadamente utilizadas ou de microssílica, reduzem o coeficiente de difusão de CO₂, impedindo que o início da corrosão aconteça. Foram considerados para o experimento com CO₂, cobrimento de 3,5 cm, fator a/c = 0,55 e vida útil de projeto de 50 anos.

CAPÍTULO 6 – Estimação probabilística da vida útil de componentes estruturais submetidas à carbonatação

O dióxido de carbono presente na atmosfera ao penetrar através dos microporos do concreto atinge lenta e gradativamente pequenas profundidades medidas a partir da superfície. A frente de carbonatação então formada, dependendo da capa de cobertura poderá atingir o nível da armadura. A massa de concreto carbonatada reduz o pH do valor original situado entre 12,7 a 13,8 para valores situados entre 8 e 9. Diante das novas condições resultantes da redução do pH, o filme que envolve a armadura será atingido e as barras despassivadas. Diferentemente do que ocorre com a ação de íons cloretos onde a oxidação se dá por pites, ou seja, incidências pontuais, a carbonatação se dá de forma generalizada ao longo da superfície da barra atingida.

Neste trabalho foi efetuada uma análise probabilística da confiabilidade de um componente estrutural, considerando-se os cobrimentos recomendados pela norma NBR 6118:2007, efetuando-se análise paramétrica, tomando-se a vida útil como variável. São consideradas cobertura da armadura, direções segundo as quais se tem diferentes exposições à umidade e diferentes fatores a/c. Através da otimização do custo do ciclo de vida, foi possível encontrar a respectiva profundidade de carbonatação, que pode ser considerada como sendo o cobrimento ideal.

6.1 Introdução

Um dos conceitos que mais produziram mudanças nas normas e, por consequência, na forma de projetar e de construir obras de concreto armado é o de durabilidade. Relacionado com ele, de forma semelhante, está o conceito de vida útil e que não pode ser tratado sem o relacionar com os de manutenção, controle de qualidade e custo do ciclo de vida. Fenômenos como a formação do mineral etringita em decorrência do ataque por sulfatos a componentes constituídos de elementos cimentícios, deteriorando os componentes de concreto e de argamassa das fundações, são ocorrências freqüentes em elementos de fundações. Outros agentes como os íons cloretos e o dióxido de

carbono atacam as estruturas de concreto armado provocando a deterioração dos elementos estruturais de concreto armado. Estes fenômenos têm contribuído para a redução da vida útil dos componentes construtivos já tendo ocorrido, inclusive, acidentes com vítimas fatais em obras onde estes fenômenos foram constatados.

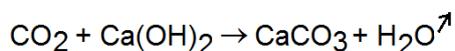
Um dos primeiros estudos sobre o mecanismo de corrosão foi apresentado por (TUUTTI, 1982) que subdividiu o processo em duas etapas: iniciação e propagação. A iniciação corresponde ao período de tempo que vai desde a execução da estrutura até a ação do agente agressivo em atravessar o cobrimento de concreto, alcançar a armadura e despassivá-la; a propagação consiste no desenvolvimento do processo até atingir um nível inaceitável de corrosão. Posteriormente, outros autores, introduziram modelos que detalharam a fase de propagação e caracterizaram etapas onde ocorrem fissuras, seguidas de lascamento (spalling) e, por fim, o colapso da peça.

6.1.1 Mecanismo da carbonatação

O dióxido de carbono, (CO₂), comum em meio urbano, é um gás agressivo para as estruturas de concreto armado, capaz de reduzir o pH e, em contato com a água, reage, produzindo ácido carbônico.



O CO₂, também pode reagir com o hidróxido de cálcio, Ca(OH)₂ existente na composição do cimento Portland, resultando em carbonato de cálcio, CaCO₃, e água, contribuindo para a redução do pH na solução dos poros do concreto para valores inferiores a 8,5 (DURABILITY, 2012) e despassivação das armaduras.



Esse processo de deterioração do componente do concreto armado resultante da carbonatação, leva à perda gradual da resistência, que poderá conduzir à sua falha, está relacionado diretamente com o teor de CO₂ existente na atmosfera.

6.1.2 Componente estrutural analisado e agressividade do meio ambiente

As classes de exposição definidas na NBR 6118:2007 estão relacionadas com o nível de agressividade do meio ambiente. Podem indicar níveis de risco ou parâmetros mínimos, a serem observados, como condição primeira para que se consiga uma construção durável. Assim, a dosagem mínima de cimento, fator água/cimento máximo e o cobrimento mínimo das barras das armaduras são fatores importantes que influem diretamente na vida útil de serviço das estruturas de concreto armado.

Considerando a vida útil de referência no intervalo de 50 a 200 anos, da laje de ponte, submetida à ação do CO₂, foi verificado o valor da confiabilidade do elemento estrutural para o cobrimento recomendado pela NBR 6118:2007, estando a obra situada em um ambiente classificado na classe de agressividade III.

6.2 Profundidade de carbonatação

Para as análises apresentadas a seguir, o cálculo da profundidade de carbonatação foi efetuado com o emprego da Equação (6.1), Tabela (6.3), (JEONG-YUN-DO et al, 2009):

$$X_c = 1.72 \cdot R \cdot (ac - 0.38) \cdot \sqrt{t} \cdot \rho \cdot \gamma \quad \text{Equação (6.1)}$$

onde:

X_c - Profundidade de carbonatação em mm;

R - Coeficiente de carbonatação;

ac - Fator água/cimento;

t - Tempo de vida da estrutura (anos);

- ρ - Coeficiente de direção, levando em consideração o efeito do meio ambiente. Ambiente de difícil secagem $\rho = 1$ e ambiente de fácil secagem $\rho = 1,6$;
- γ - Coeficiente de qualidade (normal $\gamma = 1$, e superior $\gamma = 1.3$).

O coeficiente de carbonatação (R) depende do tipo de cimento e agregados, e sua classificação está apresentada na Tabela 6.1, (JEONG-YUN-DO et al, 2009).

Tabela 6.1. Coeficiente de carbonatação, (R) (JEONG-YUN-DO et al, 2009)

Classificação	Agregado natural	Areia de rio e agregados	Agregados triturados
Cimento Portland comum	1,0	1,2	2,9

6.3 Análise de confiabilidade

Considerando a vida útil de referência da NBR 15575:2013 de 50 anos e fator $a/c = 0,55$. Se o cobrimento recomendado pela NBR 6118:2007 (X_d) de 3,5 cm não for alcançado neste período, significa que este cobrimento é confiável, para ambiente marinho ou industrial de classe de agressividade III.

A corrosão na armadura do concreto acontecerá se o cobrimento da armadura (X_d) for alcançado, ou seja, se a ação da carbonatação, for suficiente para alcançar e despassivar as barras de aço.

O critério para falha pode ser expresso pela Equação (6.2), onde a profundidade de carbonatação, (X_c), representa a ação (S) exercida pelo agente agressivo (CO_2). O cobrimento nominal (X_d), espessura do cobrimento, equivale ao admissível, ou seja, o cobrimento de concreto que representa a resistência (R), aos agentes agressivos, Equação (5.3). A equação do estado limite define a margem de segurança. Considera-se que ambas sigam uma distribuição lognormal (ALI IQBAL, 2012) e podem ser definidas por:

$$Z = \ln\left(\frac{R}{S}\right) \quad \text{Equação (6.2)}$$

ou

$$Z = \ln\left(\frac{X_d}{X_c}\right) \quad \text{Equação (6.3)}$$

onde, (X_d) e (X_c) obedecem à distribuição lognormal $\ln(X_d):N(\mu_d,\sigma_d)$ e $\ln(X_c):N(\mu_c,\sigma_c)$, respectivamente. Como o cobrimento da armadura não pode ser menor que zero, a condição de falha é $Z \leq 0$.

Considerações sobre a distribuição normal e padronizada

Uma variável Y é dita normalmente distribuída, se a sua função densidade de probabilidade (FDP) expressa pela Equação (6.4), tem como parâmetros a média e o desvio padrão, e é denotada por $N(\mu_y,\sigma_y)$, (MONTGOMERY et al, 2003).

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] \quad \text{Equação (6.4)}$$

Uma alternativa para a Equação (6.4), é obtida através da variável auxiliar conhecida como variável reduzida, Equação 6.5, definida como:

$$Y = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \quad \text{Equação (6.5)}$$

A Equação (6.5) conhecida como transformação de Hassofer e Lind, transforma um conjunto de variáveis Gaussianas (x), com média e desvios-padrão quaisquer, em um conjunto (y) de variáveis aleatórias. Substituindo na Equação (6.4), obtém-se a distribuição normal padrão de probabilidades, Equação (6.6), onde a média μ_y e o desvio padrão σ_y são 0 e 1 respectivamente.

$$f(y) = \phi(y) = \frac{1}{\sigma_y \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}(Y)^2\right] \quad \text{Equação (6.6)}$$

A função cumulativa de probabilidades (FCP) desta distribuição é conhecida por $\Phi(Y)$, e é definida pela Equação (6.7):

$$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y f_y(y)d(y) \quad \text{Equação (6.7)}$$

ou:

$$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y \phi(y)d(y)$$

A avaliação da probabilidade de falha para um sistema R – S, sendo R e S normais, pode ser realizada através das variáveis reduzidas:

$$s = \frac{S - \mu_s}{\sigma_s} \quad \text{Equação (6.8)}$$

$$r = \frac{R - \mu_r}{\sigma_r}$$

Se as distribuições de R e S são normais, a probabilidade de falha pode ser:

$$P_f = P(Z \leq 0.0) = \Phi\left(\frac{0.0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) \quad \text{Equação (6.9)}$$

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

$$\Phi(-\beta) = \int_{-\infty}^{-\beta} \phi(x)dx \quad \text{Equação (6.10)}$$

Onde $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$, $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, $\Phi(\cdot)$ a distribuição cumulativa normal padrão e β é o índice de confiabilidade

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{Equação (6.11)}$$

Aqui X_d e X_c obedecem uma distribuição lognormal. Portanto, o índice de confiabilidade β é:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad \text{Equação (6.12)}$$

onde:

$$\mu_Z = \ln \frac{X_d}{X_c} = \ln \frac{\mu_d}{\mu_c} \quad \text{Equação (6.13)}$$

$$\sigma_Z = \sqrt{(\delta_d)^2 + (\delta_c)^2}$$

Portanto:

$$\beta = \frac{\ln(\mu_d) - \ln(\mu_c)}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{\mu_d}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{\mu_c}\right)^2}} = \frac{\ln\left(\frac{\mu_d}{\mu_c}\right)}{\sqrt{(\delta_d)^2 + (\delta_c)^2}} \quad \text{Equação (6.14)}$$

Os coeficientes de variação de X_d e X_c são δ_d e δ_c , respectivamente.

