

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL – UFRGS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – PPGE

**CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DA VIDA ÚTIL
DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
ATACADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS:
INICIAÇÃO POR CLORETOS**

Jairo José de Oliveira Andrade

Tese Apresentada para Obtenção do Título
de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
Dezembro, 2001

Jairo José de Oliveira Andade

**CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DAS
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ATACADAS
PELA CORROSÃO DE ARMADURAS: INICIAÇÃO POR
CLORETOS**

Tese submetida ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia

Orientadores:

Prof^a. Dr^a. Denise Carpena Coitinho Dal Molin

Prof. Dr. José Luís Duarte Ribeiro

Porto Alegre
Dezembro, 2001

Esta Tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Prof^a. Denise Dal Molin
Orientadora

Prof. José Luis Duarte Ribeiro
Orientador

Prof^a. Francisco P. S. L. Gastal
Coordenador do PPGEC/UFRGS

Banca Examinadora:

- Prof. Paulo José Melaragno Monteiro
PhD. pela Universidade da Califórnia/Berkeley
- Prof. Antônio Alberto Nepomuceno
D.Sc. pela Universidade Politécnica de Madrid
- Prof. Luís Carlos Pinto da Silva Filho
PhD pela Universidade de Leeds
- Prof. Ruy Alberto Cremonini
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

A Deus
À Inês Martina

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer à orientadora e amiga Prof. Denise Dal Molin, por ser a responsável por toda a minha formação de pesquisador e por ter sempre incentivado o questionamento e a discussão sobre os temas investigados.

Ao Prof. José Luis Duarte Ribeiro, pela extrema competência na parte de concepção, desenvolvimento e análise de modelos e pela disponibilidade em orientar esta Tese.

Aos participantes do Grupo Focalizado, Professores Ângela Masuero, Ruy Cremonini, Denise Dal Molin, Luis Carlos Silva Filho, Antônio Nepomuceno, Vladimir Paulon, Paulo Monteiro e Paulo Helene; às competentes pesquisadoras Aguida Abreu e Fernanda Vieira e à Camargo Corrêa, na pessoa do Engenheiro Cristóvão, que forneceram dados importantes para o desenvolvimento do modelo proposto na Tese.

Ao amigo Herbert Martins Gomes, cuja ajuda foi fundamental no entendimento e na aplicação de conceitos totalmente novos, que só vieram a enriquecer tecnicamente o trabalho.

Ao CNPq, pela concessão do apoio financeiro para a realização da Tese.

Para não cometer nenhum tipo de esquecimento involuntário, gostaria de agradecer imensamente a todos os professores e amigos de Recife, do NORIE e de Porto Alegre de ontem, hoje e sempre, pela ajuda e suporte durante tantos anos de convivência. Contudo, dentre esses amigos há uma pessoa muito especial, que é minha companheira desde os tempos do Mestrado e que sempre me ajudou em todas as fases no NORIE. Sem você, Aguida, certamente as coisas seriam mais difíceis. Muito obrigado por tudo.

À Prof. Jane Almeida e todos os amigos da ULBRA pelo apoio durante a etapa de conclusão do trabalho.

Aos meus pais, Jairo e Alzira Andrade, e meus irmãos, Fabiana e Gustavo, por absolutamente tudo, sem restrições. Tudo o que eu sou hoje eu devo à vocês.

Ao Sr. Hiltor, Sr^a Ruth, Ana Sabine, Luciano (Mestre Gafanhoto), Betina, Vinícius e ao Bernardo, por serem a minha segunda família.

À minha amada noiva Inês Martina, pela ajuda, companheirismo e, principalmente, por entrar na minha vida e modificar toda a minha existência.

E à todos que, direta ou indiretamente, colaboraram para a realização do presente trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE FIGURAS	xiv
RESUMO	xx
ABSTRACT.....	xxi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivo Principal.....	2
1.2 Objetivos Secundários	3
1.3 Estrutura da Tese.....	3
2 MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO	5
2.1 Considerações Básicas.....	5
2.2 Mecanismos de Transporte no Concreto	8
2.2.1 Fluxo de Água.....	8
2.2.2 Fluxo Elétrico	9
2.2.3 Fluxo de Calor.....	9
2.2.4 Fluxo Químico.....	10
3 MODELAGEM DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: CONSIDERAÇÕES BÁSICAS.....	15
4 CORROSÃO DAS ARMADURAS NO CONCRETO	21
4.1 Generalidades	21
4.2 Principais Mecanismos de Despassivação das Armaduras	24
4.2.1 Carbonatação.....	24
4.2.2 Penetração de Íons Cloreto	26
5 FATORES QUE AFETAM A PENETRAÇÃO DE CLORETOS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	30
5.1 Características Ambientais e Condições de Exposição.....	30
5.1.1 Temperatura.....	30
5.1.2 Umidade Relativa.....	32
5.1.3 Condições de Exposição.....	33
5.1.4 Concentração Superficial de Cloretos.....	34
5.2 Características do Concreto.....	46
5.2.1 Coeficiente de Difusão.....	46
5.2.2 Resistência à Compressão	50
5.2.3 Tipo de Cimento.....	51
5.2.4 Presença de Adições.....	51

5.2.5	Efeito Sinérgico das Variáveis	52
6	MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS ATACADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS	56
6.1	Considerações Iniciais	56
6.2	Modelos para a Etapa de Iniciação	60
6.2.1	2ª Lei de Fick	61
6.2.2	Modelo de YAMAMOTO et al. (1995)	65
6.2.3	Modelo de MIDGLEY et. al. (1984).....	67
6.2.4	Modelo de CLEAR e HAY (1973)	68
6.2.5	Modelo de MANGAT et al. (1994).....	68
6.2.6	Modelo de UJI et al. (1990)	72
6.2.7	Modelo de MEJLBRO (1996).....	74
6.2.8	Modelo de TANG et al. (1994).....	77
6.2.9	Modelo de SAETTA et al. (1993).....	81
6.2.10	Modelo de BOB (1996).....	83
6.3	Modelos para a Etapa de Propagação	85
6.3.1	Modelo de BAZANT (1979).....	85
6.3.2	Modelo de CADY-WEYERS (1984)	85
6.3.3	Modelo de MORINAGA (1989).....	86
6.3.4	Modelo de ANDRADE et al. (1989).....	88
6.3.5	Modelo de LIU (1996)	89
7	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....	90
7.1	Histórico.....	90
7.2	Confiabilidade de Componentes e Sistemas	96
7.2.1	Incertezas Existentes na Análise de Confiabilidade.....	99
7.2.1.1	<i>Incertezas no Processo de Tomada de Decisão.....</i>	<i>100</i>
7.2.1.2	<i>Incertezas Fenomenológicas.....</i>	<i>100</i>
7.2.1.3	<i>Incertezas na Modelagem.....</i>	<i>100</i>
7.2.1.4	<i>Incertezas na Predição do Instante de Falha.....</i>	<i>101</i>
7.2.1.5	<i>Incertezas Físicas.....</i>	<i>101</i>
7.2.1.6	<i>Incertezas Estatísticas</i>	<i>101</i>
7.2.1.7	<i>Incertezas Relacionadas a Falhas Humanas.....</i>	<i>101</i>
7.2.2	Variáveis Aleatórias e Funções de Probabilidade	102
7.3	Índice de Confiabilidade	104
7.4	Métodos para Obtenção do Índice de Confiabilidade.....	106
7.4.1	Método de Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)	106
7.4.2	Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)	109
7.4.3	Métodos de Confiabilidade de Segunda Ordem (SORM)	110
7.4.4	Simulação de Monte Carlo	111

7.4.4.1	<i>Geração de Números Aleatórios</i>	112
7.4.4.2	<i>Geração das Variáveis Aleatórias</i>	112
7.4.4.3	<i>Determinação da Função Densidade de Probabilidade e da Probabilidade de Falha</i>	114
8	METODOLOGIA	116
8.1	Introdução	116
8.2	Determinação dos Coeficientes de Difusão de Cloretos	116
8.3	Análise de Confiabilidade	121
8.3.1	Tipo de Distribuição Adotado para a Vida Útil das Estruturas	121
8.3.2	Método de Análise de Confiabilidade Adotado.....	124
8.3.3	Definição do Índice de Confiabilidade	125
8.3.4	Definição das Funções de Estado Limite.....	129
8.3.5	Número de Simulações Realizadas.....	131
8.3.6	Análise de Sensibilidade	134
8.3.7	Propriedades Estatísticas das Variáveis.....	139
8.3.8	Proposta para Caracterização das Variáveis Básicas.....	150
9	RESULTADOS	156
9.1	Coeficientes de Difusão de Cloretos	156
9.1.1	Influência da Idade e da Relação a/c	159
9.1.2	Influência da Temperatura de Cura.....	161
9.1.3	Influência da Adição de Sílica Ativa.....	162
9.2	Análise Determinística	163
9.3	Análise de Confiabilidade	166
9.3.1	2ª Lei de Fick	166
9.3.2	Modelo de UJI et al. (1990)	180
9.3.3	Modelo de MEJLBRO (1996).....	184
9.3.4	Considerações sobre os Modelos Analisados	188
10	PROPOSTA DE UM MODELO PARA PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE PROJETO PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	193
10.1	Introdução	193
10.2	Análise em Grupos Focalizados (<i>Focus Group</i>)	193
10.3	Definição das Variáveis e Condução dos Trabalhos	197
10.4	Desenvolvimento do Modelo	198
10.5	Efeitos das Variáveis no Comportamento do Modelo	203
10.5.1	Influência das Variáveis Isoladas.....	203
10.5.2	Efeito das Variáveis no Tempo	209
10.6	Exemplo de Aplicação do Modelo	216
10.6.1	Descrição Geral da Estrutura	218

10.6.2 Características do Concreto e Condições de Exposição.....	220
10.6.3 Perfis de Penetração de Cloretos	222
10.7 Considerações sobre o Modelo Desenvolvido	230
11 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	232
12 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	234
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	235
ANEXO 1.....	250
ANEXO 2.....	254

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Aplicações da Equação de Difusão em Áreas da Engenharia (HANSEN, 1997)	8
Tabela 4.1 Limites para o teor total de cloretos no concreto (HELENE, 1993).....	27
Tabela 5.1 Correspondência entre a localização da estrutura de concreto e o tipo de deterioração observado (MEHTA, 1980; CEB, 1992; BARBUDO, 1992; HELENE, 1993; MEHTA e MONTEIRO, 1994; GUIMARÃES, 2000)	34
Tabela 5.2 Teores de cloretos, orientativos ou de referência, no concreto da superfície, em função do meio ambiente (HELENE, 1993)	44
Tabela 5.3 Relação existente entre a concentração de cloretos na superfície do concreto e a concentração de cloretos no ambiente.....	45
Tabela 5.4 Constantes de ativação (AMEY et. al., 1998).....	49
Tabela 5.5 Teores de substituição empregados no trabalho de ISAIA (1995)	54
Tabela 7.1 Alguns exemplos de distribuições estatísticas (ANG e TANG, 1975; ELSAYED, 1996).....	103
Tabela 7.2 Índice de confiabilidade <i>versus</i> probabilidade de falha (TANG e ANG, 1985; MELCHERS, 1987)	104
Tabela 8.1 Ambientes de cura dos corpos-de-prova (HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001)	117
Tabela 8.2 Distribuições estatísticas empregadas para a análise (ANG e TANG, 1975; ELSAYED, 1996).....	123
Tabela 8.3 Probabilidades de falha associadas a diferentes exigências de desempenho (SIEMES et al., 1998; DURACRETE, 1999).....	125
Tabela 8.4 Vida útil média associada aos índices de confiabilidade e à vida útil requerida (SIEMES et al., 1998)	126
Tabela 8.5 Propriedades das variáveis básicas empregadas para o exemplo proposto	128
Tabela 8.6 Variabilidades assumidas para a realização da análise de sensibilidade	135
Tabela 8.7 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por SIEMES et al. (1985)	140
Tabela 8.8 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por ENRIGHT et al. (1998)	141
Tabela 8.9 Distribuições dos parâmetros para modelagem do processo corrosivo (THOFT-CHRISTENSEN, 1998).....	141
Tabela 8.10 Distribuição estatística das variáveis proposta por (THOFT-CHRISTENSEN, 1998).....	142

Tabela 8.11 Caracterização estatística das variáveis básicas apresentada por LOUNIS et al., 2001)	142
Tabela 8.12 Distribuições dos parâmetros para modelagem do processo corrosivo (MATSUSHIMA et al., 1998).....	143
Tabela 8.13 Distribuição estatística das variáveis proposta por STEWART et al. (1998).....	143
Tabela 8.14 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por ZEMAJTIS (1998)	144
Tabela 8.15 Distribuição estatística das variáveis proposta por BREITENBUCHER et al. (1999).....	144
Tabela 8.16 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por VROUWENVELDER et al. (1999).....	144
Tabela 8.17 Variabilidade da relação a/c para vários tipos de concreto (SILVA, 1998)	145
Tabela 8.18 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por GOMES et al. (1999).....	146
Tabela 8.19 Variação da resistência à compressão do concreto <i>in situ</i> (MELCHERS, 1987)	147
Tabela 8.20 Classificação dos concretos ($f_c < 35$ MPa) segundo o ACI (adaptado de NEVILLE, 1997).....	147
Tabela 8.21 Características dos concretos analisados por CREMONINI (1994)....	148
Tabela 8.22 Características do concreto apresentadas por HELENE e TERZIAN (1993).....	148
Tabela 8.23 Propriedades estatísticas do parâmetro k , obtidas através de simulação numérica.....	149
Tabela 8.24 Propriedades estatísticas das variáveis referentes às características do concreto.....	151
Tabela 8.25 Proposta de classificação do coeficiente de variação da espessura de cobertura às armaduras, em função do controle empregado na execução das obras.....	152
Tabela 8.26 Características qualitativas associadas aos níveis de controle da execução dos elementos de concreto armado [adaptado de ARANHA (1994) e ANDRADE (1997)]	153
Tabela 8.27 Variabilidades assumidas para o coeficiente de difusão de cloretos...	154
Tabela 8.28 Variabilidades assumidas para a concentração superficial de cloretos	154
Tabela 9.1 Coeficientes de difusão de cloretos para o cimento CP II F (PEREIRA, 2001)	156
Tabela 9.2 Coeficientes de difusão de cloretos para o cimento CP IV (PEREIRA, 2001)	157

Tabela 9.3 Coeficientes de difusão de cloretos para o CP V ARI (HOFFMANN, 2001)	158
Tabela 9.4 Comparação entre os coeficientes de difusão de cloretos para os cimentos avaliados (HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001)	159
Tabela 9.5 Parâmetros iniciais adotados para a análise determinística	163
Tabela 9.6 Dados para a análise de confiabilidade para a 2ª Lei de Fick	166
Tabela 9.7 Dados relacionados ao coeficiente de difusão (em cm^2/ano) para a análise de confiabilidade (63 dias; $T = 30^\circ\text{C}$)	167
Tabela 9.8 Coeficientes de difusão (em cm^2/ano) empregados na análise de confiabilidade para o cimento CP V ARI (28 dias; $T = 25^\circ\text{C}$)	168
Tabela 9.9 Coeficientes de difusão (em cm^2/ano) empregados na análise de confiabilidade para os cimentos avaliados (63 dias)	170
Tabela 9.10 Dados para a análise de confiabilidade segundo o modelo apresentado por UJI et al. (1990)	180
Tabela 9.11 Dados relacionados ao coeficiente de difusão (em cm^2/ano) empregados na análise de confiabilidade (63 dias; $T = 30^\circ\text{C}$)	180
Tabela 9.12 Dados para a análise de confiabilidade empregados na formulação apresentada por MEJLBRO (1996)	184
Tabela 9.13 Coeficientes de difusão empregados para a análise de confiabilidade no modelo de MEJLBRO (1996) (63 dias; $T = 30^\circ\text{C}$)	185
Tabela 10.1 Vantagens e desvantagens do <i>Focus Group</i> (KRUEGER, 1994; MORGAN, 1988)	195
Tabela 10.2 Parâmetros e variáveis escolhidos para a formulação do modelo	197
Tabela 10.3 Valores de K_1 em função do tipo de cimento	202
Tabela 10.4 Valores de K_2 em função do tipo de adições	202
Tabela 10.5 Valores dos coeficientes da Equação 10.17, obtidas através de regressão não linear	202
Tabela 10.6 Valores adotados para a realização do exemplo	204
Tabela 10.7 Valores adotados para a realização do exemplo	210
Tabela 10.8 Caracterização dos pontos de análise (GUIMARÃES, 2000)	219
Tabela 10.9 Caracterização dos agregados (ECISA <i>apud</i> GUIMARÃES, 2000)	220
Tabela 10.10 Propriedades do cimento Gaúcho 320 [ECISA e DIAS (1996) <i>apud</i> GUIMARÃES, 2000]	221
Tabela 10.11 Características dos concretos avaliados (GUIMARÃES, 2000)	221
Tabela 10.12 Teores de íons cloreto em relação à massa de cimento nos pontos avaliados (GUIMARÃES, 2001)	223
Tabela 10.13 Concentração superficial (C_s) e coeficiente de difusão de cloretos (D) ajustados pela 2ª Lei de Fick para os pontos analisados ($t = 22$ anos)	225
Tabela 10.14 Valor do parâmetro k e da concentração ambiental de cloretos para os pontos avaliados	227

Tabela 10.15 Dados empregados para a realização do exemplo.....	228
Tabela 10.16 Resultados das previsões através dos modelos avaliados (t = 22 anos)	228
Tabela 10.17 Diferenças percentuais entre os modelos estudados, comparando-se com as medidas obtidas <i>in situ</i>	228
Tabela 10.18 Variáveis consideradas nos modelos estudados.....	230

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Difusão iônica através de uma laje.....	11
Figura 3.1 Vida útil de estruturas de concreto (MEHTA, 1994)	16
Figura 3.2 Vida útil das estruturas [adaptado do CEB (1993) e HELENE (1993)]	18
Figura 3.3 Níveis de modelagem segundo o CEB (1997)	19
Figura 4.1 Modelo de vida útil para estruturas atacadas pela corrosão de armaduras (TUUTTI, 1982).....	22
Figura 4.2 Modelo da corrosão de armaduras no concreto	23
Figura 5.1 Influência do teor de umidade sobre o risco de corrosão, considerando o concreto de cobrimento (CEB, 1993).....	32
Figura 5.2 Concentração superficial de cloretos em diversas estruturas de concreto armado em ambiente marinho – concretos sem adições (BAMFORTH, 1996)..	35
Figura 5.3 Concentração superficial de cloretos em diversas estruturas de concreto armado em ambiente marinho – concretos com adições (BAMFORTH, 1996)..	36
Figura 5.4 Variações da concentração superficial de cloretos em relação ao nível do mar (BAMFORTH, 1996).....	36
Figura 5.5 Variações da concentração superficial de cloretos em um pilar de ponte (WOOD et al., 1997)	37
Figura 5.6 Crescimento da concentração superficial de cloretos no tempo segundo as formulações propostas por LIN (1990), MEJLBRO (1996) e AMEY et. al. (1998)	39
Figura 5.7 Formas de penetração de cloretos em concreto [Adaptado de BARBUDO (1992) e BORGES et al., 1998].....	40
Figura 5.8 Perfis de concentração de cloretos mostrando as zonas de absorção e de difusão para concretos com diferentes relações a/c (CASTRO et al., 1999)	41
Figura 5.9 Variação do coeficiente de difusão de cloretos no tempo (LIN, 1990)	47
Figura 5.10 Valores de coeficientes de difusão de cloretos em função da idade dos concretos (BAMFORTH, 1996)	48
Figura 5.11 Valores de coeficientes de difusão de cloretos em função da relação a/c (BAMFORTH, 1996).....	49
Figura 5.12 Distribuição dos coeficientes de difusão de cloretos obtidos em duas colunas de uma mesma ponte (BAMFORTH, 1996)	50
Figura 5.13 Resistência à compressão <i>versus</i> carga total passante (FERREIRA, 1999)	53
Figura 5.14 Relação entre a resistência à compressão e a carga total passante (ISAIA, 1995).....	54
Figura 6.1 Possíveis formas de degradação das estruturas (VAN DER TOORN,1994)	57

Figura 6.2 Principais modelos de degradação das estruturas de concreto armado referentes ao fenômeno da corrosão de armaduras induzida por cloretos.....	60
Figura 6.3 Perfil típico de cloretos em uma estrutura em um tempo t	63
Figura 6.4 Perfis de cloreto medidos em diferentes momentos durante a vida útil de uma estrutura	64
Figura 6.5 Fatores que influenciam na determinação dos parâmetros (YAMAMOTO et al., 1995)	66
Figura 6.6 Fluxograma para estimativa do coeficiente de difusão (YAMAMOTO et al., 1995)	67
Figura 6.7 Variação do coeficiente de difusão de cloretos no tempo de acordo com MANGAT et al. (1994)	69
Figura 6.8 Perfil de cloretos típico segundo a metodologia proposta por MANGAT et al. (1994)	71
Figura 6.9 Evolução do teor de cloretos no tempo para uma dada profundidade segundo MANGAT et al. (1994).....	71
Figura 6.10 Perfil de cloretos típico segundo a metodologia apresentada por UJI et al. (1990)	73
Figura 6.11 Concentração de cloretos em diferentes concretos para uma dada profundidade.....	74
Figura 6.12 Variação da concentração superficial de cloretos no tempo	75
Figura 6.13 Concentração superficial de cloretos em função do tempo de exposição para diferentes ambientes (SWAMY et al., 1994).....	77
Figura 6.14 Fatores determinantes no período de iniciação do processo corrosivo..	84
Figura 7.1 Representação gráfica da função de estado limite para um espaço bidimensional	98
Figura 7.2 Representação dos estados de segurança e de falha em um sistema.....	99
Figura 7.3 Incertezas existentes na análise de confiabilidade (MELCHERS, 1987)	100
Figura 7.4 Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha (MELCHERS, 1987)	105
Figura 7.5 Representação esquemática da perda de funcionalidade <i>versus</i> índice de confiabilidade [adaptado de TUUTTI (1982)]	105
Figura 7.6 Espaço de variáveis reduzidas na abordagem FOSM (ANG e TANG, 1984)	107
Figura 7.7 Representação bidimensional do espaço padronizado após a transformação do espaço original para uma aproximação FORM (ANG e TANG, 1984; PREZZI, 1995; GOMES, 1997)	109
Figura 7.8 Representação esquemática da função de estado limite para uma aproximação SORM (HALDAR et al., 1995)	111

Figura 7.9 Método de transformação inversa para a geração das variáveis aleatórias (MELCHERS, 1987)	113
Figura 7.10 Representação gráfica dos estados de falha e segurança	114
Figura 8.1 Aparato utilizado no ensaio de migração de cloretos (HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001).....	118
Figura 8.2 Fatia de 2,5 cm retirada da parte central do corpo-de-prova revestida com resina epóxi (HOFFMANN, 2001)	118
Figura 8.3 Ensaio de migração de cloretos (HOFFMANN, 2001)	119
Figura 8.4 Determinação da concentração de cloretos através do eletrodo de íon seletivo (HOFFMANN, 2001)	119
Figura 8.5 Distribuição genérica da vida útil das estruturas (CEB, 1997; SIEMES et al., 1998)	122
Figura 8.6 Comparação entre diversas funções de distribuição para uma mesma vida útil média (88 anos).....	123
Figura 8.7 Representação gráfica da relação existente entre o índice de confiabilidade, a probabilidade de falha e a penetração de cloretos no concreto	127
Figura 8.8 Relação entre o número de simulações, o tempo de processamento e a variabilidade da probabilidade de falha.....	132
Figura 8.9 Relação entre o número de simulações e a variabilidade da resposta para os modelos avaliados	132
Figura 8.10 Relação entre o número de simulações e o tempo de processamento para os modelos avaliados	133
Figura 8.11 Efeito do coeficiente de variação das variáveis básicas no tempo médio de despassivação para a 2ª Lei de Fick	136
Figura 8.12 Efeito do coeficiente de variação das variáveis básicas no tempo médio de despassivação para o modelo proposto por UJI et al. (1990)	136
Figura 8.13 Efeito do coeficiente de variação da espessura de revestimento no tempo médio de despassivação para o modelo proposto por MEJLBRO (1996)	137
Figura 8.14 Efeito do COV das variáveis básicas na variabilidade da vida útil de projeto, de acordo com a 2ª Lei de Fick.....	137
Figura 8.15 Efeito do COV das variáveis básicas na variabilidade da vida útil de projeto, de acordo com o modelo proposto por UJI et al. (1990)	138
Figura 8.16 Efeito do COV da espessura de revestimento na variabilidade da vida útil de projeto, de acordo com o modelo proposto por MEJLBRO (1996).....	138
Figura 9.1 Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função do tempo para várias relações a/c: (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP I ARI (T = 25°C)	160
Figura 9.2 Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função da temperatura de cura para várias relações a/c: (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI.....	161

Figura 9.3 Efeito da adição de sílica ativa no coeficiente de difusão de cloretos para o cimento CP V ARI.....	162
Figura 9.4 Melhor ajuste dos perfis de penetração de cloretos para os modelos analisados, utilizando as variáveis apresentadas na Tabela 9.5 (t = 1 ano) ...	164
Figura 9.5 Evolução do teor de cloretos no tempo considerando a análise determinística (x = 2,0 cm): (a) comportamento até 10 anos de exposição; (b) comportamento até 50 anos de exposição.....	165
Figura 9.6 Índices de confiabilidade para os tipos de cimento avaliados (63 dias; T = 30°C).....	167
Figura 9.7 Efeito da adição de sílica ativa (SA) no índice de confiabilidade para o cimento CP IV ARI.....	169
Figura 9.8 Efeito da temperatura de cura dos concretos na vida útil de projeto: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60.....	170
Figura 9.9 Efeito da espessura de cobertura na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP II F: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60 .	171
Figura 9.10 Efeito da espessura de cobertura na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP IV: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60....	172
Figura 9.11 Efeito da espessura de cobertura na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP V ARI: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60	172
Figura 9.12 Efeito da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP II F: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60.....	173
Figura 9.13 Efeito da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP IV: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60.....	174
Figura 9.14 Efeito da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP V ARI: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60	174
Figura 9.15 Influência da espessura de cobertura na vida útil de projeto.....	176
Figura 9.16 Influência da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para todos os cimentos estudados.....	177
Figura 9.17 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobertura para distintos valores da concentração superficial de cloretos para o cimento CP II F : (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60	178
Figura 9.18 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobertura para distintos valores da concentração superficial de cloretos para o cimento CP IV: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60	178

Figura 9.19 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores da concentração superficial de cloretos para o cimento CP V ARI: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$	179
Figura 9.20 Índices de confiabilidade obtidos a partir do modelo proposto por UJI et al. (1990)	181
Figura 9.21 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores do parâmetro k para o cimento CP II F : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$	182
Figura 9.22 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores do parâmetro k para o cimento CP IV : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$	183
Figura 9.23 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores do parâmetro k para o cimento CP V ARI : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$	183
Figura 9.24 Índices de confiabilidade obtidos a partir do modelo proposto por MEJLBRO (1996).....	186
Figura 9.25 Vida útil de projeto, considerando uma espessura média de cobrimento para distintos valores do parâmetro S ($a/c = 0,60$): (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI	187
Figura 9.26 Comparações entre a vida útil de projeto para as funções de estado limite avaliadas ($a/c = 0,60$): (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI.....	189
Figura 9.27 Efeito da espessura de cobrimento às armaduras para uma dada probabilidade de falha, considerando os modelos avaliados ($a/c = 0,60$): (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI.....	191
Figura 10.1 Influência da umidade relativa na penetração da frente de cloretos..	204
Figura 10.2 Influência da temperatura na penetração da frente de cloretos	205
Figura 10.3 Influência da concentração superficial na penetração da frente de cloretos.....	205
Figura 10.4 Efeito da resistência à compressão na profundidade de penetração de cloretos.....	206
Figura 10.5 Influência do tipo de cimento na profundidade de penetração de cloretos no concreto, considerando um $f_{ck} = 30$ MPa	207
Figura 10.6 Efeito dos diversos tipos de adição mineral na profundidade de penetração de cloretos, considerando um $f_{ck} = 30$ MPa	208
Figura 10.7 Análise de sensibilidade do modelo desenvolvido	209
Figura 10.8 Efeito da temperatura ambiental no modelo proposto	210
Figura 10.9 Efeito da concentração superficial de cloretos na profundidade da frente de penetração.....	211
Figura 10.10 Efeito do tipo de adição na profundidade de penetração	212

Figura 10.11 Efeito do teor de sílica ativa na profundidade da frente de penetração de cloretos	213
Figura 10.12 Influência do tipo de cimento na profundidade de penetração.....	214
Figura 10.13 Efeito da umidade relativa na profundidade de penetração	215
Figura 10.14 Influência da resistência característica à compressão do concreto na profundidade de penetração de cloretos	215
Figura 10.15 Estrutura do cais e localização dos pontos pesquisados (cotas em cm) (GUIMARÃES, 2000)	219
Figura 10.16 Detalhe dos pontos de retirada das amostras de cloretos (cotas em cm) (GUIMARÃES, 2000)	220
Figura 10.17 Perfis de penetração de cloretos nos pontos analisados (GUIMARÃES, 2000)	224
Figura 10.18 Melhores ajustes dos dados experimentais obtidos através da 2ª Lei de Fick para os pontos PS (a) e PI (b)	225
Figura 10.19 Melhores ajustes dos dados experimentais obtidos através da 2ª Lei de Fick para os pontos ES (a) e EI (b)	226

CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ATACADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS: INICIAÇÃO POR CLORETOS

Jairo José de Oliveira Andrade

RESUMO

Atualmente observa-se que uma grande parte das estruturas de concreto armado estão apresentando problemas relacionados à corrosão das armaduras, principalmente aquela iniciada pelos íons cloreto. Nesse sentido, muitos estudos estão sendo realizados a fim de prever o tempo necessário para que os íons cloreto atinjam a armadura, iniciando assim a propagação do processo corrosivo.

Existem alguns parâmetros relacionados ao concreto e ao meio ambiente que exercem uma grande influência na penetração de íons cloreto. Entre os fatores relacionados ao concreto, verifica-se que o coeficiente de difusão de cloretos, a concentração superficial de cloretos, a relação água/cimento, a espessura de cobrimento, a presença e a quantidade de adições são alguns parâmetros que interferem na vida útil de projeto das estruturas. Já em relação às condições ambientais, os principais fatores que afetam a vida útil são a umidade relativa e a temperatura de exposição. Assim, procurou-se avaliar o efeito de tais variáveis na vida útil das estruturas, considerando as mesmas como grandezas aleatórias, apresentando um determinado valor médio e um desvio-padrão característico.

Essas variáveis aleatórias foram inseridas em alguns modelos matemáticos que são empregados para a previsão da vida útil das estruturas – 2ª Lei de Fick e os modelos propostos por UJI et al. (1990) e por MEJLBRO (1996). A partir daí, realizou-se uma análise de confiabilidade a partir de um método de simulação numérica (Simulação de Monte Carlo) a fim de se determinar a probabilidade de falha no tempo para concretos feitos com diferentes tipos de cimento e adições, quando inseridos em condições ambientais distintas.

A fim de contribuir no processo de previsão da vida útil das estruturas quando inseridas em ambientes contendo cloretos, foi desenvolvido um modelo matemático baseado na análise em Grupos Focalizados (ou *Focus Groups*). Algumas das principais características do modelo proposto são a lógica empregada no seu desenvolvimento e a grande facilidade de aplicação do mesmo. O comportamento do modelo se mostrou consistente com os resultados de investigações experimentais realizadas por outros pesquisadores, onde o mesmo foi aplicado em um estudo de caso para verificar a resposta em relação à penetração de cloretos em alguns pontos de uma estrutura de concreto armado inserida em área salina.

**SERVICE LIFE PREDICTION OF REINFORCED CONCRETE
STRUCTURES AFFECTED BY CORROSION OF REINFORCEMENT:
INITIATION BY CHLORIDE IONS**

Jairo José de Oliveira Andrade

ABSTRACT

Nowadays an amount of reinforced concrete structures are presenting problems related with corrosion of reinforcement, mainly that induced by chloride ions. So, many studies are being accomplished to predict the necessary time for chloride ions reach the reinforcement, beginning the propagation of corrosive process.

Some parameters related to concrete and environment have a great influence in chloride penetration. Among the factors related to the concrete, it is verified that the diffusion coefficient, the chloride surface concentration, the w/c ratio, the cover thickness, the presence and amount of admixtures are some parameters that increase the project service life of the structures. Concerning to environmental conditions, the main factors that affect the service life are the relative humidity and the exposition temperature. So, the effect of such variables in service life of concrete structures was evaluated. The evaluation was conducted considering the random behaviour of the mentioned variables, which may be characterized by their respective mean value and a standard deviation.

Those variabilities were inserted in some mathematical models that were used for the service life prediction of reinforced concrete structures – 2nd Fick's Law and the models proposed by UJI et al. (1990) and MEJLBRO (1996). So, a reliability analysis using a numeric simulation (Monte Carlo Simulation) for determine the failure probability for concretes done with different cement types and admixtures, when inserted in different environmental conditions was performed.

In order to contribute with the service life prediction of the structures when inserted in saline environments, a mathematical model was developed based in a Focus Groups analysis. Some of the main characteristics of the proposed model are the logic applied for its development and the application easiness. This model was applied in a case study to verify the answer in relation to chloride penetration in some points of a reinforced concrete structure inserted in a saline area. The behavior of the model was consistent with the results of experimental investigations accomplished by other researchers.

1 INTRODUÇÃO

A durabilidade e a conseqüente previsão da vida útil das estruturas de concreto armado estão sendo objeto de pesquisa dentro da Engenharia Civil. Observa-se o esforço realizado por alguns pesquisadores (TUUTTI, 1982; ANDRADE, 1988; HELENE, 1993) no sentido de se tentar estabelecer uma modelagem adequada para representar a curva desempenho *versus* tempo das estruturas. Muitos dos esforços realizados nesse sentido estão direcionados para o estudo da corrosão das armaduras pois, além de ser o fenômeno que apresenta um maior índice de ocorrência nas estruturas de concreto, tal tipo de degradação pode reduzir significativamente a vida útil das mesmas (HELENE, 1993; MEHTA, 1994; ANDRADE, 1997). Diversos trabalhos de levantamento de danos em estruturas de concreto armado realizados no exterior (MEHTA, 1993; STEWART et al., 1998) e no Brasil (CARMONA e MAREGA, 1988; DAL MOLIN, 1988; ARANHA, 1994; NINCE, 1996; ANDRADE, 1997) mostraram que a corrosão de armaduras é o fenômeno responsável por uma grande parte dos danos nas estruturas, com índices de ocorrência variando entre 27% e 64%.

Face a tais colocações, estudos estão sendo realizados (STEWART et al., 1998; FRANGOPOL et al., 1997; SCHIESSL et al., 1999) no sentido de tentar modelar matematicamente a vida útil das estruturas de concreto armado atingidas pelo fenômeno corrosivo, a fim de orientar adequadamente as atividades de projeto e manutenção das mesmas. Até o presente momento estão sendo empregadas duas linhas de estudo com relação à previsão da vida útil das estruturas atacadas pela corrosão. A primeira delas concentra-se na adoção de determinados modelos para o transporte de agentes agressivos para o interior das estruturas de concreto (PAPADAKIS et al., 1991; HELENE, 1993), chamados de modelos determinísticos. Tais modelos baseiam-se nas equações de movimento de fluidos nos poros do concreto para a determinação do tempo necessário para que os agentes de degradação provoquem a deterioração das estruturas.

Na segunda linha de pesquisa considera-se a variabilidade que é inerente a qualquer processo natural (ANG e TANG, 1984). Essa variabilidade também pode ser incorporada aos estudos de degradação que ocorrem nas estruturas de concreto, como por ataque dos íons sulfato (KURTIS et al., 2000) e pela corrosão de armaduras iniciada pela carbonatação (BOB, 1996; RAMEZANIANPOUR, 2000) ou pela ação dos íons cloreto (PREZZI, 1995; LOUNIS et al. 2001). Essa variabilidade está relacionada principalmente com as características do concreto e as condições ambientais que influenciam nos fenômenos de transporte (SCHIESSL et al., 1999). A fim de englobar as variabilidades implícitas nos processos de degradação, outros pesquisadores estão aplicando um processo chamado de probabilístico (ou

estocástico) – cujas teorias são largamente utilizadas no ramo da engenharia estrutural (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; SILVA, 1998; DER KIUREGHIAN, 1996) –, que são baseados na teoria da confiabilidade, para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado (LI, 1995; BOB, 1996; ENRIGHT et al., 1998; DURACRETE, 1999).

Assim, observa-se que as técnicas de confiabilidade podem ser aplicadas à previsão de vida útil das estruturas de concreto armado, principalmente em função do nível de aleatoriedade característico de uma grande parte dos fatores envolvidos nos processos de degradação.

Dentro da linha de pesquisa relacionada à previsão da vida útil das estruturas de concreto atacadas pela corrosão das armaduras, a presente Tese discute vários aspectos originais. De início serão apresentados os principais mecanismos de transporte de massa nos materiais porosos, que fundamentam os diversos mecanismos de degradação das estruturas, relacionando-os à corrosão das armaduras. Depois serão mostrados os diversos parâmetros que influenciam na durabilidade de uma estrutura de concreto armado, cujos principais modelos de penetração de cloretos serão discutidos. Os conceitos de índice de confiabilidade e probabilidade de falha serão apresentados, sendo aplicados na determinação do tempo até a despassivação de concretos de características conhecidas, através dos processos de simulação. Logo após será mostrada a metodologia empregada para o desenvolvimento de um modelo de penetração de cloretos no concreto, onde uma aplicação do mesmo será efetuada, mostrando sua facilidade de aplicação pelos profissionais responsáveis pela atividade de projeto das estruturas.

Como a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado é uma área de pesquisa recente, muitos estudos devem ser conduzidos para a verificação da aplicabilidade dos processos de predição propostos. Além disso, devem ser realizadas avaliações considerando as características dos materiais e as condições ambientais predominantes no Brasil, a fim de especificar critérios de desempenho que reflitam as condições da Construção Civil nacional.

1.1 Objetivo Principal

Empregar os princípios de confiabilidade objetivando prever a vida útil das estruturas de concreto armado em relação ao período de iniciação do processo corrosivo induzido por cloretos.

1.2 Objetivos Secundários

- Realizar uma comparação entre os modelos apresentados pela literatura que podem ser empregados para representar a etapa de iniciação do processo corrosivo induzida por cloretos;
- propor uma caracterização estatística – através de análises da literatura – das variáveis que influenciam nos modelos estudados;
- apresentar e utilizar os princípios de confiabilidade para prever a vida útil de projeto de estruturas de concreto armado;
- empregar dados oriundos de análises experimentais para verificar o efeito de alguns fatores relacionados ao concreto (temperatura de cura, tipo de cimento, relação a/c e presença de sílica ativa) na probabilidade de falha das estruturas em relação à iniciação do processo corrosivo;
- propor um método de previsão da vida útil de projeto – em relação à penetração de cloretos – baseado em análises oriundas de um grupo focalizado (*Focus Group*), relacionando as características ambientais e algumas propriedades do concreto com a penetração de cloretos; e
- realizar uma aplicação do modelo proposto a um estudo de caso conduzido por GUIMARÃES (2000), relativo a uma estrutura inserida em uma área salina, onde as características da mesma (ambientais e de execução) encontram-se adequadamente descritas.

1.3 Estrutura da Tese

O presente trabalho está estruturado de acordo com a sequência a seguir:

No primeiro Capítulo, que é a *Introdução* do trabalho, estão descritos os objetivos da pesquisa desenvolvida.

No *Capítulo 2* estão apresentados os princípios básicos que regem o transporte de substâncias nos materiais porosos, que têm influência nos processos de degradação. Tais princípios formam a base conceitual dos modelos que são adotados para a previsão da vida útil das estruturas de concreto. No *Capítulo 3* são discutidos os fundamentos teóricos a respeito da modelagem da vida útil das estruturas de concreto armado, apresentando as definições de vida útil que serão adotadas no presente trabalho.

No *Capítulo 4* é apresentado o conceito de corrosão de armaduras em concreto, onde é feita uma breve revisão sobre o tema. No *Capítulo 5* estão descritos

os principais fatores que afetam a penetração de cloretos nas estruturas de concreto armado, relacionados às características do concreto e do meio ambiente. Os modelos atualmente empregados para a previsão da vida útil das estruturas atacadas pela corrosão – tanto na fase de iniciação quanto de propagação – estão apresentados no *Capítulo 6*.

No *Capítulo 7* constam os princípios básicos da análise de confiabilidade, onde são mostradas as principais fontes de variação existentes em um determinado processo e os métodos utilizados para o cálculo do índice de confiabilidade de sistemas.

No *Capítulo 8* está apresentada a metodologia adotada para a realização da previsão da vida útil de projeto das estruturas de concreto armado através dos princípios de confiabilidade, sendo os resultados das análises comentados no *Capítulo 9*.

O desenvolvimento de um modelo de previsão de vida útil de projeto das estruturas, quando inseridas em um ambiente com cloretos, está mostrado no *Capítulo 10*. No mesmo Capítulo estão apresentadas considerações sobre o modelo obtido, bem como os resultados da aplicação do mesmo em um estudo de caso em uma estrutura de concreto armado inserida em ambiente marinho.

As considerações finais e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas ao tema estão apresentadas nos *Capítulos 11 e 12*.

2 MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO

2.1 Considerações Básicas

As propriedades de transferência de massa nos materiais cimentícios são de suma importância para o entendimento dos diversos mecanismos de deterioração que ocorrem nas estruturas de concreto. Praticamente todos os processos de degradação (excetuando-se aqueles relacionados à ação de cargas e/ou tensões) têm a permeabilidade do concreto como sendo o primeiro ponto de vulnerabilidade à ação dos agentes agressivos, relacionando-se à passagem de um fluido através da estrutura porosa do material (MEHTA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1995). Nos casos de estruturas de barragens e tubulações de condução de água, a estanqueidade – ou a baixa permeabilidade –, juntamente com a resistência mecânica são fatores objetivados desde a etapa de planejamento da estrutura. Já no caso das estruturas de concreto armado convencionais, por uma questão de paradigma, a resistência mecânica é a preocupação fundamental dos engenheiros. Contudo, em virtude do alto nível de degradação observado nas estruturas de concreto armado, alguns pesquisadores (HELENE, 1993; HANSEN, 1997) têm se voltado para um estudo mais sistemático da durabilidade das estruturas, tentando modelar mais detalhadamente as propriedades de transporte de fluidos (água ou vapor) nos materiais porosos e inferir sua importância no desempenho destas estruturas.

Em virtude desse esforço, hoje em dia existem algumas maneiras de se modelar matematicamente a permeabilidade de um material. BREYSSE et al. (1995) apresentam uma discussão a respeito dos modelos mais gerais empregados para se analisar tal propriedade, conforme citado a seguir.

Primeiramente existem os modelos chamados *fenomenológicos*, onde os mesmos buscam uma interrelação da permeabilidade com outras propriedades do concreto, como a relação *a/c* e a porosidade. Segundo BREYSSE et al. (1995), o princípio básico desse tipo de formulação é a Lei de Archie, que expressa a permeabilidade como uma função da porosidade. Como exemplo, MEHTA (1980) apresenta a seguinte equação:

$$k = e^{3,84V_1 + 0,20V_2 + 0,56 \times 10^{-6} TD + 8,09MTP - 2,53} \quad \text{Equação 2.1}$$

onde:

k = permeabilidade;

V_1 e V_2 = volume de duas classes de poros;
 TD = determinado diâmetro limite; e
 MTP = porosidade total modificada.

MEHTA (1980) utilizou dados experimentais a fim de verificar a possível correlação existente entre a porosidade e a permeabilidade do material, onde o modelo resultante para análises em pastas de cimento pode ser representado pela Equação 2.2.

$$\ln(k_{exp}) = 9,50 + 5,95 \ln(p) \quad r^2 = 0,721 \quad \text{Equação 2.2}$$

onde:

k_{exp} = porosidade obtida através de ajustes experimentais; e
 p = permeabilidade do material.

Analogia semelhante pode ser realizada para o caso da relação a/c. Para o mesmo conjunto de dados, correlacionou-se as variáveis de acordo com a Equação 2.3.

$$\ln(k_{exp}) = -5,39 + 14,73 a/c \quad r^2 = 0,792 \quad \text{Equação 2.3}$$

onde:

a/c = relação água/cimento.

Já os modelos baseados em *conceitos físicos* empregam teorias já consagradas (como a teoria da percolação), associadas ao uso de procedimentos de análise analíticos ou semi-empíricos, para prever o comportamento das variáveis estudadas. A teoria da percolação é explicada por ENGELUND (1997). Segundo este autor, dentro da matriz de concreto a rede de poros pode estar interconectada com uma probabilidade p . Se o valor de p é alto, pode-se admitir que há continuidade na rede de poros, e ocorre um maior fluxo de material pela matriz. Analogamente, quando o valor de p é pequeno, há apenas poucos capilares ligados. Contudo, a determinação desse valor de p é ainda bastante incerta para uma dada estrutura, dependendo de uma série de fatores, não explicando satisfatoriamente tal fenômeno. Outros modelos físicos são descritos por CARMAN et al., citados por BREYSSE et al. (1995), onde a permeabilidade é uma função da porosidade e de um parâmetro de tortuosidade T , que representa o efeito da estrutura de poros. O problema maior,

segundo os autores, é que esses modelos não são capazes de correlacionar adequadamente as propriedades microscópicas com os efeitos macroscópicos observados nas estruturas de concreto.

Existem ainda os *modelos numéricos*, cuja idéia básica é simular o comportamento microestrutural do concreto através de sistemas computacionais. Para a elaboração desse tipo de modelo duas formas básicas podem ser empregadas: em uma delas tenta-se simular as características geométricas da matriz de concreto através de programas em duas ou três dimensões (ENGELUND, 1997). Tais modelos necessitam de maiores estudos, principalmente em função do espaço útil a ser modelado e do esforço computacional dispendido no processo. A segunda forma consiste em tentar substituir a real geometria do material por uma rede de poros e tubos (OLLIVIER, 1998). Segundo os autores, a limitação desse tipo de modelo ocorre em função da dificuldade de discretização da microestrutura e da capacidade de processamento dos computadores atuais.

Feitas tais considerações, serão discutidos brevemente os princípios fundamentais dos mecanismos de transporte de fluidos que servem de base para modelar o transporte de substâncias agressivas nos materiais porosos (incluindo-se aí o concreto). PREZZI (1995) cita que pode haver quatro tipos básicos de mecanismos em tal tipo de material: fluxos de água, elétrico, químico e de calor. Genericamente, as leis que regem tais tipos de movimento são lineares, podendo ser explicitadas através de uma equação do tipo:

$$\frac{J_i}{A} = L_{ii} X_i \quad \text{Equação 2.4}$$

onde:

J_i = taxa de fluxo;

A = seção transversal de fluxo;

L_{ii} = coeficiente de condutividade do tipo de fluxo considerado; e

X_i = gradiente de fluxo.

O modelo proposto é derivado da equação geral de Helmholtz, que é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) + Q = c\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \text{Equação 2.5}$$

onde:

$\phi(x,y,z)$ = função a ser determinada.

A Equação 2.5 tem aplicações em vários campos da Engenharia (HANSEN, 1997), conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Aplicações da Equação de Difusão em Áreas da Engenharia (HANSEN, 1997)

Equação	ϕ	D	Q	q	Lei Constitutiva
Fluxo de calor	Temperatura T	Condutividade térmica	Suprimento interno de calor	Fluxo de calor	Fourier $q = -D\nabla T$
Fluxo de fluidos através de meios porosos	Carga piezométrica	Coefficientes de permeabilidade	Suprimento interno de fluidos	Fluxo volumétrico	Darcy $q = -D\nabla\phi$
Difusão	Concentração iônica	Coefficientes de difusão	Suprimento interno de íons	Fluxo de íons	Fick $q = -D\nabla\phi$

2.2 Mecanismos de Transporte no Concreto

2.2.1 Fluxo de Água

As bases para tal tipo de modelagem foram lançadas pela primeira vez por Henry Darcy, em 1856 (HANSEN, 1997). O pesquisador analisou o fluxo de água em estado estacionário, e, através de uma série de experimentos, obteve-se a relação expressa pela Equação 2.6.

$$\frac{q_h}{A} = -K_h i_h \quad \text{Equação 2.6}$$

onde:

- q_h = taxa de fluxo de água (m³/s);
- A = área da seção transversal (m²);
- K_h = condutividade hidráulica (m/s); e
- i_h = gradiente hidráulico.

Observa-se que a condutividade hidráulica depende tanto das características do fluido quanto da estrutura de poros, sendo diretamente proporcional à porosidade e inversamente proporcional à viscosidade do fluido.

2.2.2 Fluxo Elétrico

Tal tipo de modelagem considera a difusão de íons causada por uma variação de potencial entre dois eletrodos, obedecendo à clássica lei de Ohm (Equação 2.7).

$$\frac{I}{A} = -\sigma \frac{dV}{dx} \quad \text{Equação 2.7}$$

onde:

I = corrente (Coulomb/s);

I/A = densidade de corrente [(Coulomb/s)/cm²];

σ = condutividade elétrica¹ [(Coulomb/s)/V]; e

dV/dx = gradiente de voltagem.

2.2.3 Fluxo de Calor

Tal abordagem é oriunda dos princípios de transferência de massa e energia, onde considera-se a variação de temperatura entre duas regiões (quente e fria), sendo descrita pela lei de Fourier, apresentada pela primeira vez em 1822, e que foi empregada para descrever o fenômeno da condução nos materiais segundo a Equação 2.8.

$$\frac{q_t}{A} = -k_t \frac{dT}{dx} \quad \text{Equação 2.8}$$

onde:

q_t = quantidade de calor transferido por unidade de tempo (Joule/s);

A = seção transversal (m²);

k_t = condutividade térmica (Joule/m/°K/s); e

dT/dx = gradiente de temperatura (°K/m).

¹ Tal fator pode ser considerado como o inverso da resistividade elétrica

2.2.4 Fluxo Químico

Considera-se como fluxo químico o processo onde íons e/ou moléculas movimentam-se sob a influência de um gradiente químico (diferenças de concentração), na ausência de qualquer gradiente hidráulico. Em 1855, Fick criou um modelo matemático para difusão em materiais permeáveis, elaborando a partir de suas pesquisas duas Leis de Transporte, onde a primeira Lei de Fick é representada pela Equação 2.9.

$$F = -D \frac{dC}{dx} \quad \text{Equação 2.9}$$

onde:

F = massa de soluto transportada (kmol/m²/s);

D = coeficiente de difusão (m²/s);

C = concentração do soluto (kmol/m³); e

x = a distância a partir de um ponto de origem considerado (m).

Através de uma análise das equações de fluxo, observa-se que os coeficientes que exprimem a condutividade dos diversos tipos de fenômeno (K_h , σ , k_t e D) apresentam sinal negativo, indicando que o fluxo se dá sempre no sentido da maior concentração para a menor concentração de material e/ou energia.

A Segunda Lei de Fick foi empregada pela primeira vez por COLLEPARDI et al. (1970) para modelar a penetração de íons no concreto, onde a formulação proposta pelos autores é dada pela Equação 2.10.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{Equação 2.10}$$

onde:

D = coeficiente de difusão (m²/s);

C = concentração do soluto (kmol/m³);

x = a distância a partir de um ponto de origem considerado (m); e

t = tempo (s).

HANSEN (1997) apresentou, de uma maneira bastante elucidativa, a dedução da Segunda Lei de Fick para fluxo unidirecional. Considere-se uma laje com espessura dx , que apresenta uma carga interna de íons Q , com um fluxo de íons

com intensidade q_x passando através de uma área A do elemento, conforme apresentado na Figura 2.1.

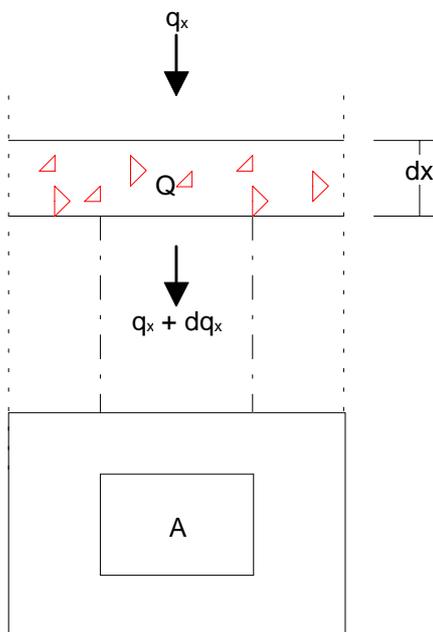


Figura 2.1 Difusão iônica através de uma laje

A quantidade de íons presente no interior do elemento é dada por

$$I_1 = QAdx$$

onde:

I_1 = Quantidade de íons no interior do elemento;

Q = Carga interna de íons;

A = área do elemento avaliado; e

dx = espessura da laje.

A quantidade de íons que passa através da laje pode ser expressa pela diferença entre a quantidade de material que atravessa o elemento, sendo obtida pela relação

$$I_2 = A[(q_x + dq_x) - q_x] = Adq_x$$

onde:

I_2 = Quantidade de íons que passam através da laje;

q_x = fluxo que passa através da laje;
 A = área do elemento avaliado; e
 dq_x = quantidade de íons transportados pelo fluxo.

A variação da concentração iônica (ϕ) no tempo é dada por

$$I_3 = \frac{d\phi}{dt} A dx$$

onde:

I_3 = Quantidade de íons que varia no tempo;
 ϕ = concentração iônica;
 A = área do elemento avaliado;
 t = tempo; e
 dx = espessura da laje.

Determinadas as parcelas de contribuição de cada um dos fenômenos envolvidos, pode-se aplicar o Princípio da Conservação de Massa (HANSEN, 1997), conforme apresentado abaixo:

$$I_1 + I_2 - I_3 = 0$$

$$Q dx + A dq_x - \frac{d\phi}{dt} A dx = 0$$

Dividindo-se os membros da equação por $A dx$, tem-se que

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + Q = \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \text{Equação 2.11}$$

Como não há geração interna de íons no elemento estrutural, tem-se que $Q = 0$. Desta forma, considerando a equação constitutiva apresentada na Tabela 2.1, obtém-se a Equação 2.12.

$$D \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \text{Equação 2.12}$$

Já que a variável analisada é a concentração de íons (C), a forma final da Segunda lei de Fick é dada pela Equação 2.13.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{Equação 2.13}$$

onde:

D = coeficiente de difusão (m^2/s);

C = concentração do soluto (kmol/m^3);

x = distância a partir de um ponto de origem considerado (m); e

t = tempo (s).