A seguir foi realizada uma estimativa da profundidade de carbonatação utilizando a Equação (6.1), para uma estrutura de concreto projetada para uma vida útil entre 50 e 200 anos. Os valores dos coeficientes R , δ , e γ são respectivamente 1.2, 1.6, e 1.3 para um fator $a/c = 0.55$. As considerações anteriores resultam nos valores constantes da Tabela 6.2.

Tabela 6.2. Tempo, profundidade de carbonatação e probabilidade de falha.

Tempo (anos)	Prof. de carbonatação X_c (mm)	Coef. de variação $\delta_c = \delta_D$	σ_c	σ_D	μ_c	μ_D	B	P_f
50	5,106	0,3	1,548	10,5	5,106	35	4,512	0,000003 (3×10^{-6})
75	6,321	0,3	1,896	10,5	6,321	35	4,034	0,000027 (27×10^{-6})
100	7,298	0,3	2,189	10,5	7,298	35	3,695	0,00011 (110×10^{-6})
150	8,985	0,3	2,682	10,5	8,985	35	3,217	0,000647 (647×10^{-6})
200	10,321	0,3	3,096	10,5	10,321	35	2,878	0,002 (2000×10^{-6})

Os resultados anteriores estão sintetizados na Figura 6.1.

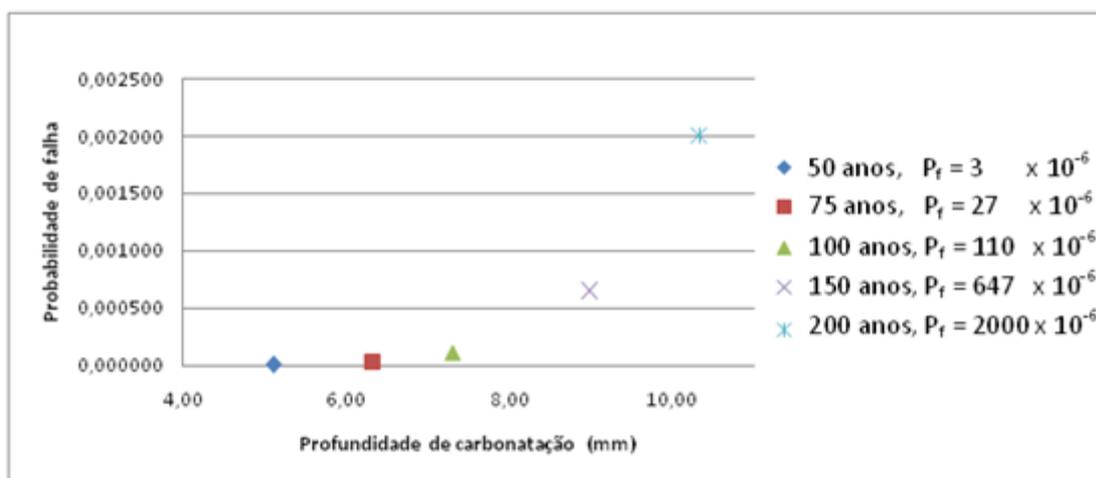


Figura 6.1. Profundidade de carbonatação e probabilidade de falha ao longo do tempo

6.4 Considerações sobre o custo do ciclo de vida

Sabe-se que o aumento da qualidade do concreto devido a um controle mais rigoroso do seu preparo, com fator *a/c* reduzido e adições, produzirão um concreto mais bem adensado com menos poros, proporcionando um melhor ciclo de vida para tal estrutura de concreto. Esta melhora na qualidade implica em custos, ou seja, a melhoria da qualidade do concreto varia em sentido inverso aos custos. O custo do ciclo de vida ou custo total da estrutura, C_T , corresponde ao somatório de vários custos e que podem ser expressos pela Equação (6.14).

$$C_T = C_i + C_M + P_f \times C_f \quad \text{Equação (6.14)}$$

Onde C_i é o custo inicial da construção, C_M é o custo de manutenção e C_f é o custo relacionado com a ruína da edificação (falha). O produto $P_f \times C_f$ corresponde ao custo esperado de falha.

6.4.1 Custo do ciclo de vida baseado em análise de confiabilidade

O custo total deveria se basear nos três custos parciais acima, mas devido à falta de dados confiáveis referentes à manutenção, opta-se por admitir que os custos com manutenção, são uma fração dos custos iniciais da edificação. O custo total pode ser expresso pela Equação (6.15), (JEONG-YUN DO et al, 2009).

$$C_T = (1 + \lambda) \cdot C_0 + (1 + \lambda) \cdot W_d \cdot Costc \cdot X_D + P_f \cdot A \cdot W_d \cdot Costc \quad \text{Equação (6.15)}$$

W_d - espessura de uma laje, por exemplo;

$Costc$ - é o custo por unidade de volume de concreto

As demais Equações (6.16) a (6.18), complementam a Equação (6.15)

$$\mu_D = \mu_C \cdot g_\beta \quad \text{Equação (6.16)}$$

$$g_\beta = e^{\left(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2}\right)} \quad \text{Equação (6.17)}$$

$$X_D = f \cdot \mu_D \quad \text{Equação (6.18)}$$

O significado de cada parâmetro está representado na Tabela 6.3, a seguir:

Tabela 6.3. Faixas de variação dos parâmetros para análise de sensibilidade (JEONG-YUN DO et al, 2009).

Parâmetros	Variações dos parâmetros	
	(Coeficiente de variação) Pequena variação das incertezas: 0,1	(Coeficiente de variação) Maior variação das incertezas: 0,4
δ_D, δ_C	(Coeficiente de variação) Pequena variação das incertezas: 0,1	(Coeficiente de variação) Maior variação das incertezas: 0,4
A	Fator mais baixo de custo para C_f : 30	Fator mais alto de custo de C_f : 50
λ^{**}	Fator mais baixo de custo para C_m : 0,1	Fator mais baixo de custo para C_m : 0,5
f	Fator nominal em perfeitas condições de construção: 1,0	Fator nominal do valor limite permitido: 1,3
a/c	Valores mais baixos utilizadas em construções usuais: 0,4	Valores mais altos utilizadas em construções usuais: 0,6

T	Menor vida útil de projeto das estruturas: 30	Vida útil convencional: 100
ρ	Ambiente de difícil secagem (dependente da direção do vento): 1,0	Ambiente de fácil secagem (dependente da direção do vento): 1,6
γ	Fator de qualidade do concreto normal: 1,0	Fator de qualidade do concreto superior: 1,3

λ^{**} é um fator que depende do empenho na manutenção

Após as substituições das Equações (6.16) a (6.18), obtém-se a Equação (6.19):

$$C_T = (1 + \lambda) \cdot C_0 + (1 + \lambda) \cdot W_d \cdot Costc \cdot f \cdot \mu_c \cdot g_\beta + \Phi(-\beta) \cdot A \cdot W_d \cdot Costc \quad \text{Eq. (6.19)}$$

A Derivada de C_T em relação a β é efetuada com a finalidade de se obter o coeficiente de confiabilidade ótimo β_{opt} .

$$\frac{\partial C_T}{\partial \beta} = 0$$

$$\frac{\partial C_T}{\partial \beta} = (1 + \lambda) \cdot f \cdot W_d \cdot Costc \cdot \mu_c \cdot \frac{\partial g_\beta}{\partial \beta} + A \cdot W_d \cdot Costc \cdot \frac{\partial \Phi(-\beta)}{\partial \beta} = 0$$

Os valores de W_D e $Costc$ não são necessários. Após a derivação, resulta na Equação (6.20), apresentada a seguir:

$$f \cdot (1 + \lambda) \cdot \mu_c \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2} \cdot e^{\left(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2}\right)} - \phi(-\beta) \cdot A = 0 \quad \text{Equação (6.20)}$$

A raiz da derivada da Equação (6.21) permite encontrar o β_{opt} relacionado ao custo do ciclo de vida. O programa Mathcad foi utilizado para obtenção dos resultados.

$$R(\beta) = f \cdot (1 + \lambda) \cdot \mu_c \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2} \cdot e^{\left(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2}\right)} - \Phi(-\beta) \cdot A = 0 \quad \text{Equação (6.21)}$$

$$\beta_{opt} = \text{root}(R(\beta), \beta)$$

Com a obtenção do β_{opt} , e finalmente usando as Equações (6.16), (6.17) e (6.18), acha-se a profundidade equivalente ao cobrimento ótimo. Através da Equação (6.22), acha-se o custo total esperado adimensional ($Cost$):

$$Cost = f(1 + \lambda) \cdot \mu_c \cdot e^{\left(\beta \cdot \sqrt{\delta_b^2 + \delta_c^2}\right)} + A \cdot P_f \quad \text{Equação (6.22)}$$

onde:

- λ - é um fator que depende do desempenho da manutenção;
- A - fator referente ao custo de falha;

Com a obtenção do β_{opt} , é possível analisar custo ideal do ciclo de vida de uma laje com cobrimento 3,5 cm, cimento Portland comum, fator $a/c \leq 0,55$ seguindo recomendações da NBR 6118:2007, espessura $W_d = 20$ cm, por meio dos resultados das profundidades de carbonatação determinadas anteriormente e suas respectivas probabilidades de falha P_f , Tabela 6.4.