A solução da mesma pode ser encontrada detalhadamente no trabalho de LIANG et. al. (1999), onde emprega-se a transformada de Laplace, admitindo-se as condições de contorno explicitadas pela Equação 2.14 e pela Equação 2.15.

$$C(x, 0) = 0 \rightarrow t = 0 \quad \text{Equação 2.14}$$

$$C(0, t) = C_s \rightarrow x = 0 \quad \text{Equação 2.15}$$

Assim, a forma final para a solução da Equação 2.13, admitindo as condições de contorno apresentadas, é representada pela Equação 2.16.

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{\sqrt{4tD}}\right) \quad \text{Equação 2.16}$$

onde:

$C(x, t)$ = concentração de cloretos no concreto a uma distância x da superfície de exposição em um tempo t (%);

C_i = concentração inicial de cloretos no concreto (%);

C_s = concentração de cloretos (constante) na superfície de concreto (%);

x = distância à partir da superfície de exposição aos cloretos (cm);

t = tempo de exposição (anos);

D = coeficiente de difusão de cloretos (constante) (cm^2/ano);

$\operatorname{erfc}(z)$ = função complementar de erro de Gauss.

Contudo, como o artigo de 1970 foi escrito por COLLEPARDI primeiramente em italiano, levou dois anos até o mesmo ser conhecido pela comunidade científica internacional, através de COLLEPARDI et al. (1972). Em tal artigo os autores já ressaltavam que, em função das dificuldades relacionadas à determinação dos coeficientes de difusão e da concentração superficial de cloretos, tais parâmetros seriam considerados como constantes.

Até o presente momento realizaram-se algumas considerações a respeito dos princípios básicos que regem os vários tipos de transporte que podem ocorrer nos materiais, principalmente no concreto. Uma análise de cunho global, tentando correlacionar tais conceitos à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado, será objeto de considerações dos próximos Capítulos.

3 MODELAGEM DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: CONSIDERAÇÕES BÁSICAS

Conforme apresentado nas seções precedentes, existe um esforço em nível mundial no sentido de se tentar correlacionar os diversos fatores que influenciam na previsão da vida útil das estruturas de concreto armado (REPETTE, 1997). Todavia, deve-se observar que a aplicabilidade das formulações propostas está diretamente associada à efetiva validação das mesmas com resultados oriundos de análises do fenômeno real. Cabe aqui realizar uma consideração relevante: apesar dos resultados encontrados através das proposições estudadas serem animadores, mais trabalhos devem ser conduzidos nessa linha de pesquisa para que os modelos possam ser completamente validados. Tal observação é compartilhada por HELENE (1993), que cita que determinados modelos e formulações ainda são complexos, pouco práticos e de utilidade discutível.

MEHTA (1994) cita que a modelagem dos parâmetros intervenientes nas diversas formulações é difícil de ser realizada, em virtude da complexidade existente entre as diversas formas de deterioração. Existem, segundo o autor, três elementos que devem ser levados em consideração no momento de se tentar estabelecer um modelo confiável para predição da vida útil das estruturas: uma definição precisa do material – no caso o concreto –, do meio ambiente e um arquivo de dados de resultados de ensaios acelerados de durabilidade. Porém, observa-se que existe uma grande dificuldade para a definição desses três fatores, conforme apresentado a seguir:

- o concreto é um sistema complexo que muda temporalmente, principalmente com relação aos seus aspectos microestruturais. A porosidade do mesmo varia continuamente, em função das reações de hidratação do material, da penetração de água, CO₂, O₂ e agentes agressivos (MEHTA, 1994), além de responder às ações impostas pelo meio ambiente, como as mudanças de umidade, pressão e temperatura. Desta forma, a modelagem do comportamento do concreto apresenta uma elevada variabilidade;
- entre os fatores que governam o comportamento das estruturas no decorrer do tempo, a ação das condições climáticas exerce uma influência considerável. A modelagem dos diversos tipos de ambientes é complexa, onde qualquer tentativa pode resultar em valores apenas orientativos, com um reduzido grau de certeza. Além disso, existe o efeito sinérgico que pode ocorrer entre os diversos tipos de meio ambiente, aliado ao fato de que, sob as mesmas condições ambientais, alguns mecanismos de degradação agem mais intensamente, enquanto outros têm sua ação reduzida significativamente (MEHTA, 1994); e

- os ensaios acelerados de durabilidade são realizados objetivando-se estabelecer uma correlação entre os resultados de degradação obtidos através de um ensaio acelerado e os resultados obtidos através da verificação da evolução do dano nos componentes, quando expostos a condições naturais de envelhecimento (DIAS, 1993). Contudo, conforme a ASTM (1982), a relação entre tais fatores raramente é simples, pois tanto a complexidade existente entre as formas de degradação que ocorrem na prática quanto a conseqüente dificuldade de se modelar tal comportamento em laboratório são condicionantes do sucesso dessa linha de investigação. Além disso, como cita SOMERVILLE (1985), a obtenção dos dados de campo é uma tarefa que apresenta um custo elevado, pois a quantidade de dados que tem que ser obtida é alta, a fim de minimizar a grande variabilidade existente no processo.

De acordo com as considerações apresentadas anteriormente, a curva de predição da vida útil das estruturas não pode ser considerada de uma maneira tão simplista, em virtude da grande quantidade de fatores intervenientes nos processos de degradação. MEHTA (1994) propõe uma nova forma de consideração da vida útil das estruturas, como pode ser observada na Figura 3.1.

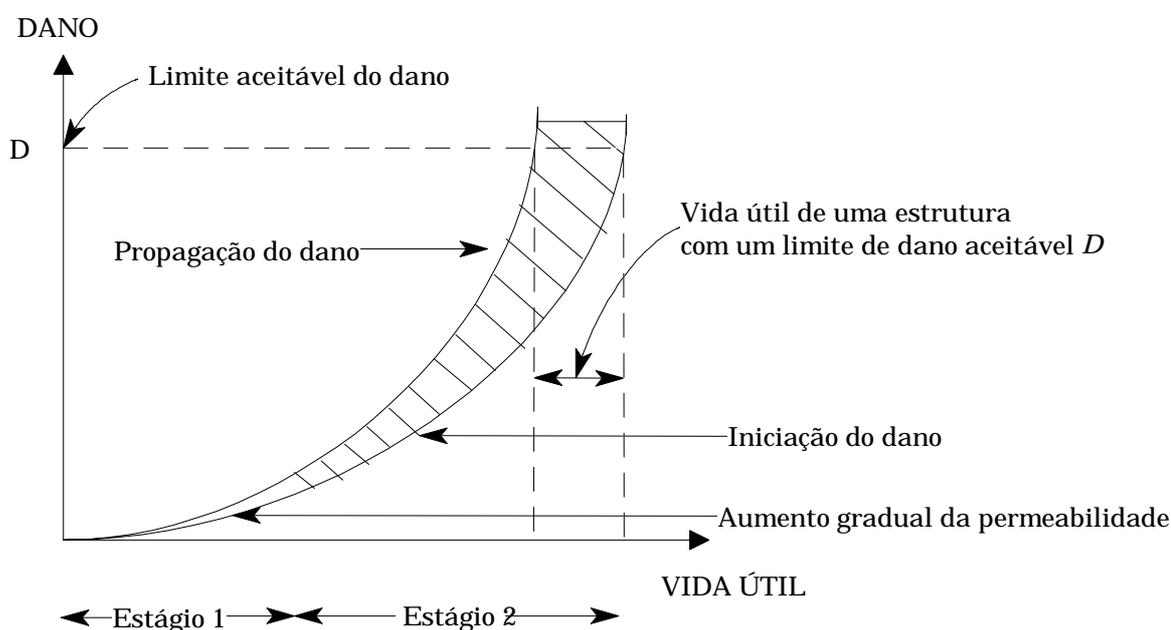


Figura 3.1 Vida útil de estruturas de concreto (MEHTA, 1994)

De acordo com MEHTA (1994), a vida útil de uma estrutura não pode ser descrita como tendo uma forma linear, onde há uma clara tendência de

comportamento. Segundo o modelo proposto, o concreto permanecerá em perfeito estado enquanto a baixa permeabilidade do mesmo estiver garantida (AÏTCIN, 1994). Devido ao efeito das condições ambientais, de carregamento e da interação dos mesmos com a estrutura do concreto, os agentes de degradação penetram no interior do mesmo, dando início aos processos de deterioração. Em função da grande quantidade de efeitos que tais processos podem causar, o comportamento da degradação de uma estrutura estaria melhor representado pela área hachurada da Figura 3.1.

Atualmente no projeto de estruturas de concreto armado, a normalização brasileira (NBR 6118, 1978) diz que, estabelecido o meio ambiente onde a estrutura estará inserida, define-se a espessura de cobrimento que o mesmo deverá apresentar. Contudo, segundo HELENE (1997), uma nova abordagem deve ser dada a este processo. O autor propõe que, especificadas as condições ambientais, se determine qual a vida útil de projeto que a estrutura terá que cumprir. A partir desta definição, pode-se combinar de uma maneira clara e inteligente tanto a resistência do concreto quanto a espessura de cobrimento das armaduras, a fim de que se tenha um desempenho adequado da estrutura durante a vida útil prevista. De acordo com o CEB (1993), as medidas que devem ser tomadas para se garantir a vida útil de uma estrutura devem objetivar o aumento do período de iniciação e tentar assegurar uma baixa velocidade de propagação do dano através da vida útil da estrutura. O que se observa é que as mesmas não podem ser tomadas de uma maneira global para todos os tipos de estruturas, em virtude da variabilidade que há entre todos os fenômenos envolvidos no processo.

Segundo a NBR 6118 (1978), diz-se que uma estrutura, ou parte dela, atinge um estado limite quando deixa de satisfazer às condições previstas para a sua utilização. No mesmo documento são apresentados dois estados limites clássicos: o estado limite último – que corresponde à ruína por ruptura, deformação plástica excessiva ou por instabilidade – e o estado limite de utilização, seja este por fissuração inaceitável ou por deformação excessiva.

Uma das primeiras aplicações do conceito de estado limite à durabilidade das estruturas foi proposta por TUUTTI, citado por ANDRADE (1988), que realizou os seus estudos considerando a degradação devida ao fenômeno da corrosão das armaduras. Segundo a autora, tal modelo é extremamente qualitativo, porém apresenta uma grande utilidade para a formulação conceitual dos diversos fenômenos de degradação. Observa-se que a maioria dos trabalhos relacionados à deterioração das estruturas leva em consideração tal modelo, em função da sua extrema simplicidade descritiva.

Os modelos atualmente propostos consideram que a degradação das estruturas ocorrem basicamente em dois períodos, que podem ser considerados como estados limites (CEB, 1993):

- período de iniciação: durante esta fase não há perda da funcionalidade das estruturas, mas alguma barreira de proteção foi quebrada pela penetração de agentes agressivos no interior dos elementos. Como exemplo pode-se citar o avanço da frente de carbonatação, a penetração de cloretos, o acúmulo de sulfatos e a lixiviação do concreto;
- período de propagação: nesta fase os fenômenos de degradação agem de maneira efetiva, promovendo os diversos tipos de manifestações patológicas atualmente verificados nas estruturas.

Dentro desta concepção, HELENE (1993) propõe que sejam definidos quatro tipos de vida útil (Figura 3.2):

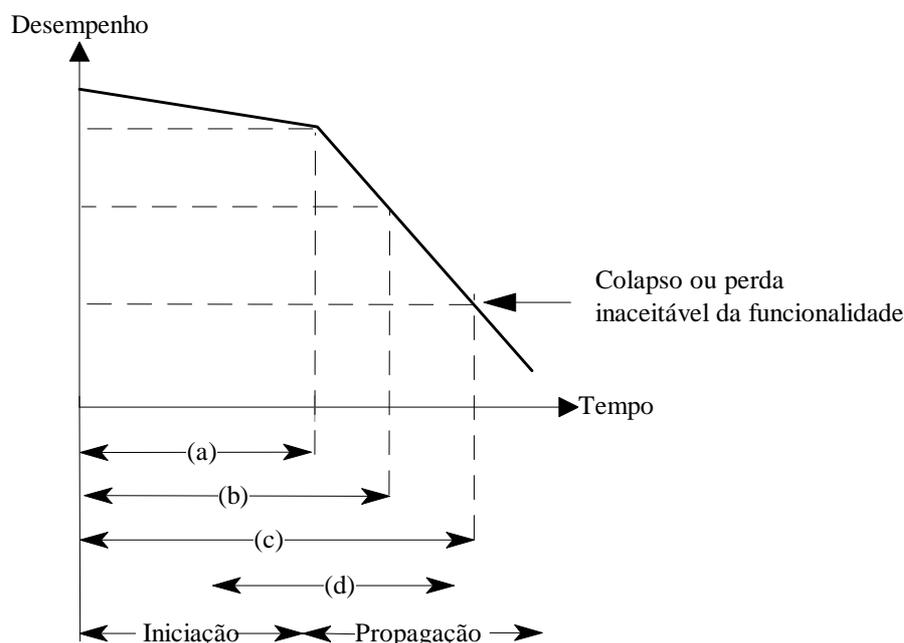


Figura 3.2 Vida útil das estruturas [adaptado do CEB (1993) e HELENE (1993)]

- vida útil de projeto (a), também chamado período de iniciação. Nesta etapa, os agentes agressivos ainda estão penetrando através da rede de poros das camadas superficiais do concreto e não atingiram níveis de concentração que possam causar danos à estrutura. O valor usualmente adotado para tal vida útil nas estruturas de concreto armado convencionais é de 50 anos, enquanto que para pontes este período pode se estender para 100 ou até 200 anos, como no caso das barragens;
- vida útil de serviço ou de utilização (b), período após o qual os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar, originando sintomas como a fissuração do concreto por ataque químico ou o aparecimento de manchas devido à corrosão de armaduras. Este período é muito variável de caso para caso, pois em certas

estruturas não se admitem determinados tipos de manifestações – como manchas ocasionadas pela lixiviação em concreto aparente – enquanto que em outras eles só serão levados em consideração quando chegam a níveis que possam comprometer a funcionalidade ou segurança das estruturas;

- vida útil total (c). Usualmente este conceito corresponde à situação limite de ruptura e colapso parcial ou total da estrutura; e
- vida útil residual (d). valor relativo que corresponde ao período de tempo durante o qual a estrutura será capaz de desenvolver as suas funções contado após uma vistoria e/ou uma possível intervenção na mesma.

Desta forma, tem-se que os estados limites com relação à durabilidade das estruturas podem ser estabelecidos baseando-se nos conceitos apresentados anteriormente, principalmente em se tratando dos estudos relacionados à corrosão de armaduras. Uma publicação do CEB (1997) sumariza adequadamente todas as considerações relevantes no sentido de avaliar a vida útil das estruturas de concreto. Tal documento apresenta uma clara tendência de direcionamento das atividades de pesquisa sobre a durabilidade e vida útil das estruturas, conforme pode ser observado através de uma análise da Figura 3.3.

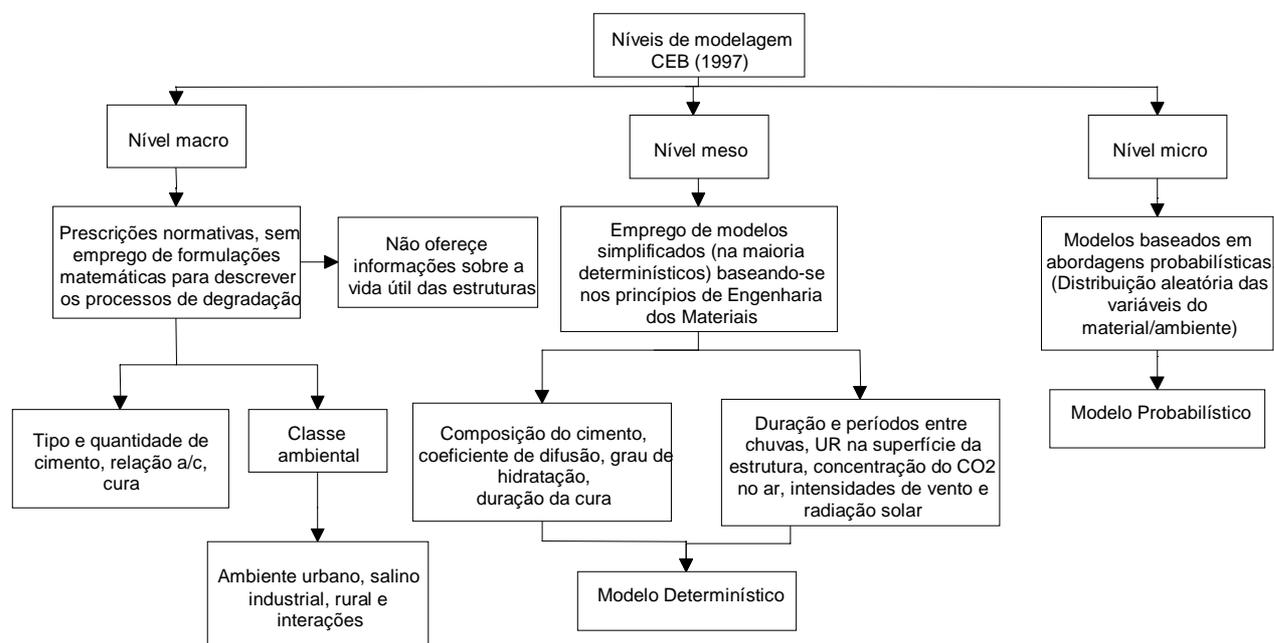


Figura 3.3 Níveis de modelagem segundo o CEB (1997)

Salienta-se que neste capítulo foram discutidas considerações tentando explicitar ao máximo as relações existentes entre os conceitos colocados. No Capítulo 6, serão efetivamente mostradas algumas formulações baseadas nessas considerações, e a análise aplicada à corrosão de armaduras no concreto será apresentada.

4 CORROSÃO DAS ARMADURAS NO CONCRETO

4.1 Generalidades

A corrosão das armaduras caracteriza-se por ser um processo físico-químico gerador de óxidos e hidróxidos de ferro, denominados de produtos de corrosão, que ocupam um volume significativamente superior ao volume original das barras metálicas. De acordo com GENTIL (1996), o mecanismo de corrosão nos metais pode ocorrer basicamente de duas formas. A primeira está relacionada com a corrosão de caráter puramente químico, chamada de oxidação. Tal reação ocorre por uma reação gás/sólido na superfície do material, e é caracterizada pela formação de um filme delgado de produtos de corrosão na superfície do metal.

A segunda forma de corrosão é chamada de corrosão eletroquímica, que é o tipo de deterioração observada das estruturas de concreto armado. Esse fenômeno de natureza expansiva pode levar ao aparecimento de elevadas tensões de tração no concreto, ocasionando a fissuração e o posterior lascamento do revestimento do material. Todos esses fatores causam uma perda de seção transversal e de aderência entre a armadura e o concreto, inabilitando a transferência de tensões entre os materiais, podendo levar o elemento estrutural ao colapso (TUUTTI, 1982; ANDRADE, 1988; HELENE, 1993; MEHTA e MONTEIRO, 1994; GONZÁLEZ et al., 1996; CASTRO et. al, 1998; AİTCIN, 2000).

Segundo HELENE (1993), a armadura dentro do concreto normalmente encontra-se protegida da corrosão devido à alta alcalinidade deste material (pH entre 12,7 e 13,8). Esse nível de pH favorece a formação de uma camada de óxidos submicroscópica passivante, compacta e aderente de $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ sobre a superfície da armadura. Essa camada protege a mesma de qualquer sinal de corrosão, desde que as condições de potencial e pH mantenham-se estáveis. No entanto, esta passividade pode ser destruída pela penetração de agentes agressivos (CO_2 , Cl^- , entre outros) que podem alterar as condições acima referidas, com a alteração do pH junto à armadura de forma generalizada ou pontual (HELENE, 1993; FIGUEIREDO, 1994).

O mecanismo de corrosão das armaduras pode ser representado através do modelo proposto por TUUTTI (1982), conforme esquematizado na Figura 4.1, onde o pesquisador subdivide o processo corrosivo nas etapas de iniciação e propagação.

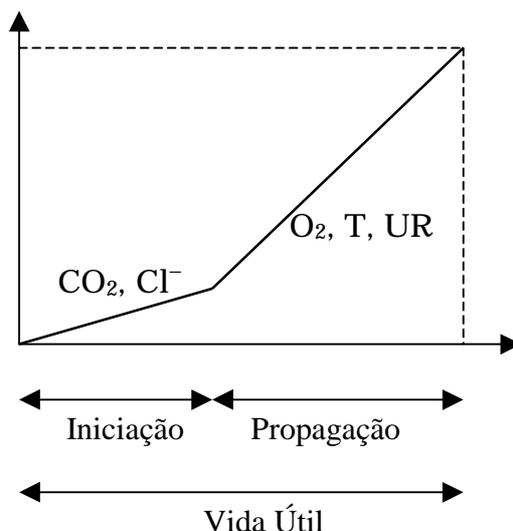


Figura 4.1 Modelo de vida útil para estruturas atacadas pela corrosão de armaduras (TUUTTI, 1982)

Define-se o período de iniciação como o intervalo de tempo necessário para que os diversos agentes agressivos (Cl^- , CO_2) penetrem através do cobrimento do concreto até atingir as armaduras. Quando uma certa quantidade destes elementos chegam até o nível das barras provocam a *despassivação* das mesmas, isto é, ocorre a quebra da camada protetora de $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ existente.

Após a despassivação o processo corrosivo começa efetivamente a instalar-se, com o início da fase de propagação, onde ocorre a dissolução do ferro (oxidação), gerando os chamados produtos de corrosão.

O mecanismo de corrosão eletroquímica é baseado na existência de um desequilíbrio elétrico entre metais diferentes ou entre distintas partes do mesmo metal, configurando o que se chama de pilha de corrosão ou célula de corrosão, conforme pode-se observar na Figura 4.2.

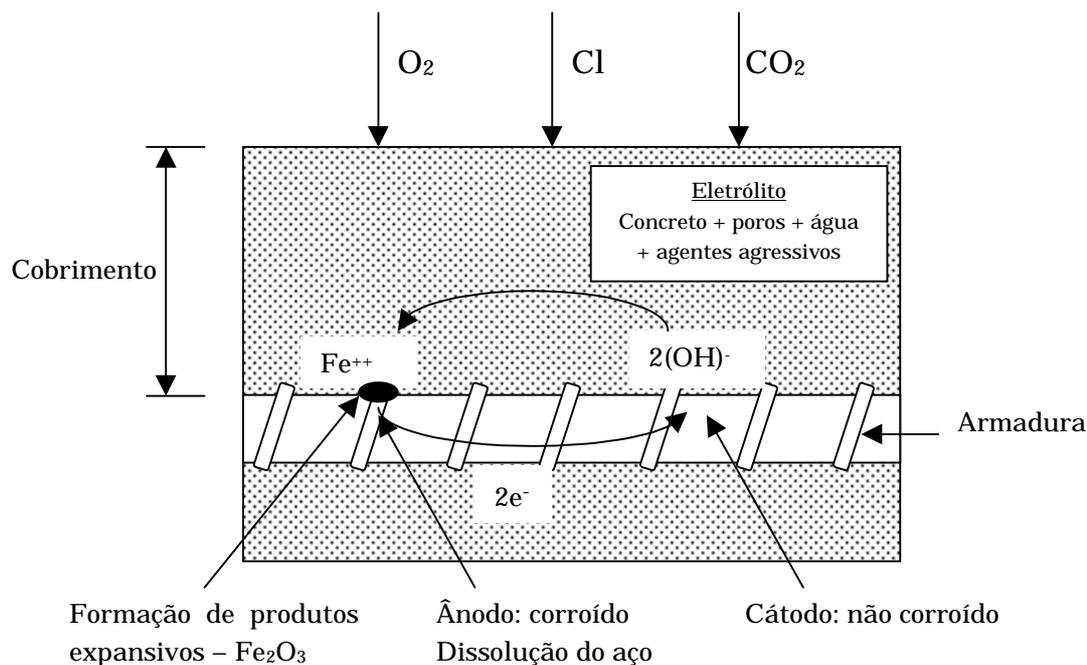


Figura 4.2 Modelo da corrosão de armaduras no concreto

A célula de corrosão é composta por (ANDRADE, 1988; FIGUEIREDO, 1994; GENTIL, 1996):

- Uma zona *anódica*, onde ocorrem as reações de oxidação do ferro, com perda de elétrons e redução de massa segundo a Equação 4.1; e



- uma zona *catódica*, onde ocorre a redução (processo de ganho de elétrons) do oxigênio, não havendo perda de massa nesse trecho (Equação 4.2).



Para que haja a formação da pilha de corrosão é necessária a existência de meios de transporte para que os íons e os elétrons originários desse processo se movimentem entre as áreas anódicas e as áreas catódicas. Normalmente os elétrons migram via contato direto metal-metal e os íons por dissolução e migração via solução.

As reações na pilha de corrosão ocorrem da seguinte forma: os íons hidroxila formados pela reação de oxidação na área catódica deslocam-se através do eletrólito

para a área anódica, combinando-se com os íons Fe^{++} disponíveis nesta região do metal, originando os produtos de corrosão a partir da reação básica apresentada na Equação 4.3.



Na Equação 4.3 está descrita a reação que forma o hidróxido de ferro $[\text{Fe}(\text{OH})_2]$. Contudo, através de reações similares, são formados também o hidróxido de ferro expansivo $[2\text{Fe}(\text{OH})_3]$ e o óxido de ferro hidratado $[\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}]$, que também são altamente expansivos (HELENE, 1993).

Os produtos de corrosão têm uma coloração marrom-avermelhada, são pulverulentos e ocupam volumes de 3 a 10 vezes superiores ao volume ocupado originalmente pela armadura. Tal aumento de volume causa tensões internas de tração no concreto, podendo atingir valores da ordem de até 15 MPa (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

De acordo com muitos autores (ANDRADE, 1988; BAUER, 1995; GENTIL, 1996; CASCUDO, 1997; CABRAL, 2000; HOFFMANN, 2001), existem dois agentes básicos que podem levar ao início do processo corrosivo; o gás carbônico (CO_2) presente na atmosfera – que origina o fenômeno conhecido como carbonatação – e os íons cloreto (Cl^-). As principais características de cada um dos mecanismos de despassivação ocasionados por esses elementos estão sumarizadamente descritas a seguir.

4.2 Principais Mecanismos de Despassivação das Armaduras

4.2.1 Carbonatação

Nas superfícies expostas de concreto a alcalinidade da camada de cobrimento pode diminuir pela penetração do gás carbônico (CO_2) por difusão através da rede de poros do material, que reage com o hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, dando origem ao fenômeno da carbonatação. A reação principal desse processo pode ser representada pela Equação 4.4.



Como pode ser observado, o gás carbônico reage com o hidróxido de cálcio (que é um dos produtos resultantes da hidratação do cimento Portland) em meio aquoso, fazendo com que o pH do líquido intersticial passe de 12,5 para níveis próximos a 9, reduzindo assim as condições de estabilidade química da película passivadora que

envolve a armadura (ANDRADE, 1988). Também deve ser salientado que a carbonatação pode influenciar na liberação de cloretos fixados na pasta de cimento, aumentando a probabilidade de iniciação do processo corrosivo.

Segundo CASCUDO (1997), uma característica do processo de carbonatação é a existência de uma frente de avanço do processo, que separa duas zonas com pH muito diferentes: uma com pH menor que 9,0 (carbonatada) e outra com pH maior que 12,5 (não carbonatada). Tal frente é chamada de frente de carbonatação e deve ser sempre mensurada com relação à espessura de concreto de cobrimento à armadura.

Observa-se que há uma grande quantidade de fatores que influenciam na carbonatação do concreto, tais como (HELENE, 1993; FIGUEIREDO, 1994):

- Concentração de CO₂: A velocidade de carbonatação aumenta quando o ambiente possui uma maior concentração de CO₂, principalmente para concretos de elevadas relações a/c. Para efeitos práticos, admite-se que o teor de CO₂ presente em um ambiente rural é da ordem de 0,03% em volume; em ambiente de laboratório, adota-se tal teor como sendo igual a 0,1% em volume. Já nas grandes cidades, este valor é da ordem de 0,3%, também em volume.
- umidade relativa (UR) do ambiente: Esse parâmetro exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade de difusão do CO₂ através dos poros do material. Quando os poros estão secos (baixa UR), o CO₂ difunde até as regiões mais internas sem dificuldade; porém, a reação de carbonatação não ocorre devido à ausência de água. Quando os poros estão cheios de água, a frente de carbonatação progride lentamente, devido à baixa difusibilidade do CO₂ na água. Por outro lado, se os poros estão apenas parcialmente preenchidos com água, a frente de carbonatação avança mais rapidamente devido à existência simultânea da água e da possibilidade de difusão de CO₂. Assim, admite-se que as maiores velocidades de carbonatação ocorrem com uma UR variando entre 60 e 80%;
- relação a/c: Tal fator está relacionado com a quantidade e tamanho dos poros do concreto endurecido. Quanto maior for a relação a/c, maior será a porosidade e a permeabilidade de um concreto, aumentando assim a penetração de CO₂ para o interior do material; e
- tempo de cura: Quanto maior o tempo de cura, maior será o grau de hidratação do cimento, minimizando a porosidade e a permeabilidade, diminuindo a carbonatação nos concretos.

Em geral, a frente de carbonatação é medida nas estruturas através do uso de indicadores químicos, como a fenolftaleína ou a timolftaleína em solução. Em

contato com a solução alcalina do concreto, tais indicadores adquirem colorações típicas a partir de um determinado pH da solução. A timolftaleína adquire uma coloração azulada para um valor de pH da ordem de 10,5, enquanto que a fenolftaleína atinge uma coloração vermelha carmim com pH superior a 9,5 (FIGUEIREDO, 1994).

A determinação da frente de carbonatação deve ser realizada em uma peça recém fraturada de concreto, pois as superfícies expostas carbonatam rapidamente. Feita tal fratura, deve-se pulverizar uma solução de 1% de fenolftaleína diluída em 49% de álcool e 50% de água ou de timolftaleína diluída em 99% de álcool. Após aproximadamente 30 segundos, as áreas carbonatadas não apresentarão coloração alguma, enquanto que as áreas não carbonatadas assumirão a coloração típica do indicador químico empregado (HELENE, 1993).

4.2.2 Penetração de Íons Cloreto

Entre os estudos relacionados à durabilidade das estruturas de concreto armado, verifica-se que a corrosão das armaduras provocada pela ação dos íons cloreto é um dos problemas mais sérios que pode ocorrer em uma estrutura (ANDRADE, 1997; NEVILLE, 1997). Os íons cloreto podem penetrar no interior do concreto oriundos de diversas fontes, onde pode-se destacar (HELENE, 1993; HUSSAIN et al., 1995):

- Emprego de aceleradores de pega que contém CaCl_2 (cloreto de cálcio);
- contaminação dos materiais constituintes do concreto (água e agregados);
- contaminação através da névoa salina (maresia);
- contato direto com a água do mar (estruturas marinhas); e
- através de determinados processos industriais.

Não se observou a existência de um consenso dentro da comunidade científica mundial sobre o teor de cloretos que pode provocar a despassivação da armadura, iniciando o processo corrosivo. Isso ocorre devido à grande quantidade de fatores que influenciam nos fenômenos de transporte e absorção de cloretos no concreto, como a dosagem, a temperatura, a umidade relativa, o pH da solução dos poros, o teor de cloretos solúveis, a quantidade de C_3A do cimento, a fonte de cloretos e as características metalúrgicas da armadura atingida (ALONSO et al., 1997).

Atualmente existem duas formas para se expressar o teor de cloretos necessário para que ocorra a despassivação: a relação Cl^-/OH^- da solução dos poros e a quantidade de cloretos por unidade de cimento ou concreto (GOÑI et al., 1990; FIGUEIREDO, 1994; ALONSO et al., 1997). A relação Cl^-/OH^- é considerada como

um parâmetro mais adequado para se prever o início do processo corrosivo. Contudo, a obtenção desse valor é difícil, em função da grande quantidade de intervenientes, além da variabilidade verificada no momento da medição do mesmo no concreto (ALONSO et al., 1997).

Assim, é mais prático determinar a quantidade limite de cloretos para despassivar as armaduras em relação à massa de cimento ou de concreto. Contudo, ainda existem divergências quanto ao valor que deve ser utilizado como padrão para a despassivação das armaduras. Como referência, HELENE (1993) cita os limites de cloretos totais permitidos no concreto por algumas Normas Internacionais, conforme consta na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Limites para o teor total de cloretos no concreto (HELENE, 1993)

País	Norma	Limite Máximo de Cloretos		Referente a (ao)
		Concreto armado	Concreto protendido	
Brasil	NBR 6118	0,05%	–	Água de amassamento
	NBR 7197	–	0,05%	
	NBR 9062	–	0,05%	
Espanha	EH - 88	0,40%	–	Cimento
	EP - 80	–	0,10%	
Estados Unidos	ACI - 222	0,20%	0,08%	Cimento
	ACI - 201	0,20%	0,08%	
	ACI - 318	0,30% ambiente normal 0,15% ambiente com cloreto 1,0% ambiente seco	0,06%	
Europa	CEB	0,05%	0,025%	Concreto
	CEB-FIP	0,4%	0,20%	Cimento
	ENV 206	1,0% concreto simples 0,40% concreto armado	0,20%	
Japão	JSCE SP-2	0,60 kg/m ³	0,30 kg/m ³	Concreto

Sendo assim, a literatura recomenda que um percentual máximo de 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento pode ser adotado como valor admissível de cloretos em peças de concreto armado (ANDRADE, 1988; HELENE, 1993), enquanto que para concreto protendido tal teor deve ser menor que 0,08% em relação à massa de cimento (HELENE, 1993).

Os íons cloreto podem ser encontrados no interior do concreto através de uma das seguintes formas (BAKKER, 1988; LIMA, 1990; FIGUEIREDO, 1994; KULAKOWSKI, 1994; ISAIA, 1995; NEVILLE, 1995):

- Quimicamente combinados: Neste caso os cloretos podem combinar com o C₃A e o C₄AF contidos no cimento, originando o cloroaluminato de cálcio hidratado (que é o componente mais abundante) e o cloroferrato de cálcio

hidratado. Na forma combinada, o íon cloreto não está disponível para promover a despassivação das armaduras no concreto. Assim, quanto maior o teor de C_3A contido nos cimentos, melhor a fixação dos cloretos, minimizando a possibilidade de despassivação das armaduras

- Fisicamente adsorvidos na superfície dos poros do concreto; e
- Livres na solução dos poros do concreto: Em tal forma o cloreto pode penetrar através do cobrimento do concreto sem interagir com os componentes oriundos da hidratação do cimento. Este tipo de cloreto é o mais prejudicial à durabilidade de uma estrutura, pois ao atingir a armadura pode ocasionar a sua despassivação.

Os cloretos podem penetrar no concreto por diferentes mecanismos, onde os mesmos estão detalhadamente descritos na bibliografia (ANDRADE, 1993; HELENE, 1993; CASCUDO, 1997; CABRAL, 2000). O primeiro deles é através da absorção capilar da água que os contém. Em princípio, quanto menor o diâmetro dos poros capilares, maior a pressão e, conseqüentemente, maior a profundidade de penetração da água no concreto. Conseqüentemente, quanto maior o diâmetro dos poros capilares, menor a profundidade do concreto atingida pela água absorvida. A melhor forma de minimizar tal efeito é com o emprego de aditivos incorporadores de ar e aditivos de ação hidrofugante de massa, principalmente em obras com pilares semi-enterradas ou semi-submersas, pois as bolhas de ar aprisionadas ao concreto têm a propriedade de minimizar a comunicação entre os capilares e diminuir a absorção de água por capilaridade.

Quando existe um gradiente de pressão atuando no sistema, a penetração de cloretos se dá por permeabilidade. Tal caso é típico de locais como estações de tratamento de águas, de esgotos, tanques industriais, reservatórios, estruturas marítimas entre, outros. A permeabilidade de um concreto está diretamente relacionada com a sua composição e com as condições de cura especificadas para a estrutura, pois quanto mais tempo houver para a hidratação dos compostos do concreto, menor a permeabilidade do mesmo.

Existe também o mecanismo de penetração por migração, onde a movimentação dos íons se dá a partir do estabelecimento de um campo elétrico entre duas partes da estrutura quando ocorre uma mínima diferença de potencial causada por pequenas e eventuais cargas elétricas (correntes de fuga).

O último mecanismo de transporte, e aquele mais estudado pelos pesquisadores, é a difusão. Em tese, tal processo ocorre em função da diferença de concentração existente entre dois meios aquosos, onde o movimento de íons ocorre de um meio de elevada concentração para um que apresente uma concentração menor.

Até o presente momento foram apresentados os fundamentos básicos que influenciam na degradação das estruturas ocasionada pela corrosão das armaduras. Como os íons cloreto são um dos fatores responsáveis por uma grande quantidade de danos às estruturas, serão avaliados no próximo Capítulo os principais fatores que influenciam na penetração desse material no concreto.

5 FATORES QUE AFETAM A PENETRAÇÃO DE CLORETOS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A durabilidade de uma estrutura depende fundamentalmente das características dos seus materiais constituintes e das condições ambientais onde a mesma estará inserida (REPETTE, 1997). A fim de se prever adequadamente a vida útil de uma estrutura de concreto armado, deve-se conhecer quais são os parâmetros que influenciam efetivamente em tais fatores, onde os pontos mais relevantes em relação à penetração dos íons cloreto serão discutidos no presente Capítulo.

5.1 Características Ambientais e Condições de Exposição

Tanto as características ambientais – traduzidas principalmente pela temperatura e pela umidade relativa – quanto as condições de exposição têm uma influência importante na vida útil das estruturas de concreto armado atacadas por cloretos, conforme apresentado a seguir.

5.1.1 Temperatura

Dentre as características ambientais que influenciam na penetração de cloretos no concreto, a temperatura é um importante fator que deve ser levado em consideração. Na grande maioria dos processos de natureza química, a temperatura age aumentando a sua cinética. Tal fato explica a razão pela qual estruturas localizadas nas regiões quentes deterioram mais rapidamente do que estruturas inseridas em regiões frias e temperadas (NEVILLE, 1997).

Para ASHTON et al. (1982), muitos fatores influem na questão da temperatura do concreto, tais como a mudança de temperatura atmosférica, radiação solar, as características térmicas do material, a velocidade do vento e as trocas de calor observadas dentro dos ambientes. Nota-se que tais fatores são muito variáveis, e que a determinação da temperatura superficial de um componente é extremamente difícil de ser realizada.

Deve-se considerar ainda a ação física que ocorre nas estruturas devido à variação de temperatura. Segundo ASHTON et al. (1982) e MASSLEHUDDIN et al. (1994), tais variações, juntamente com a presença de ventos e ação da umidade do ambiente causam tensões térmicas e de retração que podem gerar fissuras nos elementos estruturais, facilitando o ingresso de agentes agressivos no concreto.

Além de problemas com relação à durabilidade, MASLEHUDDIN et al. (1994) citam que as estruturas de concreto inseridas em ambientes que apresentam altas temperaturas, e que não foram curadas adequadamente, podem apresentar uma redução de resistência entre 30 e 40%. O autor também comenta que o processo corrosivo e a solubilidade dos sais são acelerados com o aumento da temperatura e que as flutuações térmicas causam ciclos de expansão/contração e umedecimento/secagem na massa de concreto, causando microfissuras em virtude da incompatibilidade térmica existente entre os diversos componentes do mesmo.

Não existe um consenso com relação à influência da temperatura no processo de penetração de cloretos no concreto. Alguns autores consideram que com o aumento da temperatura ocorra uma minimização do coeficiente de difusão dos íons cloreto, em função de uma melhoria das condições microestruturais do concreto. Um experimento realizado por HUSSAIN et al. (1995) mostrou que o aumento da temperatura de cura de 20°C para 70°C acarretou uma minimização da penetração de cloretos em concretos. DHIR et al. (1993) concluíram que com o aumento de temperatura de cura há uma diminuição dos coeficientes de difusão de cloretos em concretos com elevados teores de cinza volante. PEREIRA (2001) e HOFFMANN (2001) demonstraram experimentalmente que o coeficiente de difusão tende a diminuir com o aumento da temperatura de cura, em função da aceleração das reações de hidratação que ocorreram nos concretos avaliados.

Já outros pesquisadores consideram que o aumento da temperatura acarreta uma maior mobilidade iônica, aumentando assim a penetração de agentes agressivos no concreto (GOÑI e ANDRADE, 1990; JONES et al., 1991; HANSEN, 1997; SILVA, 1998).

Através da análise da literatura, observou-se que o efeito da temperatura pode atuar no concreto em dois momentos diferentes, a saber:

- Na etapa de cura dos corpos-de-prova, onde os espécimes são curados em temperaturas distintas e posteriormente submetidos aos ensaios de migração ou penetração acelerada de cloretos. Nessa situação, geralmente a penetração de cloretos tende a ser menor para os concretos curados em temperaturas mais elevadas, pela aceleração das reações de hidratação do cimento que ocorrem no interior do material (PEREIRA, 2001 e HOFFMANN, 2001); e
- quando os corpos-de-prova são submetidos em condições padronizadas de cura (em relação à temperatura e à umidade relativa) até uma idade pré-estabelecida (28 dias, por exemplo), sendo ensaiados *a posteriori*. Nessa situação, o aumento da temperatura acarreta um acréscimo da mobilidade iônica, ocasionando uma maior penetração de cloretos no concreto.

Contudo, maiores investigações devem ser realizadas a fim de determinar qual o fenômeno – aumento da mobilidade iônica ou alterações microestruturais –

que exerce uma influência preponderante no transporte de íons cloreto nas estruturas de concreto armado.

5.1.2 Umidade Relativa

A umidade relativa do ambiente pode ser relacionada diretamente com a quantidade de água presente no interior do concreto, desde que o mesmo não esteja saturado (PEREPÉREZ et al., 1987). Essa água nos poros interfere no eletrólito, afetando diretamente a difusão de gases e íons no concreto. Uma relação aproximada entre o nível de umidade ambiental e o risco de corrosão está apresentada na Figura 5.1.

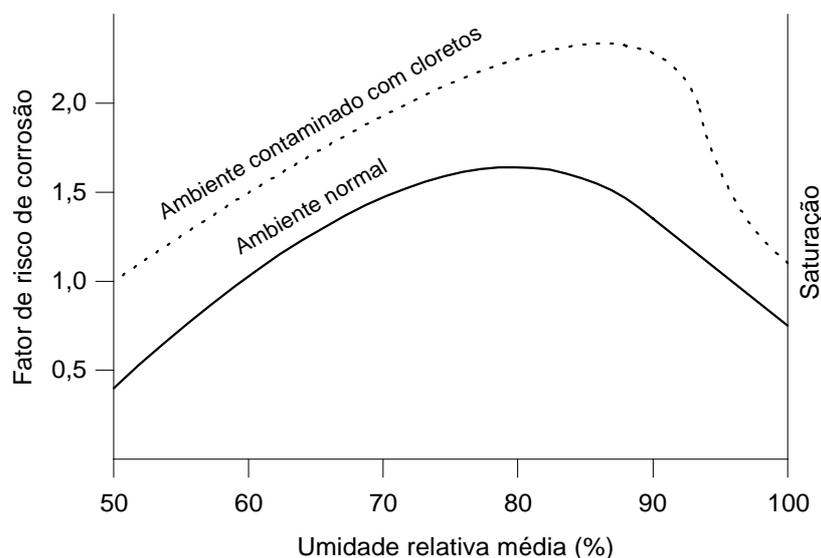


Figura 5.1 Influência do teor de umidade sobre o risco de corrosão, considerando o concreto de cobrimento (CEB, 1993)

O comportamento mostrado na Figura 5.1 representa a influência da umidade na etapa de propagação da corrosão onde, nos poros saturados, o acesso de oxigênio é limitado e com baixos valores da umidade relativa aumenta a resistividade do concreto, minimizando o risco de corrosão (ANDRADE, 1988). Contudo, na etapa de iniciação, quanto maior o teor de umidade ambiental, maior a quantidade de água presente no concreto. Como o transporte de íons se dá em meio aquoso (por absorção capilar, por permeabilidade, por migração e por difusão), o aumento da quantidade de água no concreto facilita a movimentação dos íons

cloreto através do cobrimento até que os mesmos atinjam a armadura, despassivando-a.

Outro fator importante a ser considerado é a condição da solução existente nos poros do concreto, que está diretamente relacionada com a umidade ambiental. Tal parâmetro apresenta uma influência direta nos processos de degradação (ataque químico), como meio para as reações (corrosão de armaduras) ou como um elemento do microclima (ASHTON et al., 1982). AL-AMOUNDI (1995) cita que o efeito das soluções com altas concentrações de sais presentes no Golfo Pérsico é extremamente prejudicial à durabilidade das estruturas. Tais concentrações facilitam a cristalização das substâncias nos poros do concreto, levando assim à degradação do elemento. Também deve ser observado que as altas taxas de evaporação, juntamente com a presença constante de ventos que ocorrem na região, são fatores que colaboram para que haja uma maior deterioração das estruturas.

5.1.3 Condições de Exposição

Os principais mecanismos de degradação associados aos diferentes níveis de exposição de uma estrutura inserida em uma área salina estão mostrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Correspondência entre a localização da estrutura de concreto e o tipo de deterioração observado (MEHTA, 1980; CEB, 1992; BARBUDO, 1992; HELENE, 1993; MEHTA e MONTEIRO, 1994; GUIMARÃES, 2000)

Área	Características	Tipos de deterioração
Zona de atmosfera marinha (névoa salina)	o concreto nunca está diretamente em contato com a água do mar, porém é atingido pela névoa salina que vem do oceano. O nível de cloretos pode cair à medida que as construções se afastam do mar, mas, em alguns casos, dependendo do tipo da costa e da direção preferencial dos ventos, a névoa salina pode penetrar até muitos quilômetros do litoral.	<ul style="list-style-type: none"> • corrosão da armadura induzida por cloretos • danos causados pelo efeito do frio
Zona de respingo de marés	Localiza-se acima do nível da maré alta, estando sujeita a ação direta da água do mar, através da molhagem do concreto pelas ondas. Essa área é uma das mais sujeitas à deterioração através da penetração de agentes agressivos pelo cobrimento de concreto. O teor de umidade, juntamente com a presença de oxigênio, são fatores que contribuem para a deterioração das estruturas.	<ul style="list-style-type: none"> • corrosão da armadura induzida por cloretos • abrasão pela ação do impacto das ondas • danos causados pelo efeito do frio
Zona da variação das marés	O concreto está submetido à ação dos ciclos de molhagem/secagem, onde há uma combinação dos mecanismos de absorção e difusão de íons no concreto, retendo uma grande quantidade de cloretos no interior do material. Além disso, existe o efeito físico do choque das ondas e partículas em suspensão, que podem causar lascamentos das camadas superficiais do material;	<ul style="list-style-type: none"> • corrosão da armadura induzida por cloretos • abrasão pela ação das ondas, gelo ou outros objetos • ataque biológico causado por microorganismos • ataque químico ao concreto
Zona submersa	o processo de difusão de cloretos é o único mecanismo de transporte atuante. Contudo, o concreto pode estar sujeito à ação de ataques químicos, principalmente por íons magnésio ou sulfato	<ul style="list-style-type: none"> • ataque químico ao concreto • ataque biológico causado por microorganismos

5.1.4 Concentração Superficial de Cloretos

A concentração de cloretos na superfície de um elemento de concreto armado é extremamente dependente de parâmetros relacionados ao concreto – tipo e quantidade de cimento, presença de adições, relação a/c, entre outros – e ao meio ambiente – concentração ambiental de cloretos, ciclos de molhagem/secagem, direção preferencial dos ventos, topografia local, entre outros (HELENE, 1993).

Em uma atmosfera marinha, os cloretos são carregados pelo vento e depositados por impactação na superfície dos elementos estruturais. NEVILLE (1995) cita que, dependendo da direção preferencial dos ventos, os íons cloreto

podem penetrar vários quilômetros para o interior do continente. Em uma análise realizada na Noruega, BAMFORTH (1996) mostrou que os teores de cloreto na superfície em uma ponte variavam de 0,6% à 4% em relação à massa de cimento, dependendo da posição dos elementos estruturais com relação à incidência dos ventos.

O efeito do tipo de cimento na concentração superficial de cloretos foi analisado por BAMFORTH (1996), que reuniu dados oriundos de uma extensa pesquisa bibliográfica e de resultados de ensaios realizados pelo autor em diferentes estruturas de concreto. Na Figura 5.2 estão apresentados dados referentes às estruturas construídas com cimento Portland sem adições, enquanto que na Figura 5.3 estão representados os níveis de cloreto na superfície de concretos com adições.

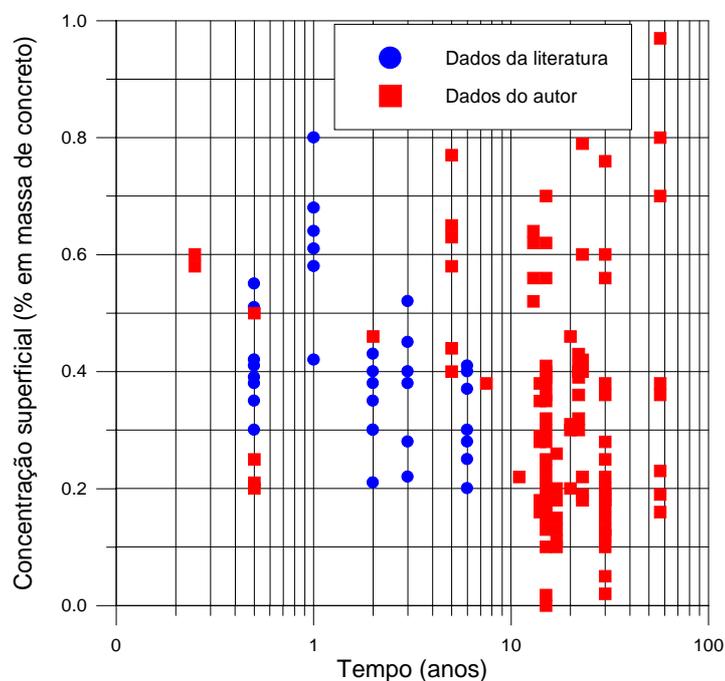


Figura 5.2 Concentração superficial de cloretos em diversas estruturas de concreto armado em ambiente marinho – concretos sem adições (BAMFORTH, 1996)

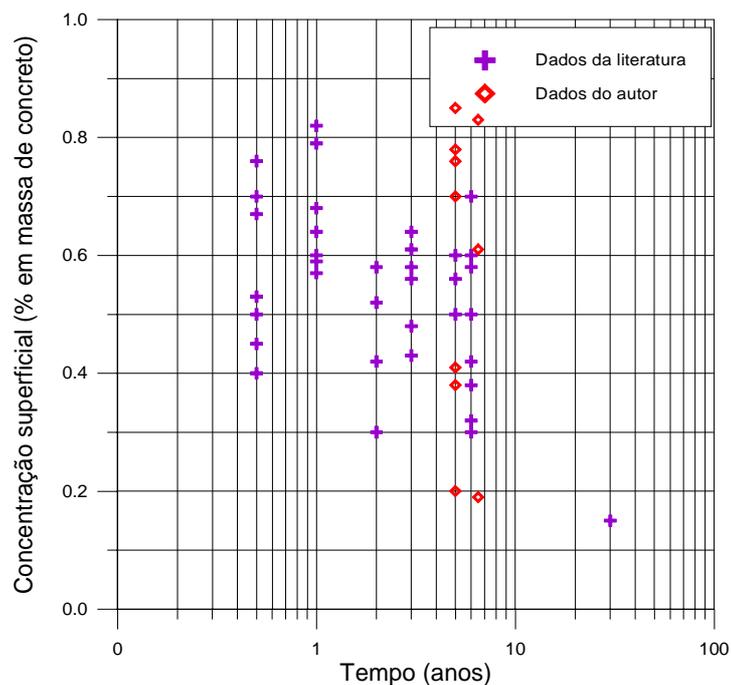


Figura 5.3 Concentração superficial de cloretos em diversas estruturas de concreto armado em ambiente marinho – concretos com adições (BAMFORTH, 1996)

A concentração superficial também varia de acordo com a posição vertical do elemento estrutural em relação ao nível do mar, como mostrado na Figura 5.4.

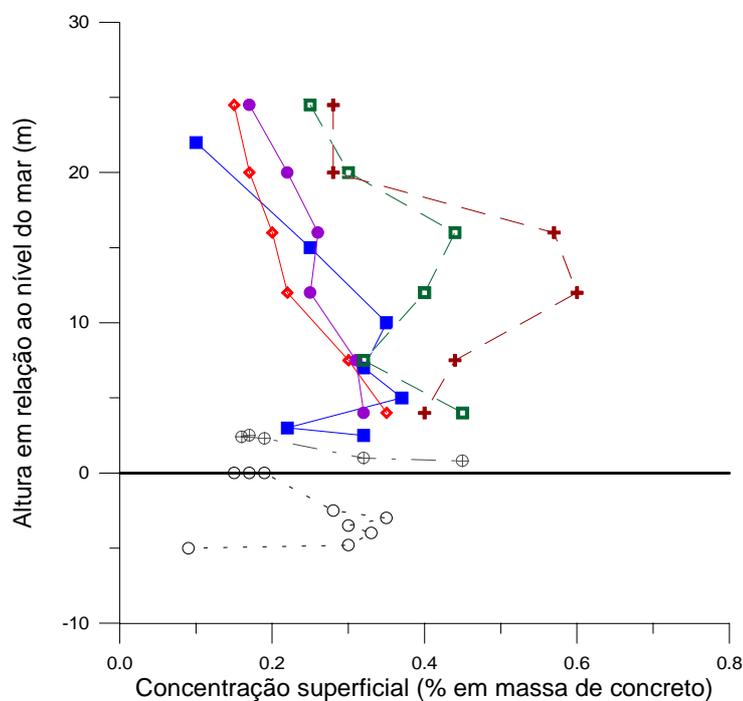


Figura 5.4 Variações da concentração superficial de cloretos em relação ao nível do mar (BAMFORTH, 1996)

Observa-se que a concentração superficial de cloretos é mais variável entre as cotas 0 m e 5 m, que representam os elementos que possivelmente estão localizados na zona de respingo e de variação de marés. Tal característica também foi observada em uma inspeção realizada em uma ponte na Escócia (WOOD et al., 1997), onde foram analisados os teores de cloretos para a camada superficial de concreto compreendida entre 0 cm e 2,5 cm (Figura 5.5).