6.5 Estimação do custo do ciclo de vida (CCV) e cobrimento ótimo em relação ao cobrimento proposto pela NBR 6118:2007.

1) estimativa da profundidade de carbonatação

Determinação da profundidade de carbonatação para um período de 100 anos. São utilizados os valores dos parâmetros:

1. fator $a/c = 0,55$;
2. $R = 1.2$;
3. $\rho = 1.6$;
4. $\gamma = 1.3$;

Substituindo na Equação (6.1), obtém-se a profundidade de carbonatação.

$$X_c = 1.72 \cdot R \cdot (ac - 0.38) \cdot \sqrt{t} \cdot \rho \cdot \gamma = 7.298$$

2) Formação do CCV

Os parâmetros são $\lambda = 0.4$ e $A = 50$ (Tabela 6.3) e a Equação (6.15) utilizada.

$$C_T = (1 + \lambda) \cdot C_0 + (1 + \lambda) \cdot W_d \cdot Costc \cdot X_D + P_f \cdot A \cdot W_d \cdot Costc$$

O fator nominal para espessura do cobrimento é $f = 1.2$. O cobrimento do concreto é dado pela Equação (6.14).

$$X_D = 1.2 \mu_D$$

E a obtenção do custo total em função do índice de confiabilidade é demonstrado na Equação (6.15):

$$C_T = (1.4) \cdot C_0 + (1.4) \cdot W_d \cdot Costc \cdot 1.2 \cdot 7.298 + 50 \cdot W_d \cdot Costc \cdot \Phi(-\beta)$$

$$= (1.4) \cdot C_0 + 12.2606 \cdot W_d \cdot Costc + 50 \cdot W_d \cdot Costc \cdot \Phi(-\beta)$$

3) Obtenção da espessura de cobrimento através do custo mínimo

Cobrimento ideal, tendo como referência o cobrimento de armaduras de concreto armado recomendado pela NBR 6118:2007. Os valores de $\delta_C = \delta_D = 0,3$. A otimização dos custos totais pode ser obtida pela derivação da Equação (6.15).

$$\frac{\partial C_T}{\partial \beta} = 12.2606 \cdot \sqrt{\delta_C^2 + \delta_D^2} \cdot \exp(\beta \cdot \sqrt{\delta_C^2 + \delta_D^2}) - 50 \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\frac{1}{2}\beta^2} \right) = 0$$

$$= 5.2009 \cdot \exp(\beta \cdot 0.4242) - 50 \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\frac{1}{2}\beta^2} \right) = 0$$

O custo adimensional, custo total esperado é:

$$Cost = 12.2606 \cdot \exp(\beta \cdot 0.4242) + 50 \cdot \int_{-\infty}^{-\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\frac{1}{2}\beta^2}$$

O índice de confiabilidade ótimo β_{opt} é encontrado a partir da obtenção da raiz.

$$R(\beta) = f \cdot (1 + \lambda) \cdot \mu_C \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2} \cdot e^{(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2})} - \Phi(-\beta) \cdot A = 0$$

$$\beta_{opt} = \text{root}(R(\beta), \beta)$$

$$\beta_{opt} = 1.269$$

O custo total esperado $Cost = 26.117$.

Finalmente a espessura do cobrimento pretendido é calculada, por meio das Equações (6.16), (6.17) e (6.18). $X_D = 15$ mm, bem abaixo do cobrimento recomendado pela NBR 6118:2007.

$$g_\beta = e^{(1,269 \cdot \sqrt{0,3^2 + 0,3^2})} = 1,71324 \quad \text{Equação (6.17)}$$

$$\mu_D = 7,298 \cdot 1,71324 = 12,50328 \quad \text{Equação (6.16)}$$

$$X_D = 1,2 \cdot 12,50328 = 15,0039 \quad \text{Equação (6.18)}$$

6.6 Considerações finais

Considerando apenas o efeito da carbonatação do concreto de cimento Portland comum empregado da laje da ponte analisada neste trabalho, foi constatado que o cobrimento recomendado pela norma Brasileira NBR 6118:2007, atende ao requisito de durabilidade, para fator a/c = 0,55, cobrimento 3,5 cm e uma vida útil de projeto de 50 anos. Para esta vida útil a probabilidade da armadura ser atingida é $0,3 \times 10^{-5}$. Esta probabilidade é inferior ao limite tolerado de 10^{-4} , que

equivale à possibilidade de um componente ou uma estrutura ter uma falha em cada 10000 espécimes perfeitamente projetados e executados. Também atende à condição de durabilidade para vida útil de 75 anos, com a probabilidade de falha 0.27×10^{-4} . Os valores da vida útil 100, 150 e 200 anos não seriam atendidos, pois as probabilidades de falha ultrapassam o valor máximo aceitável 10^{-4} . A espessura do revestimento ótimo foi calculada, ficando bem abaixo do revestimento recomendado pela NBR 6118:2007.

7.1 Conclusões

7.1.1 Metodologia para estimação da vida útil por íons cloreto

Neste trabalho, foi efetuada a estimação da vida útil de serviço de estruturas de concreto ao longo do tempo. Foram analisadas as influências dos parâmetros que interferem na determinação do tempo inicial de corrosão e na sua propagação. São os casos do cobrimento, fator a/c , adições pozolânicas, consumo de cimento e temperatura, entre outros.

Foi desenvolvida uma metodologia para estimação da vida útil de serviço para uma estrutura de concreto armado, considerando a deterioração decorrente do ataque por íons cloretos. Foi mostrado que para ocorrer despassivação da armadura devida à ação de íons cloretos é necessário que a concentração na atmosfera atinja valores que produzam um valor da concentração superficial superior à média das concentrações inicial e crítica. Para o caso de concentração inicial nula, a concentração superficial deverá ser superior à metade da concentração crítica. Este resultado obtido durante pesquisa não foi encontrado em nenhum estudo anterior. É relevante, pois reduz bastante a distância ao longo da qual a concentração de cloretos pode produzir oxidação da armadura, mostra que é necessário um valor mínimo da concentração de cloretos para despassivar a armadura.

A determinação da vida útil de serviço foi possível, devido ao conhecimento dos parâmetros para uma determinada região brasileira. Estes parâmetros são: a concentração de íons cloretos na atmosfera e a correlação entre a concentração superficial de cloretos no concreto com a concentração acumulada de íons cloretos no dispositivo da vela úmida ou através de qualquer outro procedimento. A corrosão não depende apenas da condição do ambiente marinho, onde a obra estiver inserida. Não basta que se tenha incidência de íons cloreto, dependerá, também, da intensidade da concentração de cloretos. Portanto, nas aplicações práticas, para a determinação da vida útil, necessita-se de formação de um banco de dados com informações do tempo de saturação que corresponda ao

valor da concentração superficial de cloretos em território brasileiro e o conhecimento dos parâmetros relacionados com o meio ambiente e sua interação com o concreto armado. Poderia ser construída uma carta georreferenciada para as diversas regiões brasileiras, através de uma campanha sistemática de medições, da concentração de íons cloretos na atmosfera que, uma vez estabelecida, seria fornecida por algum órgão destinado a este fim. Com a referida metodologia, a deterioração do componente de concreto armado é quantificada, prescindindo assim, de conceitos subjetivos, como é o caso das atuais “classes de agressividade”.

Sugestão para criação de banco de dados

Este banco de dados definiria com propriedade as classes de agressividade a serem inseridas na norma da ABNT apropriada, como poderia ser o caso da NBR 6118. É claro que todas as ações deveriam ser acompanhadas por aprofundamento de modelos de cálculo da vida útil e de maior conhecimento de outros parâmetros, como é o caso do coeficiente de difusão.

7.1.2 Considerações sobre as adições de microssilica e metacaulim no concreto armado

Inicialmente, o estudo foi conduzido no concreto armado com a finalidade de avaliar a ação dos íons cloreto. Foram consideradas várias relações água/cimento, cobrimento da armadura e diferentes adições de microssilica e de metacaulim na mistura. Uma análise da simulação da penetração do CO₂ em uma estrutura de concreto, também foi realizada, levando em consideração variáveis como: cobrimento da armadura e diferentes adições minerais na mistura para um determinado fator (a/c). A diminuição da porosidade através de adições minerais reduz o transporte de agentes agressivos garantindo maior vida útil para os componentes estruturais. Os resultados de todas as simulações efetuadas sem e com adição de metacaulim e microssilica demonstram que as adições minerais usadas nas diferentes situações de exposição proporcionaram uma importante contribuição na durabilidade dos componentes estruturais. Porém, os resultados de certos tipos de concreto com adições de metacaulim

não foram tão eficientes no que se refere à sua proteção da armadura quanto à carbonatação, mesmo quando comparados com concretos convencionais. Existem diversos tipos de composição química do metacaulim. É importante a caracterização química para previsão da sua influência sobre os fenômenos estudados, especialmente no caso da carbonatação.