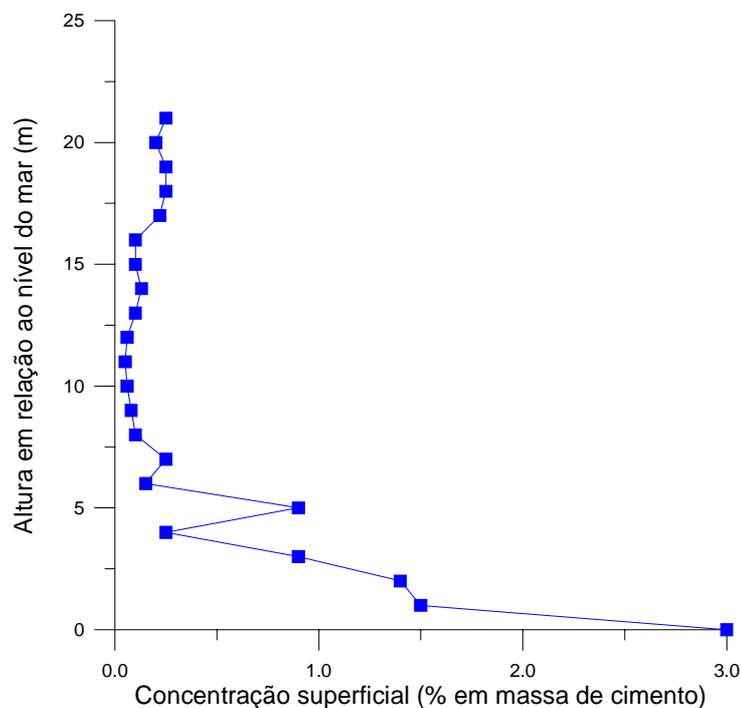


Figura 5.5 Variações da concentração superficial de cloretos em um pilar de ponte (WOOD et al., 1997)

Quando uma estrutura de concreto é construída em área salina, a concentração superficial de cloretos é geralmente baixa. Contudo, à medida que a estrutura vai sendo exposta à ação do ambiente, a concentração de cloretos na superfície dos elementos começa a aumentar (CASTRO et al., 1998). De acordo com LIN (1990), a evolução da concentração superficial de cloretos no tempo pode ser modelada através da Equação 5.1.

$$C_s(t) = C_0(1 - e^{-at}) \quad \text{Equação 5.1}$$

onde:

$C_s(t)$ = concentração superficial de cloretos no tempo t (%);

C_0 = concentração inicial de cloretos na superfície do elemento (%);

α = parâmetro obtido experimentalmente; e
 t = tempo de exposição (dias).

WATANABE et al. (2001) apresentaram um modelo de crescimento da concentração superficial com uma forma similar ao modelo apresentado por LIN (1990). Os autores realizaram ensaios de longa duração em concretos expostos na costa do Oceano Pacífico por 8,5 anos, onde verificou-se que os resultados da concentração superficial no tempo aumentam segundo o modelo apresentado.

Já MEJLBRO (1996) cita que a concentração superficial de cloretos varia com o tempo através de uma função representada pela Equação 5.2.

$$C_s(t) = S[t.D(t)]^p \quad \text{Equação 5.2}$$

onde:

$C_s(t)$ = concentração superficial de cloretos no tempo t (%);

$D(t)$ = coeficiente de difusão variável em função do tempo (cm^2/ano);

t = tempo (anos); e

S e p = parâmetros a serem determinados através de ajustes experimentais.

AMEY et al. (1998) argumentam que a concentração superficial de cloretos varia em função do tipo de exposição da estrutura. Segundo os autores, a fim de se obter uma relação que contemple essa variação com o tempo, deve-se realizar uma alteração nas condições de contorno da Segunda Lei de Fick. A evolução de tal fator com o tempo pode ser modelada através da Equação 5.3 ou da Equação 5.4.

$$C_s(t) = kt \quad \text{Equação 5.3}$$

$$C_s(t) = k\sqrt{t} \quad \text{Equação 5.4}$$

Em ambas as equações k é um valor constante, que representa a absorção de cloretos na superfície do concreto no final do primeiro ano de exposição. Para o caso da Equação 5.3, admite-se que a concentração superficial varie linearmente com o tempo, enquanto que na Equação 5.4 tal fator varia com a raiz quadrada do tempo (ZEMAJTIS, 1998).

Na Figura 5.6 está apresentado um gráfico que indica a evolução da concentração superficial de cloretos no tempo, de acordo com as proposições apresentadas por LIN (1990), MEJLBRO (1996) e AMEY et al. (1998).

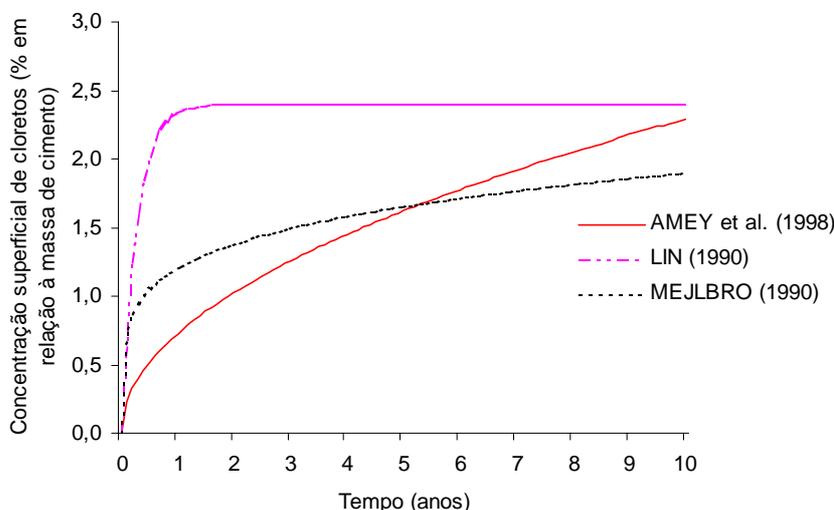


Figura 5.6 Crescimento da concentração superficial de cloretos no tempo segundo as formulações propostas por LIN (1990), MEJLBRO (1996) e AMEY et al. (1998)

Observa-se que o único modelo que leva em consideração a estabilização da concentração superficial com o tempo é o proposto por LIN (1990). As demais formulações consideram que a concentração superficial cresce indefinidamente no tempo, onde um incremento maior a idades mais avançadas é indicado na formulação proposta por AMEY et al. (1998).

Além disso, vale considerar que um dos grandes problemas relacionados à obtenção da concentração superficial diz respeito ao processo adotado para a retirada das amostras de concreto para a análise dos cloretos. Geralmente não se coletam dados referentes aos teores de cloreto na superfície do concreto, e sim em uma camada superficial do material. A espessura dessa camada varia de acordo com o processo de extração empregado, mas oscila em torno de 0,5 cm (HELENE, 1993). Essa camada superficial está sujeita às oscilações ambientais, onde há uma absorção de cloretos com uma posterior difusão para as partes mais internas do elemento estrutural, conforme mostrado na Figura 5.7 (BARBUDO, 1992; BORGES et al., 1998).

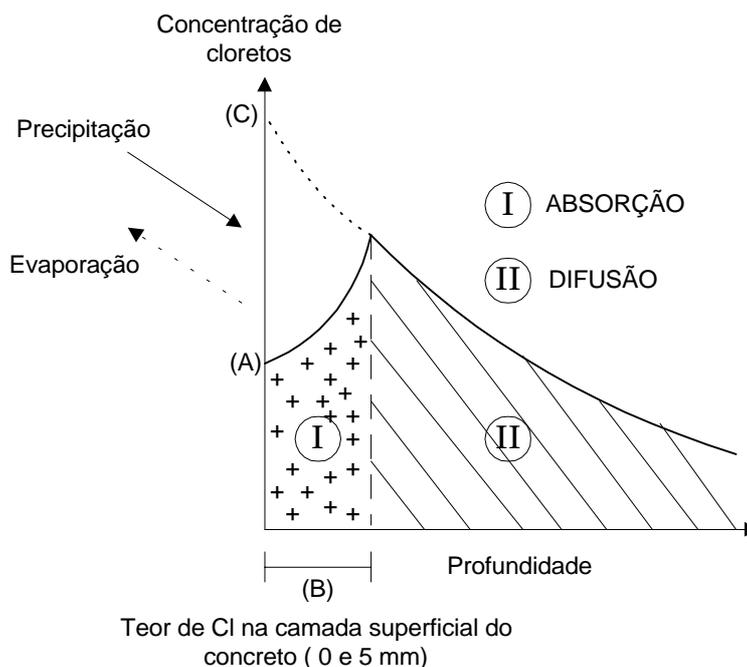


Figura 5.7 Formas de penetração de cloretos em concreto [Adaptado de BARBUDO (1992) e BORGES et al., 1998]

Desta forma, devido ao método de extração adotado, os teores de cloretos medidos através das análises não correspondem efetivamente à concentração superficial (A), e sim a uma média da quantidade de cloretos existente na camada superficial (B). Além disso, no momento da realização dos ajustes dos dados coletados através pela 2ª Lei de Fick (ou de qualquer outro modelo de comportamento) estar-se-á admitindo que a concentração superficial ajustada (C) é bem maior do que aquela efetivamente encontrada nas estruturas. Isso ocorre por não se considerar o efeito de absorção superficial de cloretos (I) que ocorre principalmente em zonas de respingo de marés e áreas sujeitas à névoa salina (BARBUDO, 1992; BORGES et al., 1998).

Esse tipo de situação foi encontrado nas análises realizadas por CASTRO et al. (1999), que colocaram em exposição corpos-de-prova com várias relações a/c em uma área salina no México por 2 anos. Os resultados dos perfis de cloretos obtidos pelos pesquisadores estão apresentados na Figura 5.8.

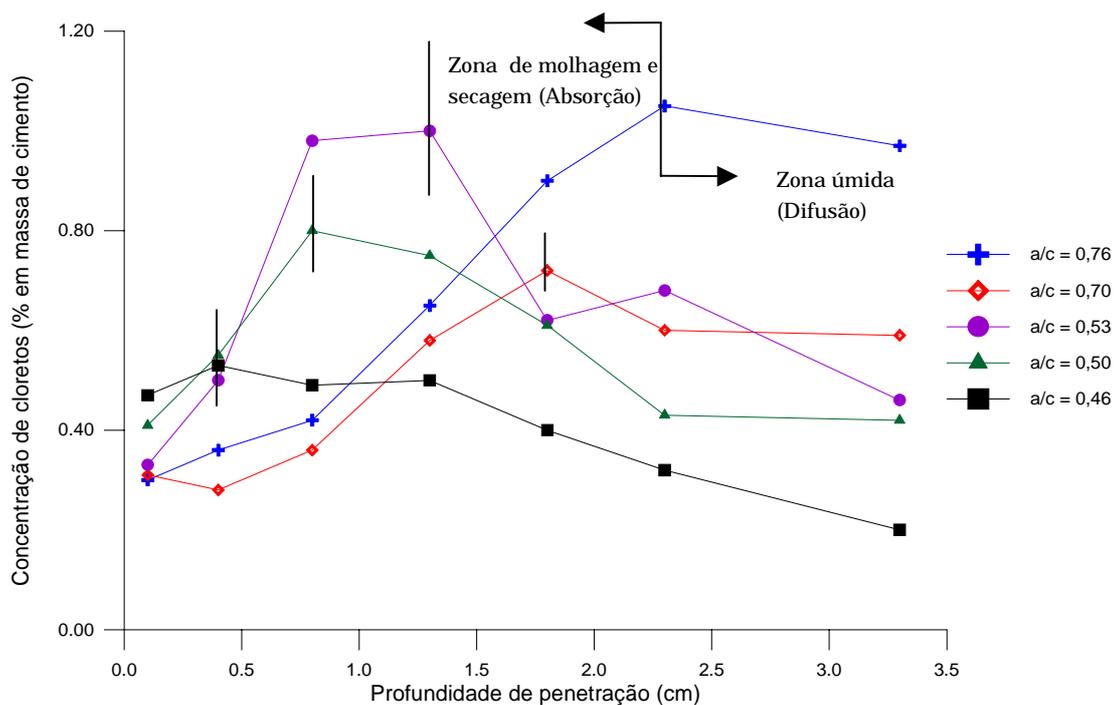


Figura 5.8 Perfis de concentração de cloretos mostrando as zonas de absorção e de difusão para concretos com diferentes relações a/c (CASTRO et al., 1999)

Observa-se a diferenciação entre as áreas permanente úmidas, onde ocorre a difusão de cloretos, e uma área mais próxima à superfície dos elementos, onde o fenômeno de penetração preponderante é a absorção. Para concretos com relações a/c mais elevadas, a espessura onde ocorre a absorção de cloretos é maior que a mesma zona para concretos com menores relações a/c. Vale salientar que os corpos-de-prova encontravam-se expostos na área sujeita à ação da névoa salina, que é uma região onde ocorre uma grande quantidade de danos às estruturas de concreto armado (CEB, 1993).

Desta forma, em função das variações encontradas no momento da medição da concentração superficial de cloretos, é aconselhável que sejam feitas coletas e análises em vários pontos da estrutura (inclusive no mesmo nível vertical). Além disso, as medições devem ser feitas no decorrer do tempo, a fim de verificar a forma de variação da concentração superficial para uma dada região.

No momento em que uma estrutura entra em contato com o meio ambiente, a concentração superficial de cloretos é praticamente zero. À medida que vai passando o tempo, os cloretos começam a entrar em contato com a camada superficial de concreto, combinando-se com alguns componentes do cimento e penetrando para as camadas mais internas do elemento. Além disso, existe a ação contínua das condições ambientais – principalmente relacionadas às oscilações de temperatura e aos ciclos de molhagem/secagem – que influenciam na capacidade de absorção de cloretos na camada superficial de concreto.

Em função da interrelação existente entre esses fatores, pode-se considerar que demora um certo tempo para que se estabeleça uma condição de equilíbrio entre o teor de cloretos presente no ambiente e a concentração superficial nos elementos de concreto. Não existe na literatura um consenso em relação ao tempo necessário para que esse equilíbrio ocorra, devido à quantidade de parâmetros intervenientes. Alguns autores (HELENE, 1993; MAAGE et al., 1996; ANDRADE, 1999) consideram que a penetração de cloretos no concreto pode ser modelada através de uma relação representada pela Equação 5.5.

$$y_{Cl} = k \cdot \sqrt{t} \quad \text{Equação 5.5}$$

onde:

y_{Cl} = profundidade de penetração de cloretos (cm);
 k = coeficiente de penetração de cloretos (cm/ano^{0,5}); e
 t = tempo (anos).

Esta formulação indica, que no primeiro ano de exposição, a profundidade de penetração de cloretos teria o mesmo valor numérico do coeficiente de cloretos.

De acordo com outros pesquisadores (UJI et al., 1990; SWAMY et al., 1998; STEWART et al., 1998), a concentração superficial de cloretos varia com a raiz quadrada do tempo, conforme apresentado na Equação 5.6.

$$C_s = k \cdot \sqrt{t} \quad \text{Equação 5.6}$$

onde:

C_s = concentração superficial de cloretos (%);
 k = absorção de cloretos (%/ano^{0,5}); e
 t = tempo (anos).

Realizando-se um raciocínio análogo, pode-se considerar que no primeiro ano de exposição o valor da absorção de cloretos é igual ao valor da concentração superficial (STEWART et al, 1998). Além disso, HELENE (1993) argumenta que, no primeiro ano de exposição, a ação das condições ambientais exerceu uma influência sazonal no acúmulo de cloretos na superfície dos elementos estruturais.

Ainda de acordo com HELENE (1993), a concentração de cloretos em um elemento estrutural pode ser expressa em relação à massa de concreto ($Cl_{concreto}$), em relação à massa de cimento ($Cl_{cimento}$) ou em relação à água de amassamento ($Cl_{água}$), onde todas as unidades são geralmente expressas em porcentagem. Segundo o

autor, pode ser feita uma correlação entre tais variáveis, desde que sejam empregadas as Equações abaixo:

$$Cl_{concreto} = \frac{Cl_{cimento} \cdot C}{\gamma_c} = \frac{Cl_{\acute{a}gua} \cdot a/c \cdot C}{\gamma_c} \quad \text{Equação 5.7}$$

$$Cl_{cimento} = Cl_{\acute{a}gua} \cdot a/c \quad \text{Equação 5.8}$$

$$Cl_{cimento} = \frac{Cl_{ambiente} \cdot Ab_H \cdot \gamma_c}{C} \cdot 0,01 \quad \text{Equação 5.9}$$

onde:

C = consumo de cimento no concreto (kg/m^3);

a/c = relação a/c do concreto (adimensional);

γ_c = massa específica do concreto (kg/m^3);

Ab_H = absorção máxima de água do concreto (%); e

$C_{ambiente}$ = concentração de cloretos no ambiente.

Com base nas Equações apresentadas, HELENE (1993) sugere valores de referência para a concentração superficial de cloretos em função das características do concreto e da concentração de cloretos no ambiente, conforme pode-se observar na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 Teores de cloretos, orientativos ou de referência, no concreto da superfície, em função do meio ambiente (HELENE, 1993)

Ambiente	Concentração de cloretos no ambiente	Teor de cloretos em massa, em relação ao cimento	Teor de cloretos em massa, em relação ao concreto	Teor de cloretos em massa, em relação à água de amassamento
I. $f_{ck} > 35$ MPa, $a/c < 0,48$, $C > 400$ kg/m ³ e $Ab_H < 4,2\%$				
Tanques industriais	5 molar 177.500 mg/l 17,75	4,47%	0,75%	9,81%
Água de mar Oceano Atlântico Névoa salina	0,70 molar 25.000 mg/l 2,5%	0,63%	0,11%	1,31%
Respingos de maré	0,14 molar 5.000 mg/l 0,5%	0,13% + 0,65%* = 0,78%	0,13%	1,63%
Atmosfera marinha ou industrial	0,03 molar 1.000 mg/l 0,1%	0,025% + 0,13%* = 0,16%	0,03%	0,33%
Atmosfera urbana ou rural	0,004 molar 150 mg/l 0,015%	0,004% + 0,02%* = 0,024%	0,004%	0,05%
II. f_{ck} de 20 a 35 MPa, a/c de 0,48 a 0,58, C de 280 a 400 kg/m ³ e Ab_H de 4,2% a 6,3%				
Tanques industriais	5 molar 177.500 mg/l 17,75	6,64%	0,94%	9,81%
Água de mar Oceano Atlântico Névoa salina	0,70 molar 25.000 mg/l 2,5%	0,93%	0,13%	1,31%
Respingos de maré	0,14 molar 5.000 mg/l 0,5%	0,19% + 0,95%* = 1,14%	0,16%	1,97%
Atmosfera marinha ou industrial	0,03 molar 1.000 mg/l 0,1%	0,04% + 0,20%* = 0,24%	0,03%	0,41%
Atmosfera urbana ou rural	0,004 molar 150 mg/l 0,015%	0,006% + 0,03%* = 0,036%	0,005%	0,062%
III. $f_{ck} < 20$ MPa, $a/c > 0,68$, $C < 280$ kg/m ³ e $Ab_H > 6,3\%$				
Tanques industriais	5 molar 177.500 mg/l 17,75	10,65%	1,24%	15,21%
Água de mar Oceano Atlântico Névoa salina	0,70 molar 25.000 mg/l 2,5%	1,5%	0,18%	2,14%
Respingos de maré	0,14 molar 5.000 mg/l 0,5%	0,30% + 1,50%* = 1,80%	0,21%	2,57%
Atmosfera marinha ou industrial	0,03 molar 1.000 mg/l 0,1%	0,06% + 0,30%* = 0,36%	0,042%	0,51%
Atmosfera urbana ou rural	0,004 molar 150 mg/l 0,015%	0,009% + 0,045%* = 0,046%	0,005%	0,066%

Observações:

(a) Admite-se que o concreto original tem teor nulo de cloretos, ou seja, todos os cloretos vêm do exterior.

(b) Admite-se que na camada superficial de concreto a capacidade de retenção de cloretos decorrente da ação de alguns compostos do cimento ou adições é praticamente desprezível

**absorção e convexão de cloretos na camada superficial do concreto devido aos ciclos de molhagem e secagem*

Assim, pode-se admitir que o valor da concentração superficial de cloretos ao final de um ano de exposição, em relação à massa de cimento, pode ser comparado com a concentração de cloretos no ambiente através da Equação 5.9.

Na Tabela 5.3 estão apresentadas algumas relações entre a concentração ambiental e a concentração de cloretos na superfície dos elementos estruturais em dois instantes diferentes no tempo: no momento da realização das inspeções e quando a estrutura apresenta um ano de construída (empregando a Equação 5.6). Para efeito de comparação, calculou-se também o teor de cloretos no ambiente a partir da Equação 5.9.

Tabela 5.3 Relação existente entre a concentração de cloretos na superfície do concreto e a concentração de cloretos no ambiente

Referência	Ponto	Tempo de exposição T (anos)	Concentração superficial de cloretos no tempo T (%)	Concentração de cloretos na superfície do concreto (%) – t = 1 ano	Concentração de cloretos no ambiente (%) – t = 1 ano
HABUCHI et al. (2001)	1	29	2,00	0,37	1,08
	2	28	4,70	0,89	2,60
	3	29	5,92	1,10	3,20
	4	20	4,48	1,00	2,92
	5	29	4,11	0,76	2,22
GUIMARÃES (2000)	6	22	3,45	0,73	2,48
	7	22	3,99	0,85	2,74
	8	22	4,96	1,06	3,00
	9	22	6,16	1,31	3,69
LIM et al. (2001)	10	1	0,55	0,55	2,13

Observa-se que a concentração de cloretos nos ambientes medidos apresenta um valor médio igual a 2,61%, com um coeficiente de variação igual a 0,27. Esse valor médio encontra-se muito próximo do valor da concentração ambiental de cloretos observada para zona de névoa salina apresentada na Tabela 5.2 (2,5%). Tais dados ratificam as considerações apresentadas por STEWART et al. (1998), onde os autores citam que a concentração de cloretos no meio ambiente é constante e que a concentração superficial de cloretos no concreto varia com a raiz quadrada do tempo. Assim, as considerações apresentadas indicam que a Equação 5.6 pode ser empregada para se prever o crescimento da concentração de cloretos na superfície dos elementos de concreto no tempo, associando esse valor à concentração ambiental de cloretos.

5.2 Características do Concreto

Além das condições ambientais, existem características relacionadas ao concreto que podem contribuir para a degradação precoce das estruturas. Alguns trabalhos já foram realizados com o objetivo de avaliar tais características, onde as principais conclusões dos mesmos serão apresentadas e discutidas nos itens a seguir.

5.2.1 Coeficiente de Difusão

Segundo LIN (1990), existe uma dependência significativa entre o coeficiente de difusão em concretos e a concentração superficial de cloretos. Tal colocação também é compartilhada por NAGESH et al. (1998), onde os mesmos verificaram que variações de 1% na concentração de cloretos na superfície do concreto levaram a uma alteração nos valores do coeficiente de difusão de uma ou duas ordens de grandeza.

De acordo com AMEY (1998), o coeficiente de difusão varia à medida que vai se aproximando do interior do elemento. Isso pode ocorrer devido às mudanças microestruturais provocadas pela interação dos cloretos com a pasta de concreto endurecida (fenômenos de fixação, redução da mobilidade iônica, porosidade do material e/ou presença de fissuras). SWAMY et al. (1994) colocam ainda que o efeito diferenciado de absorção de cloretos que ocorre nas camadas superficiais dos elementos estruturais (apresentado no item 5.1.4) também contribui para as alterações verificadas no coeficiente de difusão.

Além disso, tem-se que o coeficiente de difusão de cloretos diminui com o tempo, em função principalmente dos processos contínuos de hidratação do cimento Portland (WATANABE et al., 2001). LIN (1990) realizou experimentos verificando a variação do coeficiente de difusão no tempo para concretos feitos com cimento Portland comum (Equação 5.10) e com adição de 26% de cinza volante (Equação 5.11).

$$D(t) = (2,81 + 7e^{-0.005 \cdot t}) \cdot 10^{-8} \quad \text{Equação 5.10}$$

$$D(t) = [10,54 - 0,0168 \cdot t - (1,181 \cdot 10^{-5}) \cdot t^2 + (2,418 \cdot 10^{-8}) \cdot t^3] \cdot 10^{-8} \quad \text{Equação 5.11}$$

onde:

D = coeficiente de difusão de cloretos (cm²/s); e
 t = tempo (dias).

A representação gráfica de tais equações pode ser observada na Figura 5.9, onde verifica-se a diminuição do coeficiente de difusão no decorrer do tempo. Também está representado o efeito benéfico de redução de tal propriedade obtido com o emprego da adição de cinza volante ao concreto. Contudo, vale salientar que a Equação 5.11 só é válida para intervalos de tempo menores que 1,5 anos, pois podem ocorrer inconsistências para maiores valores da variável tempo.

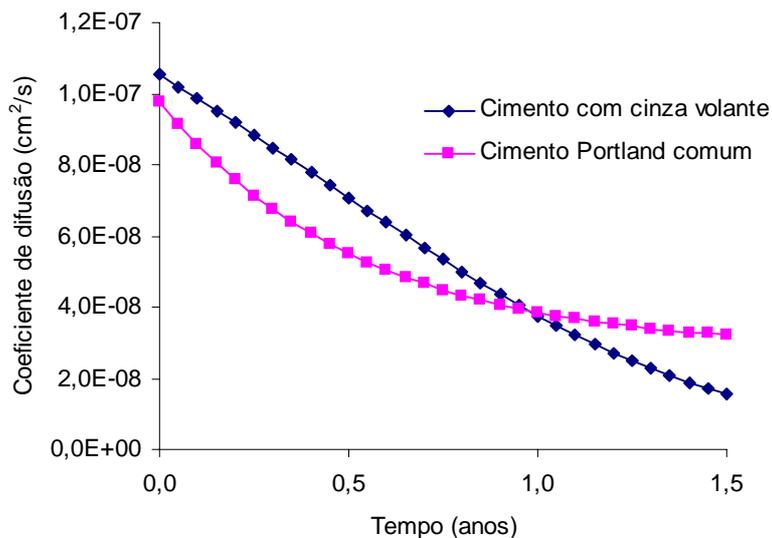


Figura 5.9 Variação do coeficiente de difusão de cloretos no tempo (LIN, 1990)

Ratificando as colocações apresentadas nos parágrafos precedentes, BAMFORTH (1996) também verificou que o coeficiente de difusão tende a diminuir com o tempo nas estruturas, conforme apresentado na Figura 5.10.

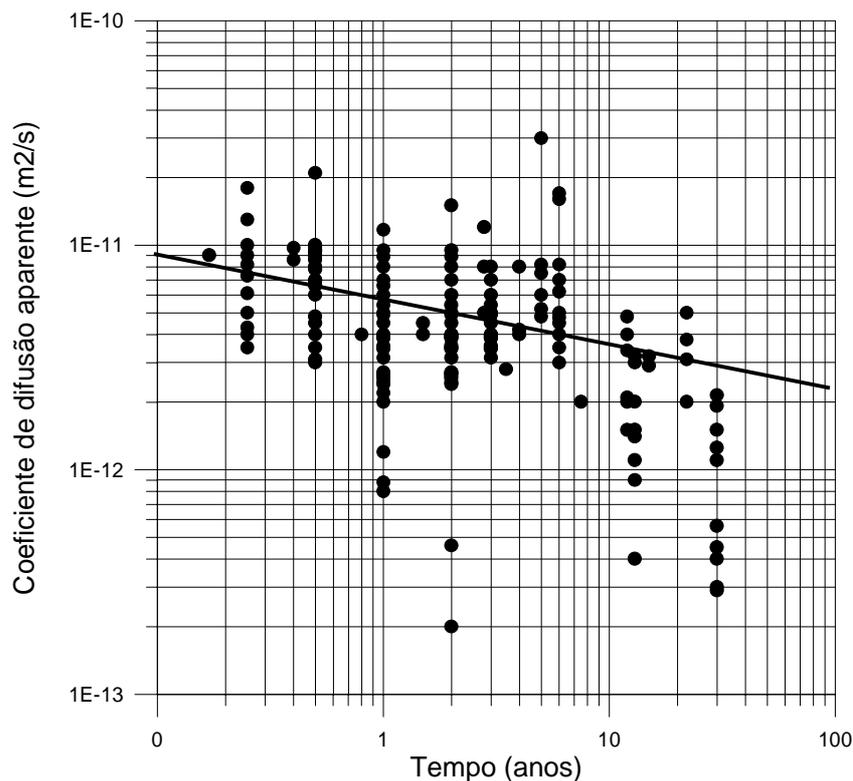


Figura 5.10 Valores de coeficientes de difusão de cloretos em função da idade dos concretos (BAMFORTH, 1996)

Além de variar no tempo, o coeficiente de difusão de cloretos varia com a temperatura. Segundo AMEY et. al. (1998), a alteração do coeficiente de difusão pode ser modelada através da equação de Nernst-Einstein, conforme explicitado pela Equação 5.12.

$$D_2 = D_1 \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^q e^{\left[q \left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) \right]} \quad \text{Equação 5.12}$$

onde:

D_1 = coeficiente de difusão medido à temperatura T_1 (cm^2/s);

T_1 = temperatura inicial (K);

D_2 = coeficiente de difusão medido à temperatura desejada T_2 (cm^2/s);

T_2 = temperatura final (K); e

q = constante experimental, variável com a relação a/c de acordo com a Tabela

5.4.