7.1.3 Estimação probabilística da vida útil de componentes estruturais submetidos à carbonatação

Nesta Tese foi efetuada uma análise probabilística da confiabilidade de componentes estruturais, considerando-se os cobrimentos recomendados pela norma NBR 6118:2007. Foi efetuada a análise paramétrica, tomando-se a vida útil como variável. Através da otimização do custo do ciclo de vida, a respectiva profundidade de carbonatação, que pode ser considerada como sendo o cobrimento ideal. Foi constatado para o exemplo analisado de uma laje de ponte que, o cobrimento recomendado pela norma Brasileira NBR 6118:2007, atende ao requisito de durabilidade, para os parâmetros analisados. Foram considerados cobrimento da armadura, fator água/cimento, direções segundo as quais se tem diferentes exposições à umidade e diferentes tipos de cimento e adições na mistura.

7.1.4 Metodologia para estimação da profundidade de penetração de vários agentes agressivos no interior do concreto ao longo do tempo.

O procedimento é uma extensão do Método dos Fatores (MF), constante na norma ISO (15686-1: 2000) e (15686-8:2006). Foram consideradas 10 variáveis inerentes a este método, que interferem no cobrimento de referência (CR), e como resultado desta interferência obtém-se a estimativa da profundidade da penetração. O Método foi aplicado para efetuar a Estimativa da Profundidade de Penetração de Agentes Agressivos (EPA) em estruturas de concreto armado, devido à ação de: sulfato (magnésio, sódio, cálcio), cloretos e CO₂ simultaneamente ou não, reproduzindo o que poderá ocorrer na natureza. Os resultados obtidos advieram da multiplicação de um cobrimento de referência, (CR) recomendado pela NBR 6118:2007, de acordo com as classes de

agressividade ambiental apresentadas, por uma função com n variáveis numéricas (V_n), que interferem no valor da profundidade de penetração dos agentes agressivos (EPA). A Equação desenvolvida neste Trabalho foi gerada a partir de regressão linear múltipla (RLM) e tem, como objetivo, estimar a profundidade de penetração de agentes agressivos em estrutura de concreto armado. A finalidade do uso da (RLM), nesse Trabalho, foi criar uma Equação, com 10 (dez) variáveis, na forma matricial, a fim de encontrar os coeficientes de regressão e o modelo ajustado de regressão. As variáveis em questão interferem diretamente na profundidade de penetração. O cobrimento de referência da NBR 6118:2007, serve como parâmetro para o estimador.

7.2 Sugestões para futuras pesquisas

A partir deste trabalho, sugerem-se os seguintes temas para futuras pesquisas:

1. estimar a profundidade de penetração de agentes agressivos de forma determinística e probabilística com a finalidade de obter resultados mais precisos;
2. Formulação matemática para o tratamento estatístico da ação simultânea de cloretos, CO_2 e outros agentes agressivos e efetuar correspondente estimativa probabilística da vida útil;
3. Desenvolvimento de procedimentos alternativos de medição de cloretos na atmosfera. Uso de sensores, por exemplo;
4. Analisar o comportamento de outras adições minerais no concreto, como: escória de alto-forno, cinza volante, cinza de casca de arroz e cinza de bagaço de cana, com a finalidade de inibir a corrosão por cloretos e carbonatação.

Com o aprimoramento do conhecimento da ação dos agentes agressivos interagindo com os componentes de concreto, o desempenho das estruturas, tão almejado em projeto, poderá ser garantido. A avaliação da vida útil baseia-se, sempre, no entendimento dos mecanismos de degradação dos componentes estruturais frente aos agentes agressivos, e, a partir do domínio deste conhecimento, em particular do concreto armado, criar um banco de dados com

informações, a respeito do comportamento dos materiais, frente aos diversos agentes agressivos existentes no meio ambiente.

Referências

ALVES. EDUARDO O. GOMES. Recuperação Estrutural de Blocos de Fundação afetados pela reação Álcali-agregado – A experiência do Recife.

Universidade Católica de Pernambuco - UNICAP, Dissertação de Mestrado, RECIFE, 2008

ALI IQBAL. **Probability of Failure for concrete Gravity Dams for sliding failure**. Master level degree project. Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Architectural Engineering. Stockholm, Sweden, 2012.

ALVES, C. H. N., CAMPOS, F. G. V., NETTO, P. A. **Concretos e Argamassas com Microssílica**. Projeto final de curso. Universidade de Goiás, Escola de Engenharia, 1994.

ALVES, A. M. C. **Contribuição à análise da perspectiva de vida útil de estruturas em concreto face ao teor de cloretos registrado em Maceió-AL**. Dissertação de Mestrado, UFAL, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 1218M-99**: Standard test method for water soluble chloride in mortar and concrete. In: Annual Books of ASTM, v. 04.02, 1992.

American Society for Testing and Materials. **ASTM C642**: Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete. Developed by Subcommittee: C09.66 (Book of standards volume: 04.02) 2013.

American Society for Testing and Materials. **ASTM G57**: Standard Test Method for field measurement of soil resistivity using the Wenner Four-electrode method. Developed by Subcommittee: G01.10 (Book of standards volume: 03.02), 2012.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 365.1R-00**: Service-Life Prediction – State-of-the-Art Report. Michigan, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **The contractor's guide to quality concrete construction**. Detroit: ACI, 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 365.1R-00**: Service-Life Prediction – State-of-the-Art Report. Michigan, 2000.

ANDRADE, C.; SAGRERA, J. L.; SANJUÁN, M. A. **Several years study on chloride ion penetration into concrete exposed to atlantic ocean water**. In SECOND INTERNATIONAL RILEM WORKSHOP ON TESTING AND MODELLING CHLORIDE INGRESS INTO CONCRETE. Proceedings...Paris: Rilem, 2000. Acessado em 24.06.2012 às 16:20 h no Link (Google Academic): <http://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=6trqR27NQC8C&oi=fnd&pg=PA121&dq=%22several+years+study+on+chloride+ion+penetration+into+concrete+exposed+to+atlantic+ocean+water%22&ots=u2KdgHrsWp&sig=GVOczRovpUbnoZGMPFQGYTqli1o#v=onepage&q=%22several%20years%20study%20on%20chloride%20ion%20penetration%20into%20concrete%20exposed%20to%20atlantic%20ocean%20water%22&f=true>

ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à Previsão da Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado Atacadas pela Corrosão das Armaduras: Iniciação por Cloretos**. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2001.

ANN K.Y.; AHN J.H. and RYOU J.S. **The importance of chloride content at the concrete surface in assessing the time to corrosion of steel in concrete structures**. Construction & Building Materials, V. 23, Issue 1, p. 239-245, 2009.

ARAÚJO, F. W. CORRÊA. **Estudo da repassivação da armadura em concretos carbonatados através da técnica de realcalinização química**. Tese apresentada a USP. São Paulo, 2009

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7173**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria sem função estrutural, fev. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5737**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6211**: Corrosão atmosférica-determinação de cloretos na atmosfera pelo método da vela úmida: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR: Projeto 02:136.01-001/1**: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR: 15575-1**: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

ATKINSON, A. and HEARNE, J.A. **An assessment of the long-term durability of concrete in radioactive waste repositories**, AERE-R11465, Harwell, UK, 1984.

BAMFORTH, P.B. **The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year U.K. coastal exposure trials**. Magazine of Concrete Research, Vol. 51, No. 2, 1999.

BORGES, LIVIA de OLIVEIRA, ARGOLO, JOÃO CARLOS TENÓRIO. **Adaptação e validação de uma escala de bem-estar psicológico para uso em estudos ocupacionais**. Pepsic – Periódicos eletrônicos em Psicologia – Avaliação Psicológica. Estudo realizado em articulação com o projeto integrado de pesquisa Comportamento no Trabalho e Saúde, do GEST- Grupo de Estudos de Saúde Mental e Trabalho da UFRN. 2002.

BBC HOME WEATHER. <<http://news.bbc.co.uk/weather/forecast/4071>>. Acessado em: 01/05/2011.

BIOUBAKHSH, S. **The penetration of chloride in concrete subject to wetting and drying: measurement and modelling.** Doctoral thesis, UCL, University College London, 2011.

BODDY, A.; BENTZ, E.; THOMAS, M.D.A. and HOOTON, R.D. **An overview and sensitivity study of a multi-mechanistic chloride transport model.** Cement and Concrete Research, Vol. 29, p. 827-837, 1999

BODDY A.; HOOTON, R. D.; GRUBER, K. A. **Long-term testing of chloride-penetration resistance of concrete containing high-reactivity metakaolin.** Cement and Concrete Research (2001), 759 – 765.

BOUTZ, M. M. R. G; VAN DER WEGEN; R. HAVERKORT and P . E . ROELFSTRA. **Chapter 15. Service life design of concrete structures by numerical modelling of chloride ingress.** Tailor Made Concrete Structures. New Solutions for our Society (Abstracts Book 314 pages + CD-ROM full papers 1196 pages). Edited by Joost C . Walraven and Dick Stoelhorst. CRC Press, 2008

BRITISH EUROPEAN STANDARD. **BS EN 196-2:** Methods of testing. Chemical analysis of cement, publication date: 31/03/05, 2005.

BUCEA, L. and SIRIVIVATNANON, V. **Salinity Hazard and Deterioration Mechanisms in the Built Environment.** CSIRO, Sept. 2003.

CARNEIRO, ARNALDO. M. P.; ZARZAR JÚNIOR, F. C.; SILVA, E. C. R.; MELO, M. J. A. C.; RIBEIRO, R. L. S. **Diagnosis of Pathological Manifestations and Service Life Estimation of Reinforced Concrete Structures of Water Reservoirs with Different Ages: Case Study.** In: XII DBMC, 2011, PORTO – PORTUGAL, 2011.

CASTRO, A.; R. FERREIRA, A.M. LOPES; O. CASCUDO, H. CARASEK. **Relationship between Results of Accelerated and Natural Carbonation in various Concretes.** Proc. International RILEM conference on the use of recycled materials in buildings and structures. Barcelona, 2004. Pp. 988-997.

CEB **Design guide for durable concrete structures, 2nd Ed.**, Thomas Telford Publishers. London, UK, 1992.

COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎTE, 1990. **CEB-FIP Model Code 1990:** Design Code, American Society of Civil Engineers, ISBN: 0727716964, August 1993.

COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - **CEB BULLETIN 192:** Diagnosis and assessment of concrete structures. January 1989, Comité Euro-International du Béton (CEB), Lausanne, Switzerland, 1989.

CIB W080/ RILEM 175-SLM (2004). **Service Life Methodologies Prediction of Service Life for Buildings and Components**. HOVDE, Jostein; MOSER, Konrad. State of the Art Reports – Part A: Factor Method for Service Life Prediction – Part B: Engineering Design Methods for Service Life Prediction, 2004.

CALLISTER, WILLIAM D. JR. **Materials Science and Engineering An Introduction**. Department of Metallurgical Engineering The University of Utah with special contributions by David G. Rethwisch. The University of Iowa. USA. 2007.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras de concreto. Inspeção e técnicas eletroquímicas**. Editora UFG/PINI. Goiânia, 1997. Pg. 19.

CIB W080/ RILEM 175-SLM. **Service Life Methodologies Prediction of Service Life for Buildings and Components**. HOVDE, Jostein; MOSER, Konrad. State of the Art Reports – Part A: Factor Method for Service Life Prediction – Part B: Engineering Design Methods for Service Life Prediction. Mar/ 2004.

CINCOTTO, M. A.; PEREIRA, L. F. L. C.. **Determinação de cloretos em concreto de cimentos Portland: influência do tipo de cimento**. São Paulo, 2001.

CHUNG J.; G. CONSOLAZIO, **Cement and Concrete Research** 35 (2005):597-608

COITO, S. M. P. **Avaliação Probabilística da Vida Útil de Estruturas de Betão sob a Acção da Carbonatação e dos Cloretos**. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em ENGENHARIA CIVIL. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa. Setembro, 2008.

CORNELIU, B. **The performances of concrete as main construction material – plenary lecture**. 3ª Conferência de engenharia civil, Paris, 2012.

COSTA A.; APPLETON J. **Chloride penetration into concrete in marine environment- Part (1): Main parameters affecting chloride penetration**, Materials & Structures, V.32, p. 252-259, 1999.

C. HALL; W.D. HOFF; M. R. NIXON. **Water movement in porous building materials – VI. Evaporation and drying in brick and block materials**. Building and Environment, Vol. 19 p. 13-20, 1984.

CRANK, J. **The Mathematics of Diffusion**. 2nd edition, New York: Oxford University Press, Oxford, 1975, 414 p.

COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT. **Sulfate damage to concrete floors on sulfate-bearing hardcore- identification and remediation**, February, (2008).

DIFRAÇÃO DE RAIOS-X. **Apresentação da etringita (E)**. Fonte: <https://www.crops.org/publications/jeq/articles/30/4/1371>. Consulta em março/2012.

DRAFT INTERNATIONAL STANDARD. **ISO/DIS 15686-8:2006**: Building and constructed assets – Service life planning – Part 8: Reference service-life estimation. 2006.

DURABILITY. In: PCA - Portland Cement Association. Disponível em: <http://www.cement.org/tech/cct_dur_corrosion.asp> . Acesso em 30/março/2012.

DURACRETE. Compliance testing for Probabilistic Design Purposes – Evaluation Report. Probabilistic performance based durability design of concrete structures. The European Union – Brite EuRam III, august, 1998

DURACRETE. Probabilistic methods for Durability Design. Probabilistic performance based durability design of concrete structures. The European Union – Brite EuRam III, 1999. 86p.

DURACRETE. General Guidelines for Durability Design and Redesign, The European Union: BriteEuRam III, Research Project No. BE95–1347: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures, Document R 15, 10. (2000).

EDWIN R. DUSTAN JR. **How does pozzolanic reaction make concrete “green”?** World of Coal Conference (WOCA), Denver, USA, 2011.

JEONG-YUN-DO; DOOKIE KIM; HUN SONG; YOUNG-KUG JO. **Reliability-based Approach to optimal Economic Estimation of Concrete Cover Thickness under Carbonation Environment**. International Journal of Concrete and Materials. Vol. 3, Nº.2, pp 103 – 110. December, 2009

EGUCHI, K.; TAKEWAKA, K.; YAMAGUCHI, T.; UEDA, N. **A Study on Durability of Blast Furnace Slag Cement Concrete Mixed with Metakaolin-Based Artificial Pozzolan in Actual Marine Environment**. Kagoshima University, Japan, 2013.

ENGELUND, S.; SORENSEN, J.D. **A Probabilistic Model for Chloride-ingress and Initiation of Corrosion in Reinforced Concrete Structures, Structural Safety**. 1998, pp. 69–89.

FAGERLUND, GÖRAN. **The threshold chloride level for initiation of reinforcement corrosion in concrete. Some theoretical considerations**, Report TVBM-3159, LUND Institute of Technology, 2011

FERREIRA, Rui M., ÅRSKOG, V., JALALI, S. and GJØRV, O.E. **Software for Probability based Durability Analysis of Concrete Structures, in Proceedings Vol. 1**, Fourth International Conference on Concrete Under Severe Conditions: Environment and Loading, ed. B.H. Oh, K. SAKAI, O.E. Gjorv and N.

Banthia, Seoul National University and Korea Concrete Institute, Seoul, p. 1015–1024, 2004a.

FRANGOPOL, D. M.; LIN, K. Y.; ESTES, A. C., **Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures**, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 10, 1997, pp. 390~1401.

GAILIU, A.; KOSIOR-KAZBERUK, M. **Monitoring of concrete resistance to chloride penetration**. Material Science. v. 14, No. 4. (2008).

GUTIÉRREZ, R.M.; RODRÍGUEZ, C.; RODRÍGUEZ, E.; TORRES, J; DELVASTO, S. **Concreto adicionado con metacaolín: Comportamiento a carbonatación y cloruros**. Rev. Fac. Ing. Univ. Antioquia, N.48. Junio, 2009, pp.55-64.

FERREIRA, Rui M. **Probability-based durability analysis of concrete structures in marine environment**. PhD Thesis. University of Minho. Guimarães, 2004.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB BULLETIN 34: Model Code for Service Life Design**. Lausanne, 2006.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB BULLETIN 56: Model Code 2010**, (MC10) First complete draft – Volume 2.

FREEZE, R.A.; J. CHERRY. **Groundwater**, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1979.

Figura 1. **Aplicação do sulfato de magnésio como adubo**. (consultado em 11.11.2011). Fonte:

<http://www.mfrural.com.br/detalhe.asp?cdp=57470&nmoca=fertilizante-condicionador-de-solo-organico>

Figura 3. **A etringita no estágio I**. (consultado em 08.11.2011). Fonte: http://www.uni-weimar.de/Bauing/fib/forschung/eng-fo_shz.htm

Figura 4. **Micrografia do MEV**. (consultado em 08.11.2011). Fonte: <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/pccp/pubs/04150/chapt14.cfm>

GEHLEN, C. **Probability-based Service Life Calculations of Concrete Structures: Reliability Evaluation of Reinforcement Corrosion**, Dissertation, RWTH Aachen, Germany, 2000.

GIANNOTTI, S. F.. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

GJØRV, O. E. et al. **Electrical resistivity of concrete in the oceans**. 9th Annual Offshore Technology Conference. **Anais...** Houston, Texas, p. 581-588, 1977.

GJØRV, O.E. **Durability and Service Life of Concrete Structures**. In Proceedings, The First fib Congress, Session 8, 6, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Tokyo, 2002.

GJØRV, O.E. **Durability design of concrete structures in severe environments**. Published by Taylor & Francis, 2009.

GUIMARÃES, ANDRÉ T. C.; HELENE, P. R. L. **Grau de saturação do concreto: um importante fator na difusão de cloretos**. Teoria e Prática na Engenharia Civil. Maio, 2001.

GUTIÉRREZ, M. RUBY; RODRIGUEZ, CESAR; RODRIGUEZ, ERICH; TORRES, J.; DELVASTO, S. **Concreto adicionado con metacaolin: Comportamiento a carbonatación y cloruros**. Ver. Fac. Univ. Antioquia N° 48 Junio, 2009, pp 55 – 64.

HARVEY, H; O'NEILL, R.; NEFF, M.; MEHTA, P.K. **Salt Weathering Distress on Concrete Exposed to Sodium Sulfate Environment**. ACI Materials Journal/ January-February, 2008.

HELENE, P.; MEDEIROS, M. H. F.; MORAES, B. P. **Ensaio de migração de íons cloretos na tecnologia de concreto - limitações e cuidados na interpretação**. In: Congresso Latino Americano de Corrosão, 2006, Fortaleza. Anais. Fortaleza: Abraco, 2006. CD-ROM.

HELENE, P. R. L. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES. Anais. Porto Alegre, RS, 1997.

HELENE, P. R. L. **Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Red Rehabilitar, 2005.

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

HELENE, Paulo R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo. Editora Pini – Instituto de pesquisas Tecnológicas IPT, 1986.

HONG, K.; HOOTON, R.D. **Effects of cyclic chloride exposure on penetration of concrete cover**. Cement and Concrete Research, v. 29. p. 1379-1386, 1999.

HOVDE, JOSTEIN; MOSER, KONRAD. CIB W080/ RILEM 175-SLM. **Service Life Methodologies Prediction of Service Life for Buildings and Components**. State of the Art Reports – Part A: Factor Method for Service Life Prediction – Part B: Engineering Design Methods for Service Life Prediction. Mar/ 2004.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Building and constructed assets – Service life planning – Part 1: General Principles**. ISO 15686-1: 2000.