Tabela 5.4 Constantes de ativação (AMEY et. al., 1998)

Relação a/c	q (K)
0,4	6000
0,5	5450
0,6	3850

Em trabalhos recentes, LOPES (1999), PEREIRA (2001) e HOFFMANN (2001) realizaram estudos experimentais a fim de avaliar o coeficiente de difusão de cloretos em diversos tipos de concretos. As pesquisadoras mostraram que tal propriedade é influenciada pelas características do concreto (tipo de cimento, relação a/c), pelas condições de cura (temperatura de exposição) e pelo tempo.

Em um trabalho de compilação de dados relacionados ao coeficiente de difusão obtidos em estruturas reais, BAMFORTH (1996) verificou que o coeficiente de difusão apresenta uma faixa de variação bem definida, conforme pode-se observar na Figura 5.11.

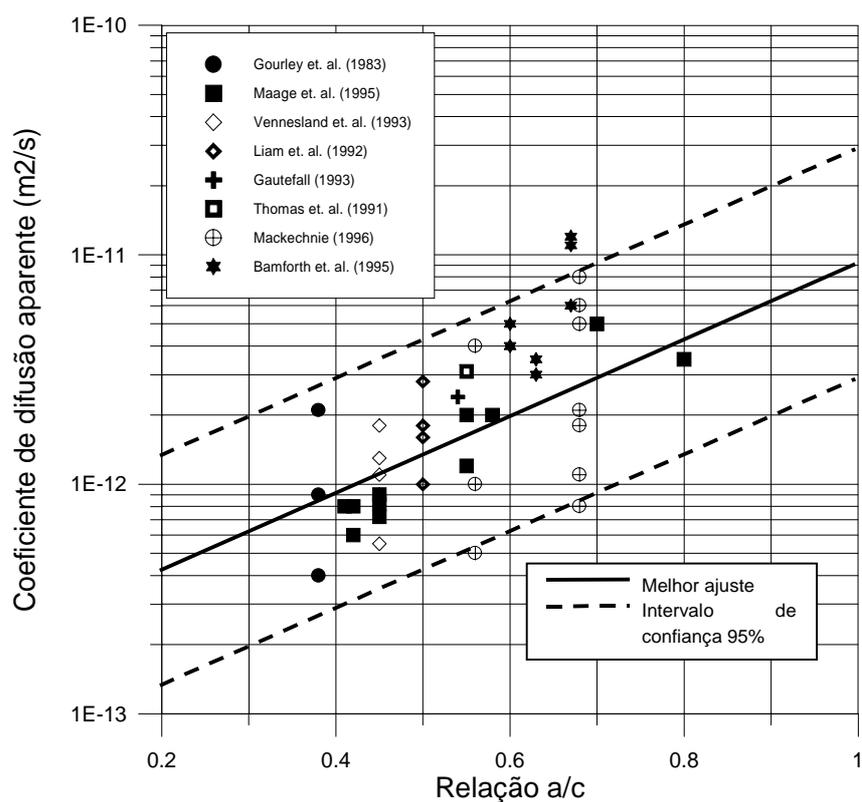


Figura 5.11 Valores de coeficientes de difusão de cloretos em função da relação a/c (BAMFORTH, 1996)

De acordo com os dados apresentados pelo autor, observa-se que existe uma variação típica dos valores do coeficiente de difusão para todos os tipos de concretos

pesquisados, onde o valor médio obtido considerando todos os pontos ficou em torno de $2,66 \cdot 10^{-12}$ m²/s, com um coeficiente de variação de 0,98. A variabilidade para o presente caso foi elevada por não se considerar a diferenciação existente entre os concretos analisados.

Tal fato também pode ser verificado ao se realizar uma análise considerando um mesmo elemento estrutural (ou elementos adjacentes), onde percebe-se que tal variabilidade ainda ocorre, conforme apresentado na Figura 5.12.

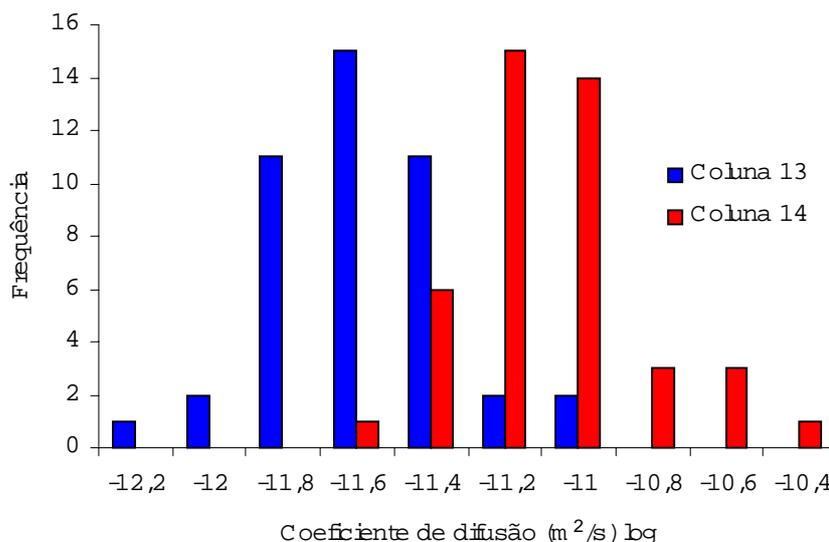


Figura 5.12 Distribuição dos coeficientes de difusão de cloretos obtidos em duas colunas de uma mesma ponte (BAMFORTH, 1996)

Em suma, observa-se que o coeficiente de difusão é uma propriedade que varia continuamente no tempo, sendo dependente das características do material e do meio ambiente. Assim, é muito difícil se obter um valor exato para tal variável, onde as pesquisas realizadas têm como objetivo básico obter um parâmetro razoável de comparação entre diferentes tipos de concretos, a fim de avaliar os efeitos do mesmo na previsão da vida útil das estruturas.

5.2.2 Resistência à Compressão

Tal fator têm uma importância fundamental no transporte de substâncias agressivas no concreto. Para os mesmos materiais constituintes, quanto maior a resistência à compressão de um concreto, melhor o seu desempenho em relação à penetração dos íons cloreto. Isso ocorre em função da menor porosidade do material

associada principalmente com a redução da relação a/c (MEHTA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997; AITCIN, 2000).

5.2.3 Tipo de Cimento

Muitas pesquisas têm sido realizadas mostrando a influência do tipo de cimento na durabilidade dos concretos. Geralmente cimentos com maiores teores de C_3A e C_4AF apresentam uma maior capacidade de fixação de íons cloreto, formando os cloroaluminatos, reduzindo a quantidade de cloretos livres na solução dos poros do concreto (GJØRV e VENNESLAND, 1979; MONTEIRO, 1996; HELENE, 1997).

AL-AMOUNDI et al., citados por MONTEIRO (1996), verificaram que os cimentos com elevados teores de escória de alto forno apresentaram melhores resultados com relação à penetração dos íons cloreto em relação aos demais tipos de cimento avaliados (cimento Portland comum e cimentos com cinza volante). Em uma análise comparativa entre diversos tipos de cimento (com escória de alto forno, com cinza volante, resistente aos sulfatos e cimento Portland comum), PAGE et al. (1981) concluíram que os cimentos com escória de alto forno e com cinza volante apresentaram uma maior proteção ao concreto em relação aos outros tipos de cimento, em virtude do melhor refinamento dos poros e aos elevados teores de C_3A .

Resultados semelhantes foram encontrados por THOMAS et al. (1999), onde os coeficientes de difusão de cloretos foram menores para os cimentos com escória, seguidos dos cimentos com cinza volante, onde o cimento Portland comum apresentou o pior desempenho com relação à penetração de cloretos. MEDEIROS et al. (1999) mostraram que corpos-de-prova confeccionados com o cimento CP IV apresentaram uma menor profundidade de penetração de cloretos em relação aos cimentos CP II F e CP II Z.

5.2.4 Presença de Adições

A inclusão de adições minerais – sílica ativa, cinza de casca de arroz, cinza volante, metacaulim e escória granulada de alto forno – minimizam sensivelmente a penetração de agentes agressivos no concreto. Isso ocorre devido a alguns fatores, tais como a segmentação que ocorre nos poros maiores, ao aumento dos pontos de nucleação para a precipitação dos produtos de hidratação e uma melhor densificação da interface agregado/pasta (MEHTA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).

Através de análises de corpos-de-prova imersos em solução de cloretos por 5 anos, SANDBERG et al. (1998) mostraram a significativa redução no coeficiente de difusão de cloretos obtida com a inclusão de sílica ativa nos concretos

confeccionados. Resultados similares foram encontrados nos ensaios de difusão realizados por LI et al. (1999), onde verificou-se que concretos feitos com cimento Portland comum, com sílica ativa e com cinza volante e sílica ativa apresentaram coeficientes de difusão aos 28 dias iguais a $19,8 \cdot 10^{-10}$ cm²/s, $1,89 \cdot 10^{-10}$ cm²/s e $0,17 \cdot 10^{-10}$ cm²/s, respectivamente.

O efeito benéfico da sílica ativa também foi observado por GJØRV et al. (1994), onde os autores constataram que ocorreu uma redução da ordem de 75% na difusão de cloretos em concretos com a adição de 9% de sílica em relação à massa de cimento. Através do ensaio de penetração acelerada de cloretos, BARATA (1998) observou uma redução de mais de 90% da carga total passante para concretos com 20% de adição de sílica ativa em relação ao concreto de referência, para uma relação a/c igual a 0,47.

THOMAS et. al. (1999) mostraram que os concretos com substituição de uma parte do cimento por cinza volante e por escória de alto forno apresentaram uma diminuição significativa no coeficiente de difusão de cloretos, sendo tal redução maior para os concretos com escória de alto forno. MANGAT et. al. (1994) mostraram que concretos com 10% de substituição em relação à massa do cimento apresentaram os menores perfis de cloretos em comparação com o concreto de referência. Tais resultados também foram confirmados através da realização do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio nas amostras de concreto, mostrando a melhoria das características microestruturais do material com a inclusão da adição.

Vale salientar que todas as considerações apresentadas acima são válidas admitindo-se que a estrutura de concreto apresenta condições executivas adequadas (dosagem, mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura).

5.2.5 Efeito Sinérgico das Variáveis

As propriedades relacionadas ao concreto com relação à durabilidade devem ser analisadas sob um aspecto sinérgico. Algumas pesquisas têm mostrado que alterações no tipo de material empregado para a fabricação dos concretos podem acarretar diferentes comportamentos dos mesmos em relação à penetração de cloretos.

Nesse sentido, FERREIRA (1999) avaliou concretos moldados com o cimento CP IV pozolânico e o cimento CP V ARI (alta resistência inicial) com vários níveis de adição de cinza de casca de arroz (5%, 10%, 15% e 20%). A autora realizou uma avaliação entre a resistência e a carga total passante (ASTM C 1202, 1992) em corpos-de-prova aos 180 dias, onde os resultados encontram-se apresentados na Figura 5.13.

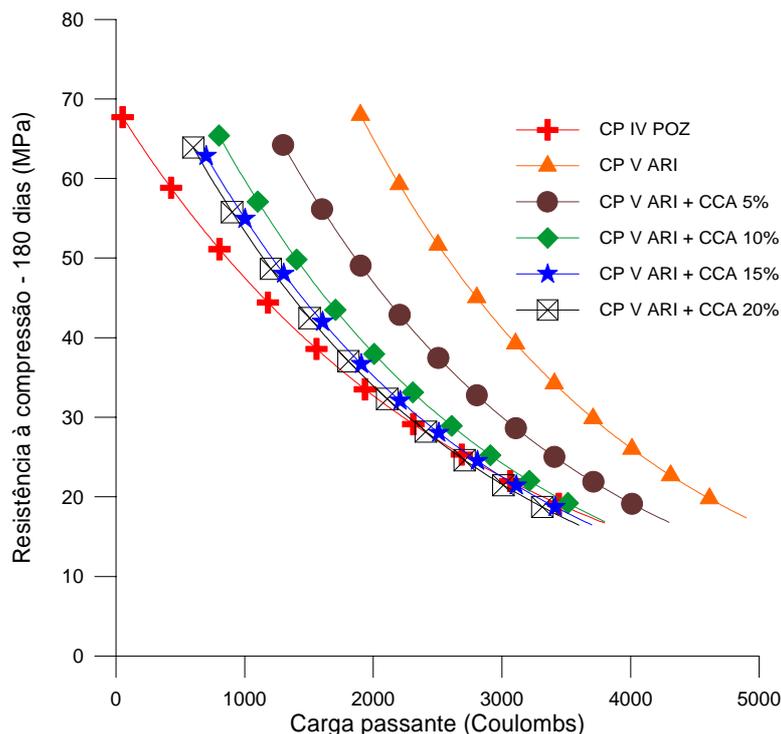


Figura 5.13 Resistência à compressão *versus* carga total passante (FERREIRA, 1999)

Pode-se verificar que para um mesmo nível de resistência a maior ou menor penetração de íons será diretamente influenciada pelas características do concreto empregado. Para uma mesma resistência, o desempenho do cimento CP IV é aproximadamente 2 a 3 vezes melhor que o desempenho apresentado pelo cimento CP V ARI. Além disso, a presença da cinza de casca de arroz em diversos teores minimizam a passagem dos íons pelo corpo-de-prova, através de uma melhoria das características microestruturais do concreto.

Resultados semelhantes também foram encontrados por ISAIA (1995), onde foi avaliada a durabilidade de alguns concretos de cimento Portland (CP) com teores normais (TN) e elevados (ET) de substituição de sílica ativa (SA), cinza volante (CV) e cinza de casca de arroz (CCA). Os percentuais de substituição adotados no trabalho desenvolvido estão apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 Teores de substituição empregados no trabalho de ISAIA (1995)

	Nível de Substituição (%)	
	Normal	Elevado
Sílica ativa	10	20
Cinza volante	25	30
Cinza de casca de arroz	10	20
Cinza volante + sílica ativa	(15 + 10)	(30 + 20)
Cinza volante + cinza de casca de arroz	(15 + 10)	(30 + 20)

O autor verificou a relação existente entre a resistência à compressão de concretos e a carga total passante, determinada também segundo a ASTM C 1202 (1992), onde os resultados encontram-se apresentados na Figura 5.14.

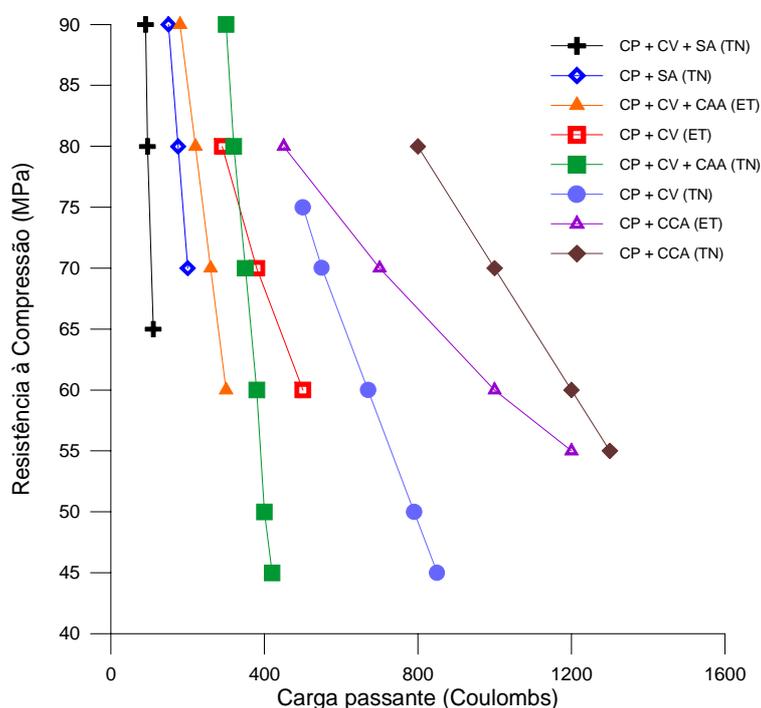


Figura 5.14 Relação entre a resistência à compressão e a carga total passante (ISAIA, 1995)

Pode-se observar que, ao se fixar uma resistência de 60 MPa, por exemplo, existem seis tipos de concreto que apresentam tal resistência. Contudo, os mesmos apresentariam condições bastante diferenciadas de durabilidade entre si, medidas através da carga passante entre os corpos-de-prova.

Considerando um mesmo tipo de concreto, verifica-se que com o aumento da resistência mecânica e/ou com a diminuição da relação a/c há uma minimização da penetração de agentes agressivos para o seu interior. Contudo, através dos resultados de ensaios apresentados anteriormente, observa-se que tipos de concreto distintos apresentam propriedades relacionadas com a durabilidade bastante diferenciadas, mesmo considerando aqueles que possuem níveis similares de

resistência à compressão e/ou relação a/c. Desta forma, pode-se inferir que a resistência mecânica isoladamente não é o parâmetro mais adequado para se avaliar a durabilidade – e conseqüentemente a vida útil – do concreto, onde observa-se que tal propriedade é também influenciada pelas características dos materiais constituintes de uma mistura em particular.

6 MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS ATACADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS

6.1 Considerações Iniciais

Uma significativa parcela da comunidade técnico-científica mundial está interessada no estabelecimento de parâmetros adequados para a modelagem dos diversos fenômenos de degradação que ocorrem nas estruturas de concreto (UJI et al., 1990; HELENE, 1993; MEJLBRO, 1996). Tais modelos, de uma maneira geral, representam um avanço no entendimento dos diversos processos de degradação que ocorrem nas mesmas. O fundamento de todos os modelos de deterioração podem ser enquadrados na teoria de TUUTTI (1982), que estabeleceu um modelo qualitativo para a degradação ocasionada pela corrosão de armaduras. Contudo, o princípio básico deste modelo parece ser bastante genérico e isto permite sugerir sua aplicação para outros processos de degradação, como o ataque por sulfatos, a reação álcali-agregado e as ações mecânicas.

Como complemento à formulação proposta por TUUTTI (1982), VAN DER TOORN (1994) apresenta mais alguns modelos genéricos de processos de deterioração para as estruturas, de acordo com a forma e a intensidade de ocorrência, conforme apresentado na Figura 6.1.

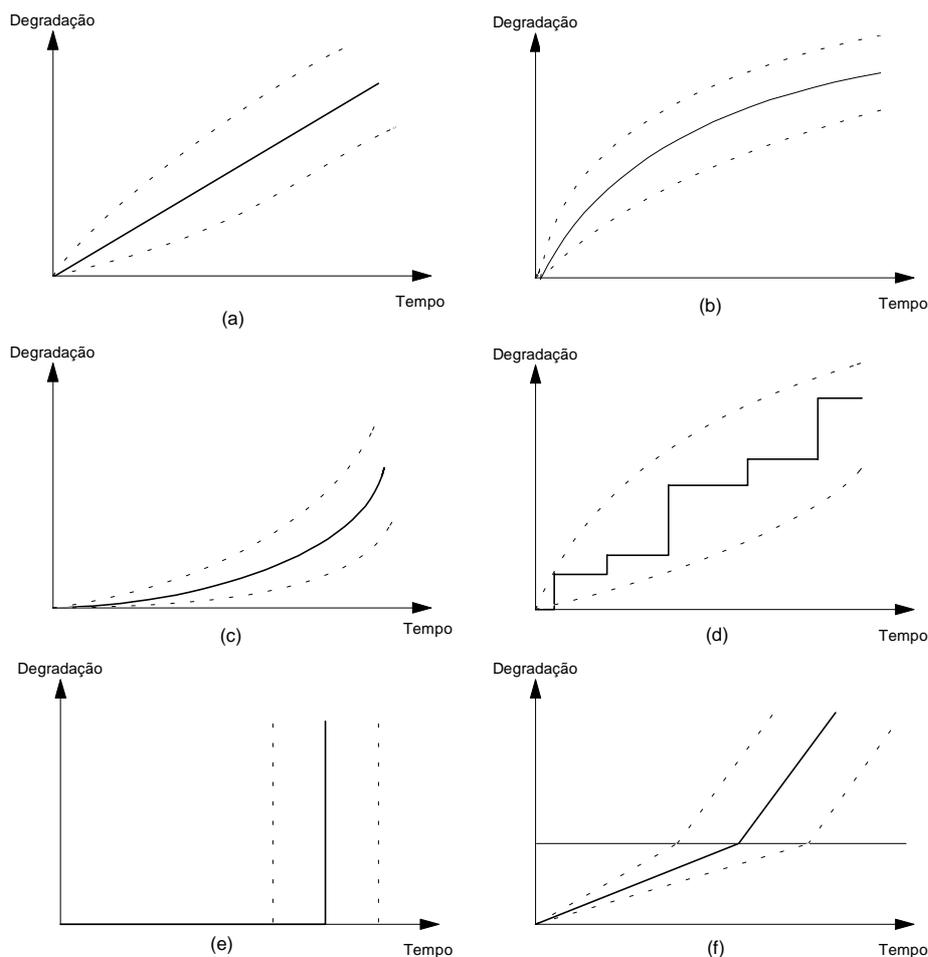


Figura 6.1 Possíveis formas de degradação das estruturas (VAN DER TOORN, 1994)

O caso mais simples é um processo linear no tempo (*a*), que apresenta uma crescente incerteza. Em alguns casos, o processo corrosivo, após muitos anos, pode apresentar tal configuração. Já para o caso de carbonatação ou penetração de cloretos, o processo de penetração pode ser relacionado com a raiz quadrada do tempo ou com uma função de erro (*b*). O processo tende a acelerar com o tempo, segundo uma curva exponencial (*c*) para o caso de fadiga, onde a degradação é causada pelo efeito acumulativo das cargas, mas a falha é normalmente causada por uma carga com valor excessivo. As colisões são geralmente representadas não por um processo contínuo, mas discretizado em etapas (*d*), representando o efeito de cargas extremas. Há ainda o caso particular onde uma carga excessivamente alta consegue levar a estrutura ao colapso de forma súbita (*e*).

Finalmente existe o modelo que é mais empregado atualmente (*f*), onde nessa formulação o processo de degradação de estruturas é dividido em duas partes: o estágio de *iniciação*, onde ocorre a penetração dos agentes agressivos para o interior da massa de concreto, sem causar danos efetivos ao elemento estrutural, e o estágio

de *propagação* efetiva do dano, onde as primeiras manifestações do mesmo começam a ser evidenciadas na estrutura de concreto.

O conceito das etapas de evolução do dano continua sendo empregado até hoje por muitos pesquisadores, mas houve uma evolução bastante significativa no que se refere aos processos de modelagem (ou previsão) da vida útil das estruturas de concreto armado. A evolução de tal princípio está exposta em HELENE (1997), que descreve os principais métodos de análise da durabilidade das estruturas:

- *Com base nas experiências anteriores*

Tal tipo de verificação foi uma primeira tentativa para assegurar que as estruturas construídas apresentassem um nível mínimo de desempenho durante o seu período de utilização. Em tal análise, os aspectos relativos às resistências dos materiais aos esforços solicitantes foram privilegiados, realizando-se sempre um resgate dos dados de projeto de obras construídas e que apresentavam um desempenho satisfatório para servirem de referencial na construção de novas estruturas.

- *Com base em ensaios acelerados*

Através dos dados de experimentos realizados em laboratórios pode-se teoricamente obter ter informações relevantes a respeito do desempenho dos materiais quando submetidos às condições de utilização. Contudo, existe uma dificuldade de simular em laboratório todas as variáveis que influem em um determinado processo natural, principalmente em função da grande quantidade de fatores intervenientes em cada um desses processos. Concomitantemente, o ajuste das intensidades dos agentes necessários para provocar a aceleração dos danos pode vir a distorcer os resultados obtidos. Apesar disso, em função do crescente desenvolvimento observado no nível dos ensaios que estão sendo propostos pelo meio técnico-científico, é possível que os resultados dos mesmos possam ser utilizados mais efetivamente nas atividades de projeto e construção de estruturas de concreto.

- *Através de métodos determinísticos*

O princípio básico para o desenvolvimento de tais métodos é relacionado ao estudo do transporte de gases, íons e massa através da rede de poros do concreto, através das equações de Darcy, Arrhenius, Laplace e das Leis de Fick. Tais modelos são atualmente objeto de estudo sistemático por uma grande parte dos centros de

pesquisa mundiais em durabilidade das estruturas. Em tal tipo de análise verifica-se que uma grande parte desses modelos consideram algumas variáveis como sendo constantes no tempo, até mesmo para efeito de simplificação em algumas deduções. Contudo, esse procedimento pode levar a um determinado nível de incerteza que pode prejudicar a representatividade dos resultados obtidos.

- *Através de modelos probabilísticos*

Observa-se que na Engenharia muitos problemas envolvem processos naturais e fenômenos que são inerentemente aleatórios, e que certas variáveis envolvidas nos mesmos não podem ser consideradas como constantes no tempo. Desta forma, muitas decisões que são tomadas nas atividades de planejamento/projeto de empreendimentos de Engenharia são invariavelmente realizados sob condições de incerteza (ANG e TANG, 1984).

Os efeitos dessas incertezas são importantes, e se faz necessária uma adequada quantificação das aleatoriedades, bem como uma verificação dos seus efeitos dentro do processo como um todo. Assim, a aplicação das teorias e métodos de probabilidade se mostram promissores, pois são ferramentas bastante úteis para a resolução de problemas dessa natureza (ANG e TANG, 1975). No caso específico da previsão de vida útil de estruturas, os pesquisadores estão empregando as teorias da confiabilidade, que já são ferramentas utilizadas na Engenharia Estrutural (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; DER KIUREGHIAN, 1996), para predizer com uma maior margem de segurança como se comportará uma determinada estrutura, considerando tanto as características dos materiais empregados para a sua construção quanto as ações dos esforços e dos fatores ambientais durante uma determinada vida útil.

Em função da quantidade de danos que ocorrem nas estruturas devido à corrosão das armaduras (HELENE, 1993; ANDRADE, 1997), tal fenômeno é alvo de uma parcela da comunidade técnico-científica mundial, que atua no sentido de modelar o seu comportamento. Esforços estão sendo direcionados para possibilitar uma melhor previsão da vida útil dessas estruturas, com o intuito de se estabelecer critérios orientativos para as atividades de manutenção e recuperação.