IQBAL, P.O.; IHIDA, T. **Modeling of chloride transport in concrete coupled with moisture migration in marine environment based on thermodynamic approach**. The International Symposium on Social Management Systems, Yichan, China, 2007b.

JEONG-YUN-DO; DOOKIE KIM; HUN SONG; YOUNG-KUG JO. **Reliability-based Approach to optimal Economic Estimation of Concrete Cover Thickness under Carbonation Environment**. International Journal of Concrete and Materials. Vol. 3, Nº.2, pp 103 – 110. December, 2009

J. B. M. do Carmo; K. F. Portella. **Estudo comparativo do desempenho mecânico da sílica ativa e do metacaulim como adições químicas minerais em estruturas de concreto**. Cerâmica 54. 2008, pgs. 309 – 318.

J.J. VALENZA II; G.W. SCHERER. **Mechanism of Salt Scaling**. J. Am. Ceram. Soc. 89 [4] 1179 (2006)

K. UJI, Y. MATSUOKA; T. MARUYA. **Formulation of an equation for surface chloride content due to permeation of chloride** in : Proceedings of the Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, Elsevier Applied Science, p. 258-267, London: U.K. 1990.

LEONID V. ZHIGILEI. **Kinetics and Diffusion**. (Consultado em maio/2014) fonte: <http://people.virginia.edu/~lz2n/mse305/notes/Kinetics.pdf>.

LIN G., Y. LIU; Z. XIANG. **Numerical Modeling for Predicting Service Life of Reinforced Concrete Structures Exposed to Chloride Environments**. Cement and Concrete Composites, 2010.

LUNA, Aelfo M. **Materiais para Engenharia Elétrica volume 1**. Edição gráfica realizada pela Companhia Hidro Elétrica do São Francisco – CHESF. 1979.

MARTIN-PEREZ, B.; LOUNIS, Z. **Numerical modelling of service life of reinforced concrete structures**. NRCC-46139, 2nd International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Paris, France, May 5-6. 2003, p. 71-79.

MEDEIROS, M. H. F.; MORAES, B. P.; HELENE, P. **Ensaio de migração de íons cloretos na tecnologia de concreto - limitações e cuidados na interpretação**. Anais do Congresso Latino Americano de Corrosão (ABRACO), Fortaleza, 2006.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**, São Paulo, PINI, 1994.

MEHTA P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto - Microestrutura, Propriedades e Materiais**. Editora IBRACON. São Paulo, (2008).

MEHTA, P.K.. **Sulfate attack on concrete: a critical review**, Materials Science of Concrete, vol. III, Amer. Ceramic Society, Ohio, 1993 p. 105 – 130.

MEIRA G. ROCHA; C. ANDRADE; I.J. PADARATZ; C. ALONSO; J.C. BORBA JR. **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. 2007.

MELCHERS, R.E. **Structural Reliability – Analysis and Prediction**. Ellis Horwood Ltd. 2nd ed., Chichester, England, 1999.

MENDES S. E. SILVEIRA. **Estudo Experimental de Concreto de Alto Desempenho Utilizando Agregados Graúdos Disponíveis na Região Metropolitana de Curitiba**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná, Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia. Curitiba, 2002.

MONTGOMERY, Douglas C.; RUNGER, George C. **Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros**, Editora LTC, segunda edição, Rio de Janeiro, 2003.

MOREIRA E.B.M.; GALVÍNCIO J.D. **Análise multitemporal da ilha de calor urbana na cidade do Recife, através de imagens do Landsat TM-5**. Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, INPE, Natal, Abril, 2009.

MOURA, C. S. **Defeitos Pontuais nos Compostos Intermetálicos ZrNi e Zr₂Ni Estudados por Dinâmica Molecular**. Tese de doutorado, UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

M. MORCILLO, B. CHICO; L. MARIACA, E. OTERO. **Salinity in marine atmospheric corrosion: its dependence on the Wind regime existing in the site**. Pergamon, Corrosion Science 42. 2000, p. 91 – 104.

NORMA - CETESB L 1007 - **Agressividade do meio ao concreto – Classificação**, 1978.

NEVILLE, ADAM. Review article, **The confused world of sulfate attack on concrete**, 8 April, 2004.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo, 1997.
OLIVEIRA, R. A. ; P SOBRINHO, C. W. A. ; MELO, L. V. ; FIGUIEIROA, J. P. ; ÁVILA, J. I. S. L. **Degradação de Elementos de Concreto Porosos Submetidos à Ação de Águas Agressivas na Planície Costeira da Região Metropolitana do Recife**. In: IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2000.

OLIVEIRA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. **Probabilistic estimation of the initial time of corrosion of reinforced concrete components situated in a marine environment**. 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Italy, 2012.

OLIVEIRA, R. A. **Técnicas para estimação da vida útil de componentes e de sistemas construtivos**. Relatório final – Pós-doutorado. Projeto Procad NF. Programa de Cooperação Acadêmica USP – Escola Politécnica. São Paulo, 2013

OLIVEIRA, R. A.; BITTENCOURT, T. N.; ZARZAR JUNIOR, F. C. **Análise probabilística da vida útil elementos de concreto armado utilizando resultados de medições de íons cloretos existentes na atmosfera pelo método da vela úmida**. In: 3^o Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes - ASCP'2013, 2013, Porto - PT. Anais do 3^o Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes - ASCP'2013. Porto - PT: Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes, 2013. v. 1. p. 1-8.

PIAZZA RECENA F. A. **Conhecendo Argamassa**. 2^a edição - Porto Alegre: EDIPUCRS, 2011

POLITO, GIULLIANO. **Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação**. Especialista em avaliação e perícia. UFMG, 2006.

PONTES, R. BEZERRA. **Disseminação de íons cloreto na orla marítima do bairro de Boa Viagem**. Recife-PE. Dissertação de Mestrado, UNICAP, 2006.

PONTES, R. BEZERRA; MONTEIRO, ELIANA C. B; OLIVEIRA, R. A.; PAIVA, SÉRIGO CARVALHO DE. **Clasificación de la agresividad costera de Recife en función del nivel de contaminación por cloruros**. Ingeniería Revista Académica. 2011, v. 15, p. 19-26.

POULSEN E.; MEJLBRO L. **Diffusion of chloride in concrete**. Modern Concrete Technology, Book. 2006, p. 84.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 263 p.. Tese de doutorado (Doutorado em engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2010.

PRIGOGINE, I.; STENGERS, I. **Order Out Of Chaos**. Bantam Books, New York, 1984.

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

R. VEDALAKSHMI; V. SARASWATHY; HA-WON SONG, N. PALANISWAMY. **Determination of diffusion coefficient of chloride in concrete using Warburg**

diffusion coefficient Original Research Article Corrosion Science. June, 2009, Volume 51, Issue 6, p. 1299-1307.

SADOWAY DONALD R.. **Introduction to Solid State Chemistry Lecture Notes No. 9. DIFFUSION.** Massachusetts Institute of Technology. 2004.

SAGRILO, LUIS VOLNEI SUDATI – **Apostila do curso de confiabilidade estrutural**, PEC/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

SANTOS, P.S. **Ciência e tecnologia de argilas.** Editora Edgard Blücher Ltda, 2ª. Edição revisada, Volume 2, 1992.

SIEMES, A.J.M. and ROSTAM, S. **Durability Safety and Serviceability: A Performance Based Design, in Proceedings, IABSE Colloquium on Basis of Design and Actions on Structures**, Delft, 1996.

SKALNY, J.P.; ODLER, I.; MARCHAND, J. **Sulfate Attack on Concrete**, Modern Concrete Technology Series, Volume 10, London, 2002.

SMITH, K. M.; SCHOKKER, A. J.; TIKALSKY, P. J. **Performance of supplementary cementitious materials in concrete resistivity and corrosion monitoring evaluations.** ACI Materials Journal, v. 101, 2004.

SNYDER, K.A.; CLIFTON, J.R. **4SIGHT: A computer program for modeling degradation of underground low level concrete vaults.** NISTIR 5612, National Institute of Standards and Technology, 1995.

SONG H.W., LEE C.H.; ANN K.Y. **Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments**, Cement & Concrete Research. 2008, V.30, Issue 2, p. 113-121.

SOUZA, R. B. **Suscetibilidade de pastas de cimento ao ataque por sulfatos – método de ensaio acelerado.** 139p. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

STRATFULL, R.F. **Experimental Cathodic Protection of a Bridge, Research Report No. 635117-4, FHWA D-3-12**, Department of Transportation, California, Sacramento. 1974.

STEWART M.G.; ROSOWSKY D.V. **Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks.** Structural Safety. 1998, V. 20, Issue 1, p. 91-109.

SWAMY R.N.; HAMADA H.; FUKUTE T.; TANIKAWA S.; LAIW J.C. **Chloride penetration into concrete incorporating mineral admixtures or protected with surface coating material under chloride environments.** Proc. of CONSEC V. 95, E & F N Spon, London, 1995.

TAKAGI, EMÍLIO MINORU; PINTO, JAQUES. **Sistemas de impermeabilização e proteção de obras de saneamento**. Revista Concreto & Construções (IBRACON), 2007. Pg. 73 – 79..

TASCA, MAISSON. **Estudo da carbonatação natural de concretos com pozolanas: monitoramento em longo prazo e análise da microestrutura**. Dissertação de mestrado. Santa Maria, R.G.S. 2012.

TAKAHASHI, A. **Sulfetos em Interceptores de Esgotos: Ocorrência, Medidas Preventivas e Corretivas**. 108p. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica – USP, São Paulo (SP), 1983.

THOFT-CHRISTENSEN, P. **Deterioration of Concrete Structures**. First International Conference on bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2002), Barcelona, July, 2002.

THOFT-CHRISTENSEN, P. **Modelling of the Deterioration of Reinforced Concrete Structures**. Presented at the IFIP WG 7.5 Working Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems, Ann Arbor, USA, September, 2000.

THOMAZ, Eduardo C. S., **Etringita, EXEMPLO Nº116**; site: (consultado em: set./2008)
<http://www.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/fissuracao/exemplo116.pdf> – IME

THOMAZ, E. C. S. **Exemplo Nº126, Corrosão do concreto e formação de gesso na parte superior do tubo**. site: (consultado em: outubro 2013).
<http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/fissuracao/exemplo126.pdf>

TORRES, Ariela da Silva; PADILHA, Stael Amaral; SILVA FILHO, Luiz Carlos P. da. **Corrosão de armaduras por íons cloretos: uma revisão dos estudos Brasileiros**. Concreto & Construções, Ano XXXIX nº 65, 2011.

TREJO, DAVID; PILLAI, RADHAKRISHNA G. **Accelerated Chloride Threshold Testing: Part I-ASTM A 615 and A 706 Reinforcement**. ACI MATERIALS JOURNAL, TECHNICAL PAPER. 2003.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**, CBI, Research Report 4, 468p. Stockholm, Sweden, 1982.

VAN DER TOORN, A. **The maintenance of civil engineering structures**. Heron. 1992, V. 39, nº 4, p.3-34.

VANEGAS M. NELSON; ÁLVARES R. JOHN; F.M. DE SOUZA GILBERTO. **Teoria da Confiabilidade na Avaliação da vida em Fadiga-de-contato**. Ingeniare. Revista Chilena de Ingeniería. 2009, vol. 17 Nº3, p. 423 – 431.

VARGAS, P. R. FURQUIM. **Adições Mineraias ao Concreto de Cimento Portland**. Dissertação de mestrado, UFSM – Universidade Federal de Santa Maria (RGS) – Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em

Engenharia Civil, (2006). <<http://blogdopetcivil.com/2012/05/11/adicoes-minerais-ao-concreto-de-cimento-portland/>>. Acessado às 20h25min do dia 13/08/2012.

VIEIRA, A. ARAÚJO P. **Estudo de aproveitamento de resíduos de cerâmica vermelha como substituição pozolânica em argamassas e concretos**. Dissertação de Mestrado, UFPB. João Pessoa-PB. 2005.

VIOLETTA, B. **Life-365 Service Life Prediction Model**. *Concrete*. Dec. 5p., 2000

VUORINEN J. **Applications of diffusion theory to permeability tests on concrete- Part 1: depth of water penetration into concrete and coefficient of permeability**. Magazine of Concrete Research. 1985, V. 37, No. 132.

WRIGHT, JAMES T. COULTER; GIOVINAZZO, RENATA ALVES. **Delphi - Uma Ferramenta de Apoio ao Planejamento Prospectivo**. Caderno de Pesquisas em Administração, São Paulo, trimestre/2000, v.01, nº12, 2º.

XIANMING SHI; P.E. YAJUN LIU; ZHENGXIAN YANG; MICHAEL BERRY. **Validating the Durability of Corrosion Resistant Mineral Admixture Concrete**, Final Report, Prathish Kumar Rajaraman Corrosion & Sustainable Infrastructure Laboratory, Western Transportation Institute, Montana State University, Bozeman, 2010

ZARZAR JÚNIOR, F. C. **Metodologia para Estimar a Vida Útil de Elementos Construtivos, Baseada no Método dos Fatores**. Dissertação de mestrado, UNICAP, Recife (PE). 2007

ZARZAR JÚNIOR, F. C.; CARNEIRO, ARNALDO. M. P.; SILVA, C. FLAVIANA. C.; CRUZ, J. SANTA. **Avaliação de elementos estruturais em concreto armado do Edifício da Associação de Imprensa Pernambucana (AIP), afetadas por agentes agressivos**. In: PATORREB 2012, 2012, Santiago de Compostela-Espanha, 2012.

APÊNDICE A

Valores de referência das variáveis preditoras: V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8, V9 e V10, para um cobrimento de referência recomendado pela NBR 6118:2007. Uma forma de obtenção dos dados dessas variáveis implica na utilização do

Método Delphi cuja técnica começou a ser utilizada, no início da década de 60 por Olaf Helmer e Norman Dalkner, Pesquisadores da Rand Corporation.

V1 – qualidade dos materiais - referencial

V1 refere-se à qualidade dos materiais ou componentes. Para o caso do concreto de cimento Portland comum, temos:

V1 = 1,1 para valores de $f_{ck} \leq 15$ MPa, (concreto poroso, com baixo fator a/c);

V1 = 1,0 para valores na faixa $15 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 30 \text{ MPa}$;

V1 = 0,9 para valores de f_{ck} acima de 30 MPa (concretos especiais com adições minerais específicas e baixo fator a/c).

V2 – qualidade de projeto – referencial: Tabela 6.1 – classes de agressividade ambiental (NBR 6118:2007)

V2 = 1,1 - projetos realizados por técnicos ou engenheiros sem especialização, considerados como regular, sem muitos critérios;

V2 = 1,0 - projetos executados por engenheiro de conceito e que atendem as exigências mínimas das normas Brasileiras ou na sua falta, as internacionais;

V2 = 0,9 - projetos do tipo ótimo. Planejado de acordo com a classe de agressividade ambiental (Tabela 7.2) e levando em consideração o risco de deterioração da estrutura, excelente equipe de engenheiros especializados, vistoriado por terceira pessoa, atende aos critérios de controle e segurança (exemplo: edificação projetada para meio ambiente urbano, classe ambiental II, agressividade moderada).

V3 – qualidade de execução do projeto - referencial

V₃ = 1,1 – concreto com fator a/c alto, poroso, executado no local sem controle;

V₃ = 1,0 – concreto realizado mediante controle. Exemplo: realização de ensaios de abatimento do concreto (slump) e resistência à compressão;

V3 = 0,9 – concreto realizado mediante controle. Exemplo: realização de slump, resistência à compressão e módulo de elasticidade.

V4 – meio ambiente interno – referencial

V4 = 1,1 – agressividade forte. Estruturas de concreto armado sem ventilação com manchas de umidade, sujeito à ação de agentes agressivos (ex.: íons cloreto, influência de águas servidas), umidade relativa entre 50 e 70%;

V4 = 1,0 – agressividade moderada. Ambiente protegido, umidade relativa moderada e presença moderada de agentes agressivos;

V4 = 0,9 – agressividade baixa. Com umidade relativa abaixo de 50% ou acima de 70%, sem sinais de manchas e com baixos teores no ambiente interno, de agentes agressivos.

V5 – vida útil de projeto – referencial: Tabela C5, pág. 56 da NBR 15575-1:2013

V5 = 1,1 – vida útil de projeto superior ≥ 75 anos;

V5 = 1,0 – vida útil de projeto intermediária ≥ 63 anos;

V5 = 0,9 – vida útil de projeto mínima ≥ 50 anos.

V6 – condições de uso – referencial

V6 = 1,1 – ruim (exemplo: abandono, vandalismo).

V6 = 1,0 – normal;

V6 = 0,9 – excelente. Imóvel em boas condições de asseio e segurança, com exceção do desgaste natural e das deteriorações decorrentes do uso normal, promovendo todos os reparos necessários.

V7 – ação da carbonatação (Molécula dióxido de carbono) - referencial (POSSAN, 2010), (TASCA,).

Teor de CO₂ no meio ambiente (% em volume).

Gás	Teor de CO ₂ (% em volume)	Valor da variável (V7)	Ambiente
CO ₂	0,10 a 1,20	1,1	Zona urbana, tráfego intenso. Umidade relativa do ar na faixa: 50% a 70% e temperatura alta aceleram o processo de carbonatação
CO ₂	0,033	1,0	Ambiente normal
CO ₂	0,015	0,9	Campo aberto**

** Se o teor de umidade estiver na faixa entre 50% e 70% o valor de V7 pode ser igual a 1,0 apesar do teor de umidade baixo.

V₈ – ação de íons cloreto - referencial (PONTES, 2006)

Teor de cloretos no meio ambiente.

Íon	Teor de cloretos g/m ²	Valor da variável (V)
Cl ⁻	2000	1,1
Cl ⁻	500	1,0
Cl ⁻	150	0,9

V₉ – ação de íons sulfato - referencial (THOMAZ, 2013).

Teor de sulfato na água ou subsolo: Evite quando SO₄²⁻ > 300 mg/litro. Para valores entre 600 e 3000 deve-se usar concreto com fck > 38 Mpa e cimento RS.

Íon	Teor de sulfato mg/lit	Valor da variável (V)
SO ₄ ²⁻	> 3000	1,1
SO ₄ ²⁻	600 < SO ₄ ²⁻ < 3000	1,0
SO ₄ ²⁻	< 600	0,9

V₁₀ – qualidade de manutenção – referencial

V6 = 1,1 – inexistente;

V6 = 1,0 – pouca manutenção, são efetuados pequenos reparos;

V6 = 0,9 – manutenção constante. Segue o manual de manutenção do imóvel construído.