Muitos estudos estão sendo realizados a fim de modelar adequadamente a vida útil de estruturas, levando em consideração tais fatores. Neste trabalho serão analisados e discutidos apenas os modelos relacionados à penetração de cloretos, com o objetivo de tentar sistematizar as pesquisas existentes e verificar a possibilidade de uniformizar e contribuir para um melhor entendimento dos mecanismos que influenciam em tal linha de investigação. Dentro dessa abordagem, foram analisados alguns modelos propostos recentemente pela comunidade científica internacional, estando os mesmos sumarizados na Figura 6.2.

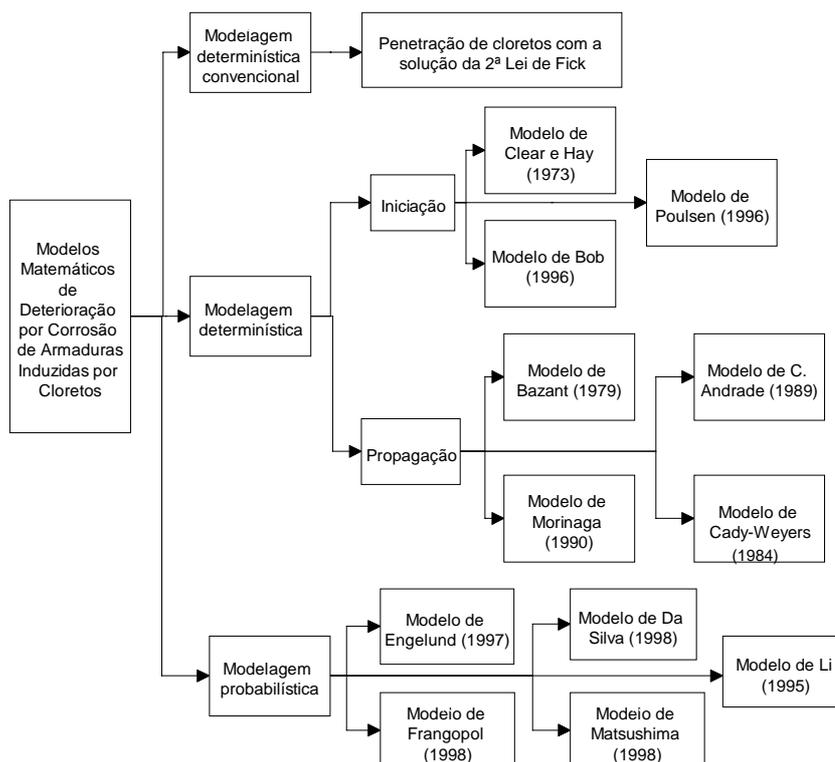


Figura 6.2 Principais modelos de degradação das estruturas de concreto armado referentes ao fenômeno da corrosão de armaduras induzida por cloretos

Desta forma, de acordo com as considerações expostas nos parágrafos anteriores, serão apresentados e discutidos alguns modelos que estão servindo como base para a previsão da vida útil das estruturas de concreto em relação ao fenômeno de despassivação e propagação provocado pela ação dos íons cloreto.

6.2 Modelos para a Etapa de Iniciação

Com a evolução que ocorreu nos últimos anos nas mais diversas áreas do conhecimento, a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado relativa à etapa de iniciação do processo corrosivo pode ser estimada minimizando-se a incerteza implícita nos resultados.

Em relação ao desenvolvimento de modelos relativos à etapa de iniciação, observou-se a incorporação dos conceitos de outras áreas do conhecimento ao estudo da durabilidade das estruturas. Os mecanismos de transporte de massa e energia, que levam em consideração a transferência de substâncias em meios porosos, estão sendo largamente empregados para modelar a penetração de substâncias no concreto. Tais modelos estão sendo empregados para descrever aspectos

microestruturais do concreto – admitindo que o material é composto por uma rede de poros e/ou tubos (OLLIVIER, 1998).

Paralelo a tal fato, observa-se a evolução dos modelos básicos que representam as leis de transporte (Leis de Fick, Darcy, Arrhenius e Laplace). Aliado a tais avanços, verifica-se que é crescente a aplicação das teorias matemáticas para a resolução de formulações cada vez mais complexas, que contemplam uma grande parte dos fenômenos intervenientes nos diversos mecanismos de transporte. O advento de programas computacionais cada vez mais sofisticados permitiu que uma grande parte das formulações propostas pudessem ser adequadamente solucionadas.

Sendo assim, nos próximos itens serão apresentados e discutidos os principais modelos apresentados pela literatura para prever a vida útil de projeto das estruturas de concreto armado.

6.2.1 2ª Lei de Fick

A previsão da vida útil das estruturas de concreto é comumente realizada através da medição dos teores de íons cloreto a profundidades especificadas no elemento estrutural, em um determinado tempo t .

Com o perfil de penetração de cloretos resultante são determinados os valores da concentração superficial (C_s) e do coeficiente de difusão de cloretos (D), onde os dados são ajustados empregando-se o Método dos Mínimos Quadrados na solução da Equação 6.1. Tal método é bastante utilizado na Matemática e na Estatística para a realização de estimativas de tendência de dados, sendo que o fundamento básico do mesmo é a minimização da soma dos desvios quadrados entre os valores de uma variável e os valores que são previstos pelo modelo (ANG e TANG, 1975).

$$C(x, t) = C_s \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x}{\sqrt{4tD}} \right) \right] \quad \text{Equação 6.1}$$

onde:

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

C_s = concentração superficial de cloretos (admitida como sendo constante) (%);

x = profundidade (cm);

D = coeficiente de difusão de cloretos (cm²/ano);

t = tempo (anos); e

erfc = função complementar de erro de Gauss.

Algumas condições de contorno foram estabelecidas para uma adequada aplicação do modelo proposto, tais como (CRANK, 1975):

- Admite-se que o concreto é um material homogêneo e isotrópico;
- considera-se que o único mecanismo de transporte atuante é a difusão;
- admite-se que não ocorrem interações entre os cloretos e os componentes do concreto no momento da penetração; e
- tanto o coeficiente de difusão quanto a concentração superficial de cloretos são constantes ao longo do tempo, isto é, o coeficiente de difusão é completamente independente da concentração superficial.

Contudo, alguns pesquisadores (SWAMY et al., 1994; MAAGE et al., 1996; ANDRADE, 1999) têm mostrado que algumas dessas premissas não refletem adequadamente o comportamento da penetração de íons no concreto. Alguns autores (ANDRADE et al., 1996; BORGES et al., 1998) citam que os fenômenos de transporte relativos à absorção e à difusão podem estar atuando simultaneamente, principalmente em estruturas inseridas em meio ambiente marinho.

Deve-se ressaltar ainda que os cloretos interagem de uma maneira bastante significativa com os componentes da pasta de cimento hidratada (MIDGLEY et al., 1984; BAKKER, 1988; OLLIVIER, 1998), tanto física (quando há uma colmatação dos poros pela precipitação dos compostos formados) quanto quimicamente (pelo próprio processo de fixação dos cloretos). Por exemplo, os cloretos podem reagir com os aluminatos não hidratados da pasta formando os monocloroaluminatos de cálcio hidratados (ou Sal de Friedel) ($3CaO.Al_2O_3.CaCl_2.10H_2O$) e os tricloroaluminatos de cálcio hidratados ($3CaO.Al_2O_3.3CaCl_2.32H_2O$). Além disso, GUIMARÃES (2000) admite que a reação com o ferroaluminato tetracálcico (C_4AF) pode formar o cloroferrito de cálcio hidratado ($3CaO.Fe_2O_3.CaCl_2.10H_2O$). Tais reações influenciam significativamente na penetração de íons, alterando a difusividade dos mesmos. A presença desse fenômeno faz com que uma incerteza de magnitude considerável seja incluída nas modelagens propostas.

Alguns autores propuseram modelos objetivando quantificar o teor de cloretos absorvidos, a princípio em argamassas de cimento Portland. MASUDA (1995) apresentou a seguinte expressão:

$$Cl_{fixos} = (Cl_{total} - Cl_{solução} \cdot P) / [(C + S + W) / C] \quad \text{Equação 6.2}$$

onde:

Cl_{total} = quantidade de cloretos totais (% em massa de argamassa);

$Cl_{solução}$ = quantidade de cloretos na solução intersticial (% em massa de solução);

P = quantidade de água na argamassa (%);
 C = quantidade de cimento na argamassa seca (%);
 S = quantidade de areia na argamassa seca (%); e
 W = quantidade de água na argamassa fresca (%).

Vale salientar que neste modelo não é feita uma distinção entre cloretos adsorvidos e os efetivamente fixos, onde ambos são englobados em uma única variável. HELENE (1993) cita que o tipo de cimento exerce uma grande influência no percentual de fixação de cloretos, onde a não inclusão dessa variável na modelagem apresentada pode levar a erros significativos de interpretação.

Outro fator importante que deve ser levado em consideração é o tipo de cátion que acompanha o íon cloreto. Segundo diversos trabalhos citados por PREZZI (1995), e confirmados por GUIMARÃES (2000), a quantidade de cloretos livres é maior quando proveniente da dissociação do NaCl do que do CaCl₂. O resultado inverso fica evidenciado com relação ao pH da solução intersticial do concreto, que diminui com a adição de NaCl em relação ao CaCl₂. Concomitantemente, a relação Cl⁻/OH⁻ é maior para soluções com NaCl, comparando-se sempre as mesmas concentrações dos dois tipos de cloretos. Assim, verifica-se que o cloreto de sódio é mais perigoso do que o cloreto de cálcio, mostrando a influência do tipo de cátion na quantidade de cloretos livres no concreto.

Um exemplo de um perfil de penetração de cloretos ajustado através da Equação 6.1 encontra-se apresentado na Figura 6.3.

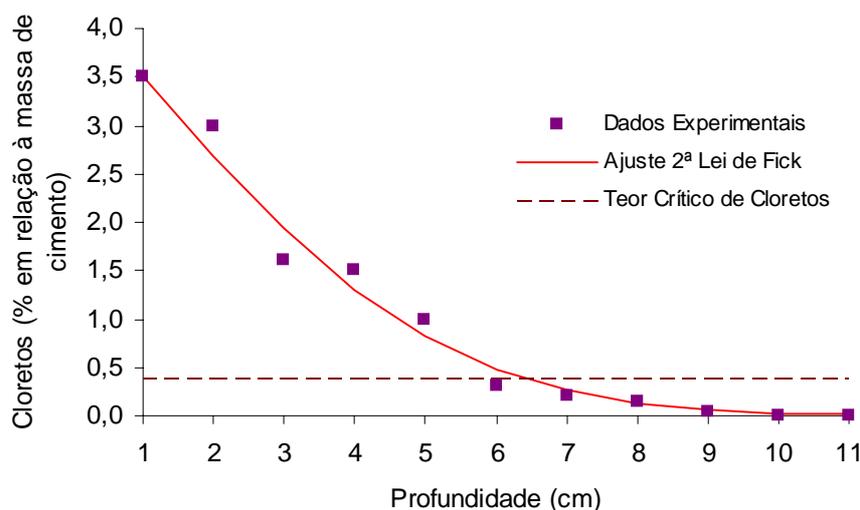


Figura 6.3 Perfil típico de cloretos em uma estrutura em um tempo t

Verifica-se que o ajuste dos perfis de cloretos através da 2ª Lei de Fick apresenta-se satisfatório quando se deseja avaliar a vida útil de uma estrutura em

um determinado tempo t . Essa forma de análise é comumente empregada, em função da sua extrema simplicidade na determinação dos parâmetros C_s e D através de ajustes. Contudo, a aplicabilidade da modelagem fica restrita aos casos onde considera-se que tanto a C_s e o D não variam no tempo. Tal condição não corresponde ao comportamento efetivamente observado nas estruturas reais, onde existe um acúmulo de cloretos na superfície dos elementos estruturais (UJI et al. 1990; SWAMY et al., 1994; AMEY et al., 1998). Aliado a tal fato, tem-se que o valor de D tende a diminuir com o tempo, devido à contínua mudança existente na microestrutura do concreto (BAMFORTH, 1996; MEJLBRO, 1996).

Ao se medir os perfis de cloreto em um determinado elemento estrutural em momentos distintos no tempo ($t_3 > t_2 > t_1$), provavelmente obter-se-á uma seqüência de perfis com uma configuração semelhante à apresentada na Figura 6.4.

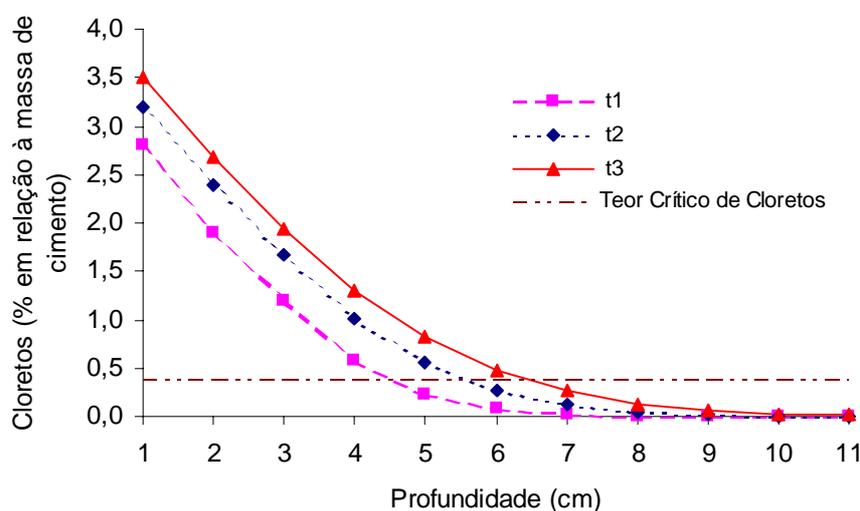


Figura 6.4 Perfis de cloreto medidos em diferentes momentos durante a vida útil de uma estrutura

Assim verifica-se que, ao se realizar uma inspeção na estrutura nos diferentes tempos, tanto os valores do coeficiente de difusão quanto da concentração superficial serão distintos, apresentando aproximadamente as seguintes relações:

$$C_{s-t_3} > C_{s-t_2} > C_{s-t_1}$$

$$D_{t_3} < D_{t_2} < D_{t_1}$$

Antes de generalizar das colocações apresentadas acima, cabe realizar algumas considerações. Primeiramente tem-se que o crescimento da concentração superficial de cloretos no tempo tende a apresentar um comportamento assintótico

crescente, enquanto que a difusão de cloretos tem uma tendência também assintótica, contudo a sua forma é decrescente. Por conseguinte, pode-se considerar que, para valores de tempo elevados ($t \rightarrow \infty$), existe uma *tendência* de constância para tais parâmetros.

Ainda assim, caso tal linha de inferência seja seguida, deve-se considerar que, ao se realizar uma inspeção em um tempo t ($t \gg 0$) em uma estrutura, teria-se um valor de coeficiente de difusão D_t que poderia ser admitido como sendo à favor da segurança, pois qualquer valor obtido em uma inspeção realizada em um tempo $t_1 > t$ apresentaria uma difusão de cloretos menor ($D_{t_1} < D_t$). Contudo, o valor da concentração superficial calculado em t seria menor que aquele obtido no tempo t_1 ($C_{st} > C_{st_1}$), e uma avaliação inadequada de tal fator pode acarretar problemas na previsão da vida útil da estrutura.

De acordo com as considerações apresentadas, observa-se que a solução da 2ª Lei de Fick apresenta-se adequada para estimar os valores dos parâmetros (C_s e D) em um instante durante a vida útil da estrutura, principalmente em função da sua fácil aplicação. Além disso, na dedução da formulação considera-se de forma genérica a influência de certos fenômenos físicos, relacionados às propriedades de transporte em materiais porosos. Desta forma, o modelo resultante não é oriundo de uma série de experimentos executados em laboratório, tornando assim a aplicabilidade do mesmo bastante significativa. Entretanto, a extrapolação dos valores numéricos encontrados para outros intervalos de tempo deve ser analisada com bastante cautela, a fim de que não ocorram diferenças significativas na previsão do tempo para despassivação de um elemento de concreto armado (CASTRO et al., 1999).

6.2.2 Modelo de YAMAMOTO et al. (1995)

YAMAMOTO et al. (1995) publicaram um trabalho propondo uma metodologia que contemplasse aspectos relacionados tanto às características do concreto quanto às condições de exposição da estrutura, considerando que o transporte de substâncias pode ser modelado através da 2ª Lei de Fick. Segundo os autores, o tempo decorrido até que os íons cloreto atingissem a armadura pode ser modelado através da Equação 6.3.

$$T_0 = \frac{1}{D} \left[\frac{L}{2 \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_0} \right)} \right]^2 \quad \text{Equação 6.3}$$

onde:

T_0 = período de iniciação do processo corrosivo (anos);

D = coeficiente de difusão de íons cloreto no concreto (cm^2/ano);

C_{cr} = teor máximo de cloretos no concreto em relação à massa de cimento (%);

C_0 = concentração superficial de cloretos em relação à massa de cimento (%);

L = espessura de cobrimento (cm); e

erf^1 = inversa da função de erro de Gauss.

Os autores correlacionaram os parâmetros apresentados no modelo com características do concreto e considerações ambientais, conforme apresentado na Figura 6.5.

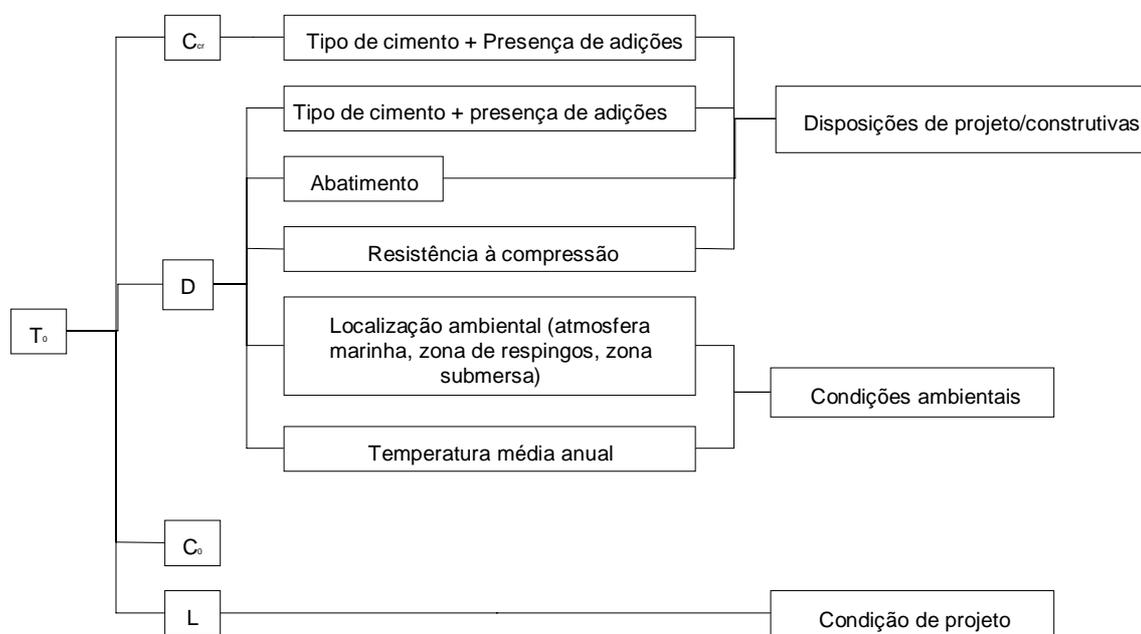


Figura 6.5 Fatores que influenciam na determinação dos parâmetros (YAMAMOTO et al., 1995)

Após tais considerações, estabeleceu-se que a permeabilidade do concreto era função básica da resistência à compressão e do tipo de cimento empregado, obtendo-se um valor primário denominado de C . A fim de considerar a influência dos demais fatores no modelo, incorporou-se um fator de correção a ao mesmo, composto das parcelas a_1 , a_2 e a_3 , conforme mostrado na Figura 6.6.

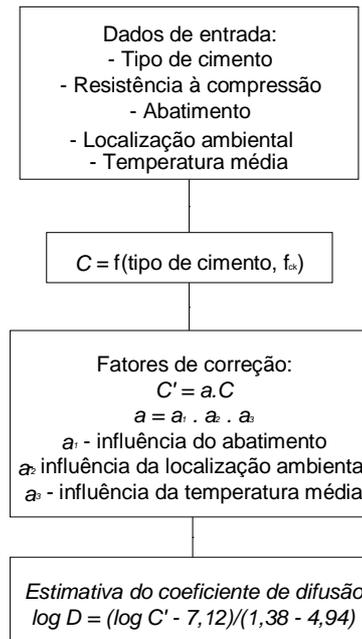


Figura 6.6 Fluxograma para estimativa do coeficiente de difusão (YAMAMOTO et al., 1995)

Apesar da adequada base teórica apresentada pelo modelo, observa-se que o mesmo depende de uma parametrização adequada dos seus componentes. A estimativa dos valores dos parâmetros propostos pelos autores foi obtida através da realização de ensaios laboratoriais, onde a representatividade global da correlação apresentada deve ser cuidadosamente analisada.

6.2.3 Modelo de MIDGLEY et. al. (1984)

MIDGLEY et al. (1984) apresentaram um modelo para cálculo do coeficiente de difusão de cloretos, deduzido a partir de análises de resultados obtidos com argamassas de cimento, relacionando a quantidade de íons presente a uma determinada distância através da fórmula apresentada na Equação 6.4.

$$D_{Cl} = -\frac{1}{2t} \frac{dx}{dc} \int_0^{C_1} x dC \quad \text{Equação 6.4}$$

onde:

D_{Cl} = o coeficiente de difusão de cloretos na concentração máxima (m²/s);

x = distância a partir da origem (m);

C = concentração de cloretos (%);

C_1 = concentração de cloretos na distância x (%); e

$t =$ tempo (s).

6.2.4 Modelo de CLEAR e HAY (1973)

O modelo de CLEAR e HAY (1973) leva em consideração as medidas de potencial de corrosão realizadas pelos autores para a previsão do tempo de iniciação do processo corrosivo realizadas em laboratório. O modelo, ajustado em função dos dados, pode ser expresso através da Equação 6.5.

$$t = \frac{2,5^{0,82} \sqrt{e}}{a/c \left(2,38 \sqrt{C_{Cl^-}} \right)} \quad \text{Equação 6.5}$$

onde:

$t =$ tempo (anos);

$e =$ espessura de cobrimento (mm);

$a/c =$ relação a/c do concreto (kg/kg); e

$C_{Cl^-} =$ concentração de cloretos no meio ambiente (%).

6.2.5 Modelo de MANGAT et al. (1994)

Outra abordagem utilizada é quando se considera que o coeficiente de difusão é dependente do tempo. Partindo dessa premissa, MANGAT et al. (1994) montaram um modelo considerando essa afirmação, justificando-a através das mudanças microestruturais que ocorrem continuamente no interior do concreto. Os autores expuseram diversos exemplares de corpos-de-prova com as mais variadas composições em contato com a água do mar e monitoraram a difusão de cloretos. A partir daí, estabeleceu-se uma relação empírica para modelar o comportamento do coeficiente de difusão no tempo, que está expressa pela Equação 6.6 e pode ser observada na Figura 6.7.

$$D(t) = D_i t^{-m} \quad \text{Equação 6.6}$$

onde:

$D(t) =$ coeficiente de difusão em um determinado tempo t (cm²/ano);

$D_i =$ coeficiente de difusão inicial de cloretos (cm²/ano);

$m =$ coeficiente empírico (adimensional); e

$t =$ tempo (anos).

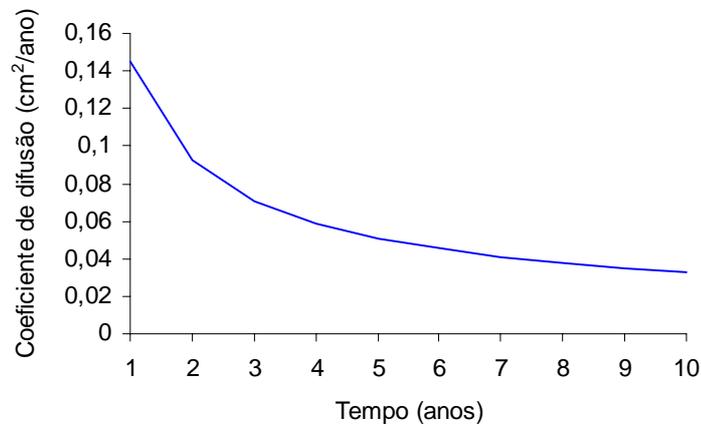


Figura 6.7 Variação do coeficiente de difusão de cloretos no tempo de acordo com MANGAT et al. (1994)

Dessa forma, substituindo-se tal expressão na Segunda lei de Fick, obtém-se:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = (D_i t^{-m}) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad \text{Equação 6.7}$$

Reorganizando os termos, a equação se torna da forma:

$$\frac{1}{D_i t^{-m}} \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad \text{Equação 6.8}$$

Já que $\partial T = D_i t^{-m} \partial t$ representa a soma de todos os valores para $D_c(t)$ no tempo total T , a equação acima fica da seguinte forma:

$$\frac{\partial C}{\partial T} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad \text{Equação 6.9}$$

que tem como solução

$$C = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{T}} \right) \right] \quad \text{Equação 6.10}$$

Ao se integrar a equação $\partial T = D_i t^{-m} \partial t$, obtém-se como resultado a Equação 6.11.

$$T = \frac{D_i}{1-m} t^{1-m} \quad \text{Equação 6.11}$$

Realizando-se as substituições necessárias, a formulação proposta pelo autor fica representada pela Equação 6.12.

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{\frac{D_i}{1-m} t^{1-m}}} \right) \right] \quad \text{Equação 6.12}$$

onde:

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

C_s = concentração superficial de cloretos (admitida como sendo constante) (%);

x = profundidade (cm);

D_i = coeficiente de difusão inicial de cloretos (cm²/ano);

m = coeficiente empírico (adimensional);

t = tempo (anos); e

erf = função de erro de Gauss.

O valor de m foi determinado através de ajustes de dados experimentais, podendo ser expresso através da Equação 6.13.

$$m = 2,5 a/c - 0,6 \quad \text{Equação 6.13}$$

onde:

a/c = relação água/cimento do concreto analisado.

Na Figura 6.8 tem-se um perfil típico de cloretos obtido através da Equação 6.12. Nota-se que existe uma pequena influência do tempo na penetração de cloretos, devido à incorporação da diminuição do coeficiente de difusão no modelo proposto.

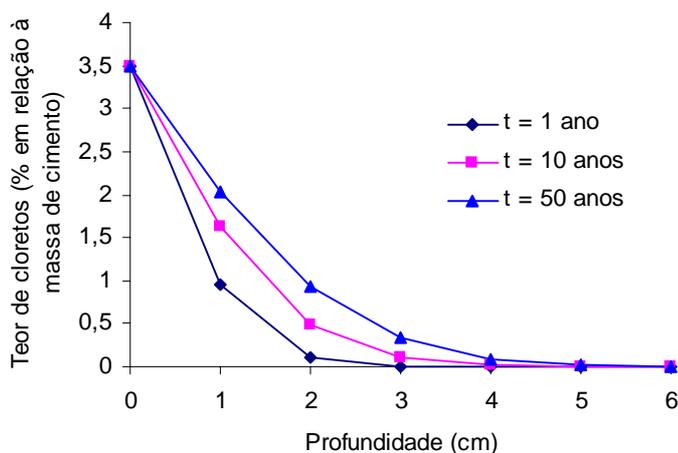


Figura 6.8 Perfil de cloretos típico segundo a metodologia proposta por MANGAT et al. (1994)

A evolução do teor de cloretos no tempo para diferentes tipos de concreto a uma profundidade fixa para todos os casos pode ser visualizada na Figura 6.9.