ANEXO A

Tabela com equações dos capítulos 2 – 7

CAPÍTULO 2	Equação	
	$\rho = \frac{RT}{V} \ln\left(\frac{C}{C_0}\right)$	(2.1)
	$X_s \text{ (cm)} = 0,55 C_3A \cdot ([Mg] + [SO_4]) \cdot t(y)$	(2.2)
	$e = \kappa\sqrt{t}$	(2.3)
	$J = \frac{M}{At}$	(2.4)
	$J = \frac{1}{A} \frac{dM}{dt}$	(2.5)
	$J = -D \frac{dC}{dx}$	(2.6)
	$X = \sqrt{\frac{2DC}{a}} \times \sqrt{t}$	(2.7)
	$X = K_c \times \sqrt{t}$	(2.8)
	$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right)$	(2.9)
	$\frac{\partial C}{\partial t} = \left(D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right)$	(2.10)
	$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right)$	(2.11)

	$\frac{C_2 - C}{C_2 - C_2'} = \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$	(2.12)
	$C(x,t) = C_2 \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right]$	(2.13)
	$t = \frac{x^2}{4D} \left[\operatorname{erf}^{-1}\left(\frac{(C_s - C_{cr})}{(C_i - C_s)}\right) \right]^2$	(2.14)
	$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x}$	(2.15)
	$\frac{C}{C_o} = 0.5 \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{x-ut}{2\sqrt{Dt}}\right) + \exp\left(\frac{ux}{D}\right) \operatorname{erf}\left(\frac{x+ut}{2\sqrt{Dt}}\right) \right]$	(2.16)

CAPÍTULO 3

Equação

	$ENM = CR \times v1 \times v2 \times v3 \times v4 \times v5 \times v6 \times v7 \times v8 \times v9 \times v10$	(3.1)
	$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \varepsilon_i$	(3.2)
	$E(Y) = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2$	(3.3)
	$E(Y) = 10 + 2X_1 + 5X_2$	(3.4)
	$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \dots + \beta_{p-1} X_{i,p-1} + \varepsilon_i$	(3.5)
	$E(Y) = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_{p-1} X_{p-1}$	(3.6)
	$y = \mathbf{X}\boldsymbol{\beta} + \boldsymbol{\varepsilon}$	(3.7)
	$\mathbf{X}'\mathbf{X}\hat{\boldsymbol{\beta}} = \mathbf{X}'\mathbf{Y}$	(3.8)
	$\hat{\boldsymbol{\beta}} = (\mathbf{X}'\mathbf{X})^{-1}\mathbf{X}'\mathbf{Y}$	(3.9)

	$\begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} \\ 1 & x_{21} & x_{22} \\ 1 & x_{31} & x_{32} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \hat{\beta}_0 \\ \hat{\beta}_1 \\ \hat{\beta}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{pmatrix}$	(3.7) detalhamento
	$\begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_{11} & x_{21} & x_{31} \\ x_{12} & x_{22} & x_{32} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_{11} & x_{21} & x_{31} \\ x_{12} & x_{22} & x_{32} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} \\ 1 & x_{21} & x_{22} \\ 1 & x_{31} & x_{32} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \hat{\beta}_0 \\ \hat{\beta}_1 \\ \hat{\beta}_2 \end{pmatrix}$	(3.8) Detalhamento
	$\hat{y} = \mathbf{X}\hat{\beta}$ <small>$n \times 1$</small>	(3.10)
	$\varepsilon = \mathbf{Y} - \hat{\mathbf{Y}} = \mathbf{Y} - \mathbf{X}\hat{\beta}$ <small>$n \times 1$</small>	(3.11)
	$Y = -9,10 + 0,967 V1 + 1,01 V2 + 1,02 V3 + 1,01 V4 + 0,992 V5 + 1,11 V6 + 0,969 V7 + 1,06 V8 + 0,941 V9 + 1,04 V10$	(3.12)
	$EPA = CR \times Y$	(3.13)
CAPÍTULO 4		
	Equação	
	$Cloreto(mg / m^2 \cdot d) = \frac{2(A - B) \times M \times 35,5 \times V_t}{V_a \times S \times t}$	(4.1)
	$d = A \times \sqrt{t} + B \times S_e + C$	(4.2)
	$i = S\sqrt{t}$	(4.3)
	$d = \sqrt{2Kht}$ ou $d = \sqrt{2Kh\left(\frac{i}{s}\right)}$	(4.4)

	$C_s = k \cdot \sqrt{t}$	(4.5)
	$C_{tot} = C_i + k_d \sqrt{D_{ac}}$	(4.6)
	$k_d = ae^{b\gamma}$	(4.7)
	$C_0(t) = C_0 + \alpha \ln(t)$	(4.8)
	$C_0(t) = C_0 + k\sqrt{t}$	(4.9)
	$D_{28} = 1 \times 10^{(-12,06 + 2,40 \cdot a/c)} (m^2 / s)$	(4.10)
	$D(ac, T) = 11.146 - 31.025ac - 1.941T + 38.212ac^2 + 4.48acT + 0.024T^2$	(4.11)
	$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$	(4.12)
	$D(t) = D_{ref} \cdot \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m$	(4.13)
	$m = 0,2 + 0,4(\% CV / 50 + \% EA / 70)$	(4.14)
	$D(T) = D_{ref} \cdot \exp \left[\frac{U}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right]$	(4.15)
	$D_{SF} = D_{PC} \cdot e^{-0,165 \cdot SF} (m^2 / s)$	(4.16)
	<i>Fluxo = Difusão + Migração + Convecção</i>	(4.17)
	$\text{erf}(x) := \int_0^x \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \right) \cdot e^{-\frac{x^2}{2}} dx$	(4.18)

	$erf(x) = 1 - \frac{2 \exp(-x^2)}{\sqrt{\pi}} \left[\frac{1}{2x} + \frac{2}{2x^3} + \frac{4}{2x^5} + \frac{6}{2x^7} + \frac{8}{2x^9} + \frac{10}{2x^{11}} + \dots \right]$	(4.19)
	$erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n x^{2n+1}}{(2n+1)n!}$	(4.20)
	$erf^{-1}(z) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{c_k}{2k+1} \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} z \right)^{2k+1}$	(4.21)
	$c_k = \sum_{m=0}^{k-1} \frac{c_m c_{k-1-m}}{(m+1)(2m+1)} = \left\{ 1, 1, \frac{7}{6}, \frac{127}{90}, \dots \right\},$	(4.22)
	$erf^{-1}(z) = \frac{1}{2} \sqrt{\pi} \left(z + \frac{\pi}{12} z^3 + \frac{7\pi^2}{480} z^5 + \frac{127\pi^3}{40320} + \frac{4369\pi^4}{5806080} z^9 \right)$	(4.23)
	$D_{ac} = \frac{(D_{mc} d)}{1000}$	(4.24)
CAPÍTULO 5		
	Equação	
	$\frac{K_c}{K_n} = \sqrt{\frac{C}{N}}$	(5.1)
CAPÍTULO 6		
	Equação	
	$X_c = 1.72 \cdot R \cdot (ac - 0.38) \cdot \sqrt{t} \cdot \rho \cdot \gamma$	(6.1)
	$Z = \ln\left(\frac{R}{S}\right)$	(6.2)

	$Z = \ln\left(\frac{X_d}{X_c}\right)$	(6.3)
	$f_x(y) = \frac{1}{\sigma_y \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right]$	(6.4)
	$y = \frac{x - \mu_y}{\sigma_y}$	(6.5)
	$f_x(y) = \phi(y) = \frac{1}{\sigma_y \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}(y)^2\right]$	(6.6)
	$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y f_y(y) d(y)$ ou: $\Phi(y) = \int_{-\infty}^y \phi(y) d(y)$	(6.7)
	$s = \frac{S - \mu_s}{\sigma_s}$ $r = \frac{R - \mu_r}{\sigma_r}$	(6.8)
	$P_f = P(Z \leq 0.0) = \Phi\left(\frac{0.0 - \mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi(-\beta)$ $P_f = \Phi(-\beta)$	(6.9)

	$\Phi(-\beta) = \int_{-\infty}^{-\beta} \phi(x) dx$	(6.10)
	$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$	(6.11)
	$\mu_Z = \ln \frac{X_d}{X_c} = \ln \frac{\mu_d}{\mu_c}$	(6.12)
	$\sigma_Z = \sqrt{(\delta_d)^2 + (\delta_c)^2}$	
	$\beta = \frac{\ln(\mu_d) - \ln(\mu_c)}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{\mu_d}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{\mu_c}\right)^2}} = \frac{\ln\left(\frac{\mu_d}{\mu_c}\right)}{\sqrt{(\delta_d)^2 + (\delta_c)^2}}$	(6.13)
	$C_T = C_i + C_M + P_f \times C_f$	(6.14)
	$C_T = (1 + \lambda) \cdot C_0 + (1 + \lambda) \cdot W_d \cdot Costc \cdot X_D + P_f \cdot A \cdot W_d \cdot Costc$	(6.15)
	$\mu_D = \mu_C \cdot g_\beta$	(6.16)
	$g_\beta = e^{(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2})}$	(6.17)
	$X_D = f \cdot \mu_D$	(6.18)
	$C_T = (1 + \lambda) \cdot C_0 + (1 + \lambda) \cdot W_d \cdot Costc \cdot f \cdot \mu_C \cdot g_\beta + \Phi(-\beta) \cdot A \cdot W_d \cdot Costc$	(6.19)
	$f \cdot (1 + \lambda) \cdot \mu_C \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2} \cdot e^{(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2})} - \Phi(-\beta) \cdot A = 0$	(6.20)
	$R(\beta) = f \cdot (1 + \lambda) \cdot \mu_C \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2} \cdot e^{(\beta \cdot \sqrt{\delta_D^2 + \delta_C^2})} - \Phi(-\beta) \cdot A = 0$	(6.21)

$$Cost = f(1 + \lambda) \cdot \mu_c \cdot e^{\left(\beta \cdot \sqrt{\delta_b^2 + \delta_c^2}\right)} + A \cdot P_f$$

(6.22)