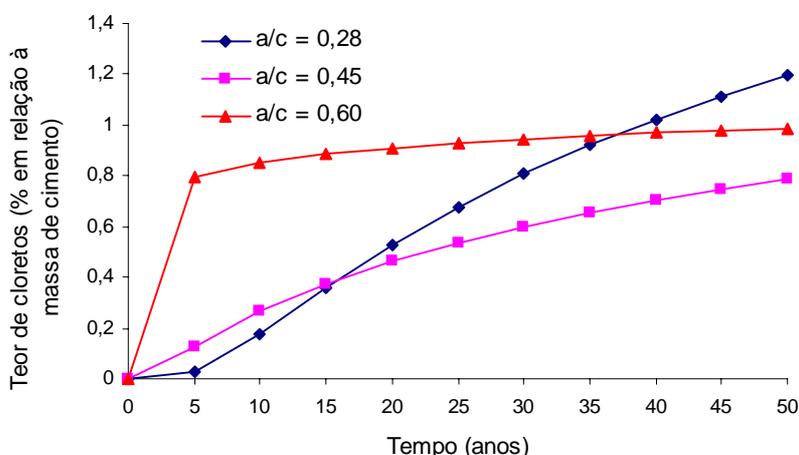


Figura 6.9 Evolução do teor de cloretos no tempo para uma dada profundidade segundo MANGAT et al. (1994)

De acordo com o modelo proposto por MANGAT et al. (1994), o comportamento esperado para concretos que apresentem relações a/c bastante distintas (0,28, 0,45 e 0,60) se verifica para baixas idades (até os 15 anos, aproximadamente). Para maiores idades ocorre uma mudança de tendência das curvas dos teores de cloretos, até a completa inversão das mesmas para valores de tempo maiores que 40 anos. Tal fato provavelmente ocorre em função da existência

de inconsistências no resultado do teor de cloretos calculado pelo modelo para determinados valores dos parâmetros envolvidos, principalmente considerando o valor de m na Equação 6.13. Como são incorporados os resultados de ensaios experimentais no desenvolvimento de uma parte da formulação, deve-se verificar o efeito de diferentes materiais (tipo e quantidade de cimento, presença e teores de adições, entre outros) que compõem o concreto na predição da penetração de cloretos. Tal procedimento é de suma importância para validar o uso do modelo em todas as situações possíveis.

6.2.6 Modelo de UJI et al. (1990)

A fim de considerar o efeito das condições ambientais na penetração de cloretos no concreto, UJI et. al. (1990) apresentaram um modelo que considera a variação da concentração superficial de cloretos no tempo. Segundo os autores, tal parâmetro varia linearmente ou proporcionalmente à raiz quadrada do tempo. Assim, as condições de contorno para a solução da 2ª Lei de Fick (Equação 6.14) ficam sendo iguais a (Equação 6.15 e Equação 6.16):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad \text{Equação 6.14}$$

$$C(x,0) = 0 \rightarrow t = 0 \quad \text{Equação 6.15}$$

$$C(0,t) = \phi(t) \rightarrow x = 0 \quad \text{Equação 6.16}$$

Para o caso onde o crescimento da concentração superficial seja linear com o tempo ($\phi(t) = kt$), a solução da Equação 6.14 é representada pela Equação 6.17.

$$C(x,t) = k\sqrt{t} \cdot \left\{ \left(1 + \frac{x^2}{2Dt} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) - \frac{x}{\sqrt{\pi Dt}} e^{-\frac{x^2}{4Dt}} \right\} \quad \text{Equação 6.17}$$

onde:

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

k = concentração superficial inicial de cloretos (%);

x = profundidade (cm);

D = coeficiente de difusão de cloretos (constante) (cm^2/ano);

t = tempo (anos); e

$erfc$ = função complementar de erro de Gauss.

Já para o caso onde admite-se que a função de crescimento da concentração superficial de cloretos no tempo é da forma $\phi(t) = kt^{1/2}$, a solução da Equação 6.14 é dada pela Equação 6.18.

$$C(x, t) = k\sqrt{t} \cdot \left\{ e^{-\frac{x^2}{4Dt}} - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\} \quad \text{Equação 6.18}$$

Tanto na Equação 6.17 quanto na Equação 6.18, o valor de k corresponde ao teor de cloretos na superfície do elemento estrutural no final do primeiro ano de exposição do mesmo ao meio ambiente. Um perfil típico de penetração de cloretos calculado segundo a Equação 6.18 está apresentado na Figura 6.10.

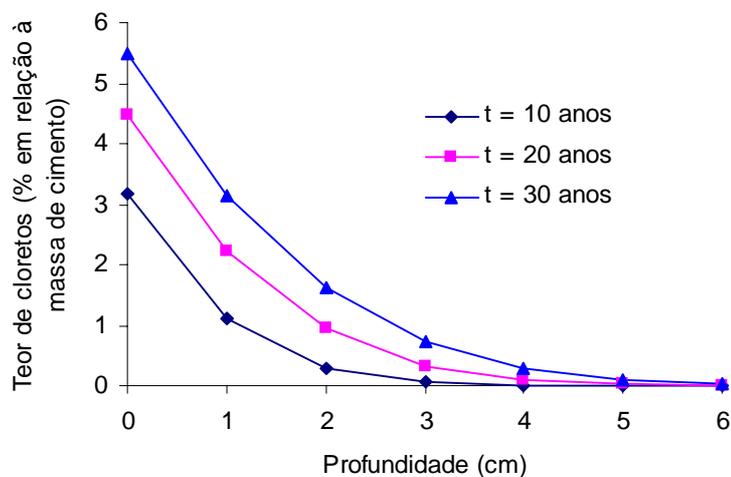


Figura 6.10 Perfil de cloretos típico segundo a metodologia apresentada por UJI et al. (1990)

A evolução do teor de cloretos para diferentes tipos de concreto no tempo a uma profundidade constante, pode ser genericamente representada através da Figura 6.11, modelada através da Equação 6.18.

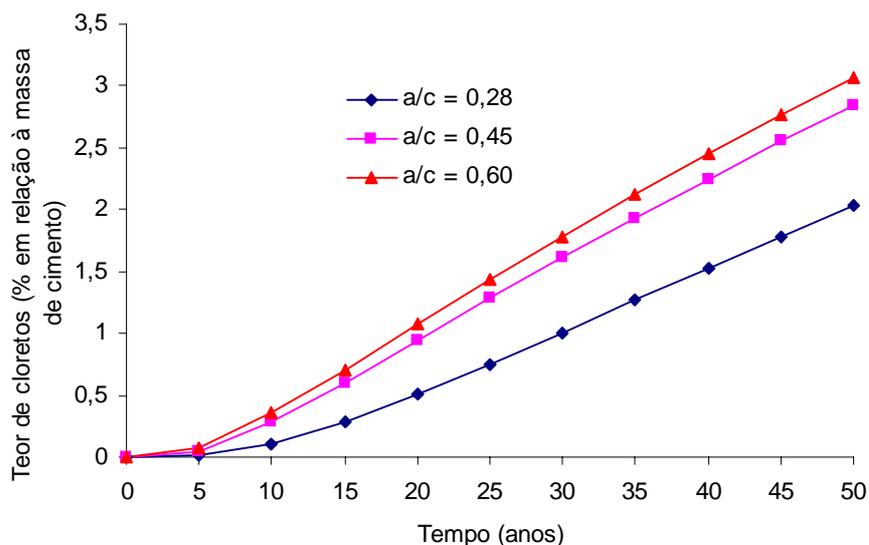


Figura 6.11 Concentração de cloretos em diferentes concretos para uma dada profundidade

Observa-se que a adoção da hipótese de crescimento da concentração superficial de cloretos no tempo corresponde ao fenômeno que se observa efetivamente nas estruturas. Contudo, análises mais detalhadas devem ser realizadas a fim de verificar se as leis de comportamento admitidas para tal fator efetivamente correspondem à realidade.

6.2.7 Modelo de MEJLBRO (1996)

Um passo importante na evolução da modelagem do processo de difusão de íons ao concreto foi dado por MEJLBRO (1996), matemático da Universidade Técnica da Dinamarca, que fez a resolução completa da Segunda Lei de Fick, considerando tanto o coeficiente de difusão quanto a concentração superficial de cloretos como sendo variáveis no tempo. O pesquisador verificou, através da aplicação de uma série de condições iniciais e desenvolvimentos matemáticos, que a solução completa da Segunda Lei de Fick pode ser dada pela Equação 6.19.

$$C_{cr} = C(x, t) = C_i + [C_s(t) - C_i] \cdot \Psi_p \left(\frac{x}{2\sqrt{(t - t_{ex})D_a}} \right) \quad \text{Equação 6.19}$$

A função Ψ_p (chamada de função de Mejlbro) foi tabulada pelo autor em MEJLBRO (1996). POULSEN (1996) empregou a equação proposta por MEJLBRO

(1996) para predição da vida útil de estruturas contaminadas por cloretos, encontrando resultados satisfatórios para um estudo de caso realizado em uma estrutura localizada na área salina na Dinamarca.

MEJLBRO (1996) considerou que a concentração superficial de cloretos nos elementos estruturais é dependente do tempo, e propôs que esta relação de proporcionalidade deve obedecer a uma família de função do tipo (Equação 6.20):

$$C_s(t) = C_i + S[(t - t_{ex})D_a]^p \quad \text{Equação 6.20}$$

onde:

$C_s(t)$ = concentração de cloretos na superfície do concreto (%);

C_i = concentração inicial de cloretos no interior do concreto (%);

t = tempo de exposição (anos);

t_{ex} = tempo desde a primeira exposição da estrutura aos cloretos (anos);

D_a = coeficiente de difusão (cm^2/ano); e

S e p = constantes que dependem de ajustes experimentais.

Considerando que não foram incorporados cloretos no processo de mistura do concreto, admite-se que o valor de C_i é igual a zero. Desta forma, a Equação 6.20 terá a forma da Equação 6.21.

$$C_s(t) = S[(t - t_{ex})D_a]^p \quad \text{Equação 6.21}$$

A representação gráfica da Equação 6.21 está representada na Figura 6.12.

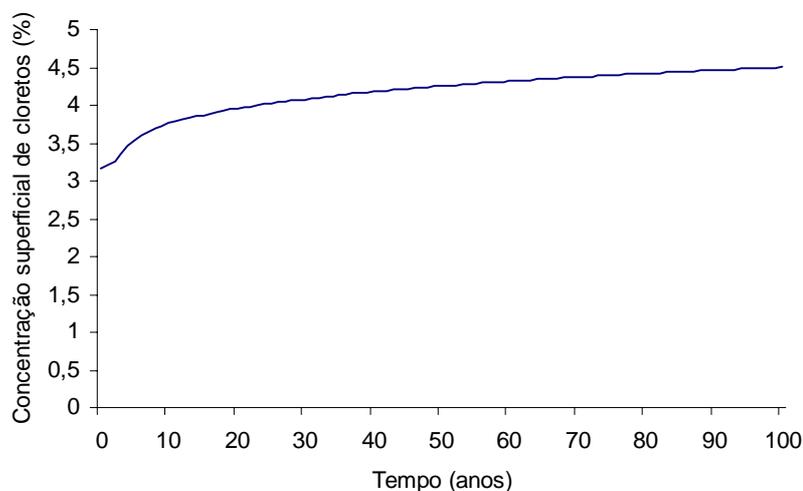


Figura 6.12 Variação da concentração superficial de cloretos no tempo

Desta forma, observa-se que a maior variação da concentração superficial ocorre nos primeiros anos após a construção da estrutura.

MEJLBRO (1996) ainda admitiu a variação do coeficiente de difusão no tempo. Segundo o autor, o valor de D_a pode ser expresso através da Equação 6.22.

$$D_a = D_{aex} \left(\frac{t_{ex}}{t} \right)^\alpha \quad \text{Equação 6.22}$$

onde:

D_{aex} = coeficiente de difusão de cloretos no tempo t_{ex} (cm²/ano);

α = parâmetro que depende das características do concreto.

O valor de D_{aex} corresponde ao coeficiente de difusão que pode ser obtido através de investigações experimentais antes de se construir a estrutura. Contudo, caso tal parâmetro não tenha sido medido, o autor recomenda empregar a Equação 6.23.

$$D_{aex} = 50000 \sqrt[10]{a/c} \quad \text{Equação 6.23}$$

A variação do coeficiente de difusão em relação aos diferentes tipos de concreto está incorporada à formulação através do valor de α , que é representado através da Equação 6.24.

$$\alpha = 3,0 \cdot (0,55 - a/c) \quad \text{Equação 6.24}$$

Retornando a uma análise da Equação 6.20, observa-se que atualmente não se dispõe de muitos dados a respeito do comportamento das variáveis S e p . SWAMY et. al. (1994) realizaram medidas da concentração superficial de cloretos em estruturas localizadas no Japão, onde os autores compilaram uma grande quantidade de dados referentes à concentração superficial de cloretos em várias estruturas de concreto localizadas em diferentes condições de exposição (submersa, zona de variação de marés, zona de respingo de marés e área sob a ação da névoa salina). A variação da concentração superficial de cloretos no tempo, calculado a partir desses dados, está apresentada na Figura 6.13 (SWAMY et. al., 1994).

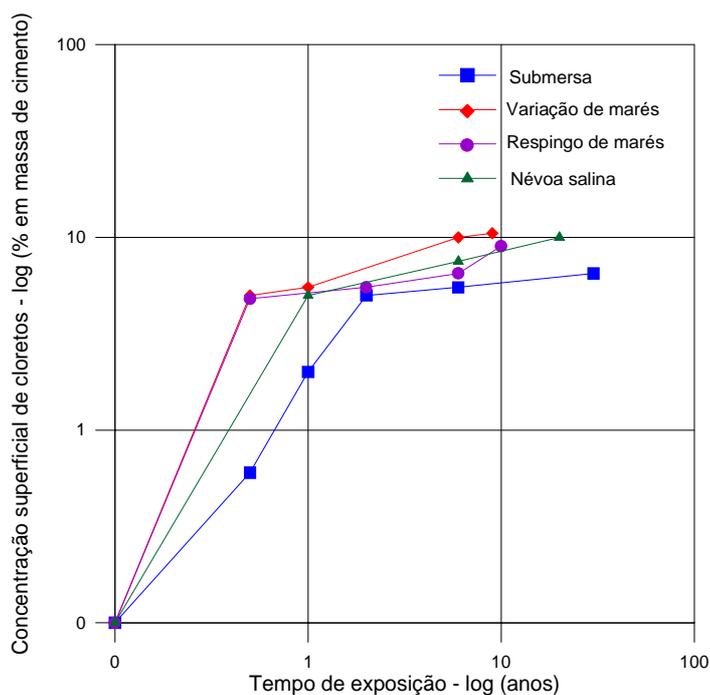


Figura 6.13 Concentração superficial de cloretos em função do tempo de exposição para diferentes ambientes (SWAMY et al., 1994)

6.2.8 Modelo de TANG et al. (1994)

Outro modelo que leva em consideração a variação do coeficiente de difusão no decorrer do tempo foi apresentado por TANG et al. (1994). O princípio básico da modelagem proposta é o seguinte: em função da dificuldade existente em se medir os cloretos livres nos poros do material, determina-se o teor de cloretos totais em diferentes profundidades, e os resultados encontrados são ponderados levando-se em consideração a distribuição da solução intersticial no concreto.

Baseando-se na primeira lei de Fick, tem-se a relação expressa pela Equação 6.25.

$$J = -D(x, t) \frac{\partial c}{\partial x} \quad \text{Equação 6.25}$$

onde:

J = o fluxo de íons cloreto;

$D(x, t)$ = variação do coeficiente de difusão no tempo; e

c = concentração de cloretos livres nos poros do concreto na profundidade x .

Uma equação que exprime o efeito da fixação de cloretos, química e/ou fisicamente, na superfície dos poros do material pode ser representada pela Equação 6.26.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\frac{\partial J}{\partial x} - \frac{\partial c_b}{\partial t} \quad \text{Equação 6.26}$$

onde:

c_b = concentração de cloretos fixos na massa de concreto.

Considerando tal colocação, o fluxo de íons cloreto pode ser expresso através da Equação 6.27.

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial c_b}{\partial t} = \frac{\partial D(x,t)}{\partial x} \frac{\partial c}{\partial x} + D(x,t) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad \text{Equação 6.27}$$

Segundo os autores, o processo de fixação de cloretos obedece a lei de Freundlich, onde:

$$c_b = f_a c^B, \text{ por peso unitário de gel de CSH;}$$

$$c_b = \frac{(1 + W_n^0)\alpha}{1/f_c + W_n^0\alpha} f_a c^B, \text{ por peso unitário de amostra seca; e}$$

$$c_b = \frac{(1 + W_n^0)\alpha}{1/f_c + W_n^0\alpha} \frac{f_a}{V_p} c^B, \text{ por volume unitário da solução dos poros, onde:}$$

$$W_n^0 = \text{fração de água não evaporável} = 0,25;$$

$$\alpha = \text{grau de hidratação;}$$

f_a, B = constantes de adsorção, que são dependentes do tipo de cimento e do íon envolvido no transporte;

$$V_p = \text{volume de poros por amostra seca; e}$$

$$f_c = \text{conteúdo de cimento no concreto em massa} = \frac{P_{\text{cimento}}}{P_{\text{cimento}} + P_{\text{agregados}}}.$$

Os autores definiram que o termo $\frac{(1+W_n^0)\alpha}{1/f_c+W_n^0\alpha} \frac{f_a}{V_p}$ poderia ser englobado em uma única constante denominada A . Desta forma, a variação de cloretos fixos no tempo pode ser modelada através da Equação 6.28.

$$\frac{\partial c_b}{\partial t} = ABC^{B-1} \frac{\partial c}{\partial t} \quad \text{Equação 6.28}$$

Assim, Equação 6.29 apresenta a forma final para a expressão que leva em consideração a variação do coeficiente de difusão no tempo e a fixação de cloretos no concreto.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{1}{1+ABC^{B-1}} \left[\frac{\partial D(x,t)}{\partial x} \frac{\partial c}{\partial x} + D(x,t) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right] \quad \text{Equação 6.29}$$

Definida a oscilação da concentração de cloretos no tempo, procurou-se inferir a variação do coeficiente de difusão com a profundidade $[D(x,t)]$. Para tal, os autores consideraram três assertivas:

- Em função do efeito parede, o concreto apresenta-se mais poroso nas superfícies dos elementos superficiais;
- com a hidratação contínua do concreto, mudanças microestruturais contribuem para uma minimização da taxa de fluxo de material com a idade; e
- variações de temperatura também influenciam no coeficiente de difusão, segundo a lei de Arrhenius.

Assim, na Equação 6.30 está expressa a variação do coeficiente de difusão com o tempo.

$$D(x,t) = \frac{D_0}{\varepsilon_p} f(x)g(t)e^{\frac{E}{R}\left(\frac{1}{T_0}-\frac{1}{T}\right)} \quad \text{Equação 6.30}$$

onde:

D_0 = coeficiente de difusão do concreto hidratado;

ε_p = porosidade da matriz de uma amostra de concreto, sendo definida pela Equação 6.31.

$$\varepsilon_p = \frac{\left(\frac{1}{f_c} + W_n^0 \alpha\right) V_p}{\frac{(1-\alpha)}{\gamma_{cimento}} + \frac{(1+W_n^0)\alpha}{\gamma_{gel}} + \left(\frac{1}{f_c} + W_n^0 \alpha\right) V} \quad \text{Equação 6.31}$$

onde:

$\gamma_{cimento}$ = densidade do cimento Portland = 3,15 g/cm³;

γ_{gel} = densidade do gel = 2,34 g/cm³.

$f(x)$ = variação da profundidade, sendo expressa pela Equação 6.32.

$$f(x) = \begin{cases} \varphi + (1-\varphi) \left(\frac{x}{x_s}\right)^{\beta_x} & \rightarrow x < x_s \\ 1 & \rightarrow x \geq x_s \end{cases} \quad \text{Equação 6.32}$$

onde:

x_s = limite entre a zona de transição e a matriz de concreto;

φ = relação entre as difusividades da superfície e do interior do elemento = D_s/D_0 ; e

β_x = constante.

$g(t)$ = função que relaciona a idade do material, sendo igual a Equação 6.33.

$$g(t) = \begin{cases} \left(\frac{t_0}{t+t_i}\right)^{\beta_t} & \rightarrow t < t_0 - t_i \\ 1 & \rightarrow t \geq t_0 - t_i \end{cases} \quad \text{Equação 6.33}$$

onde

t_0 = idade onde a difusividade permanece constante;

t_i = idade da primeira exposição do elemento aos cloretos;

β_t = constante.

E = energia de ativação do processo de difusão (KJ/mol);

R = constante de Boltzman para gases (KJ/mol⁰K);

T = temperatura do concreto (°K); e

T_0 = temperatura no momento da determinação de D_0 (= 278°K).

6.2.9 Modelo de SAETTA et al. (1993)

SAETTA et al. (1993) desenvolveram um método numérico que também leva em consideração a variação do coeficiente de difusão no tempo, incluindo os efeitos da temperatura, umidade relativa, grau de hidratação do cimento e fluxo de água no fenômeno, de acordo com a Equação 6.34.

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = -\text{div}[D_a \cdot \nabla C_t] + \frac{C_t}{\alpha} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} \quad \text{Equação 6.34}$$

onde:

D_a = coeficiente de difusão aparente (m²/s);
 C_t = concentração total de cloretos (kg/m³);
 α = fator de capacidade; e
 w = conteúdo de água (kg/kg).

O fator de capacidade (α) pode ser definido como uma medida da capacidade de fixação física de cloretos para um concreto saturado, sendo representado pela Equação 6.35

$$\alpha = w_{sat} + (1 - w_{sat})\gamma \quad \text{Equação 6.35}$$

onde:

w_{sat} = conteúdo de água evaporável do concreto; e
 γ = é a taxa de cloretos adsorvidos pelo material.

Com α definido, pode-se calcular D_a como $D_a = D_i/\alpha$, onde D_i é um coeficiente de difusão admitido como coeficiente base. A fim de englobar os efeitos da umidade e da transferência de calor na quantidade de água presente no concreto, o termo w pode ser modificado para (Equação 6.36):

$$w = w_{sat} \cdot h \cdot (1,16h^3 - 1,05h^2 - 0,11h + 1) \quad \text{Equação 6.36}$$

onde:

h = umidade relativa.

A determinação do coeficiente base para o cálculo do coeficiente de difusão aparente leva em consideração a influência da temperatura, da maturidade do concreto e da umidade relativa através da Equação 6.37.

$$D_i = D_{i,ref} \cdot f_1(T) \cdot f_2(t_e) \cdot f_3(h) \quad \text{Equação 6.37}$$

onde:

$D_{i,ref}$ = valor de referência para D_i (m²/s), sendo avaliado para condições padronizadas de temperatura ($T_0 = 23^\circ\text{C}$), umidade relativa ($h = 100\%$) e grau de hidratação do cimento (28 dias);

T = temperatura ($^\circ\text{K}$);

t_e = tempo de maturação para o grau de hidratação (dias); e

h = umidade relativa (%).

As funções de f_1 à f_3 mostram a influência da temperatura, do grau de hidratação e da umidade relativa, respectivamente, na determinação de D_i , segundo as relações abaixo:

$$f_1(T) = e^{\frac{U}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)}$$

$$f_2(t_e) = \zeta + (1 - \zeta) \left(\frac{28}{t_e} \right)^{1/2}$$

$$f_3(h) = \left[1 + \frac{(1-h)^4}{(1-h_c)^4} \right]^{-1}$$

$$t_e = t_{e,in} + \int_0^t \beta_h \beta_T dt$$

$$\beta_h = \left[1 + (3,5 - 3,5h)^4 \right]^{-1}$$

$$\beta_T = e^{\frac{U}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)}$$

onde:

U = energia de ativação de difusão (KJ/mol);

R = constante universal dos gases (KJ/mol $^\circ\text{K}$);

T_0 = temperatura de referência (296 $^\circ\text{K}$);

T = temperatura atual ($^\circ\text{K}$);

ζ = relação entre os coeficientes de difusão para $t_e \rightarrow \infty$ e para $t_e \rightarrow 28$ dias;

h_c = umidade relativa = 75%.

Com tais formulações, os autores propuseram um modelo em elementos finitos, a fim de analisar o fenômeno da difusão numericamente. Como o processo

contempla variáveis que são dependentes do tempo, a análise numérica é realizada passo a passo, onde os resultados obtidos em cálculos anteriores são empregados para a resolução nas etapas posteriores.

6.2.10 Modelo de BOB (1996)

BOB (1996) apresentou um modelo inicialmente empregado para análise da profundidade de carbonatação em estruturas. Contudo, após verificações baseadas em dados de experimentos de longa duração, observou-se que o mesmo pode ser utilizado para a modelagem do processo de penetração de cloretos, onde tal processo pode ser representado pela Equação 6.38:

$$x_m = 150 \left(\frac{cK_1K_2d}{f_c} \right) \sqrt{t} \quad \text{Equação 6.38}$$

onde:

x_m = profundidade média de penetração de cloretos (mm);

f_c = resistência à compressão do concreto (N/mm²);

c = capacidade de fixação dos cloretos em função do tipo de cimento:

$c = 1,0$ para cimento Portland comum;

$c = 0,9$ para cimento Portland com 15% de adições; e

$c = 0,75$ e $0,67$ para cimentos Portland com, no máximo, 30% e 50% de adições.

K_1 = representa a influência da temperatura no modelo:

$K_1 = 0,67$ para temperaturas entre 0 e 5 °C;

$K_1 = 0,75$ para temperaturas entre 5 e 15 °C;

$K_1 = 1,00$ para temperaturas entre 15 e 25 °C;

$K_1 = 1,25$ para temperaturas entre 25 e 35 °C;

$K_1 = 1,50$ para temperaturas entre 35 e 45 °C.

K_2 = representa a influência da umidade relativa no modelo:

$K_2 = 0,75$ para UR = 50%;

$K_2 = 1,0$ para UR = 85%;

$K_2 = 0,75$ para UR = 100%.

d = representa a relação entre a concentração crítica e a concentração superficial de cloretos na estrutura (r):

$d = 2,00$ para r entre 0 a 19%;

$d = 1,00$ para r igual a 20%;

$d = 0,50$ para r igual a 50%;

$d = 0,33$ para r igual a 65%;

$d = 0,16$ para r igual a 85%;

Verifica-se, através da realização de uma pesquisa bibliográfica a respeito da modelagem da etapa de iniciação do processo corrosivo, que esse é o atual estado de desenvolvimento da pesquisa na área. Observa-se que há uma quantidade razoável de modelos propostos, mas que têm que ser melhor analisados, principalmente com relação à aplicabilidade prática e à confiabilidade dos mesmos na predição da vida útil de projeto das estruturas de concreto armado.

Levando-se em consideração as colocações apresentadas até o presente momento, verifica-se que há basicamente 4 fatores que exercem influência na penetração de cloretos no concreto, independente da modelagem empregada, como mostrado na Figura 6.14: a espessura de cobrimento, as concentrações superficial, crítica, e o coeficiente de difusão de cloretos – que por sua vez é função das características do concreto. Além disso, existe ainda o efeito das condições ambientais nesse processo, traduzidas essencialmente pelos valores da temperatura e da umidade relativa.

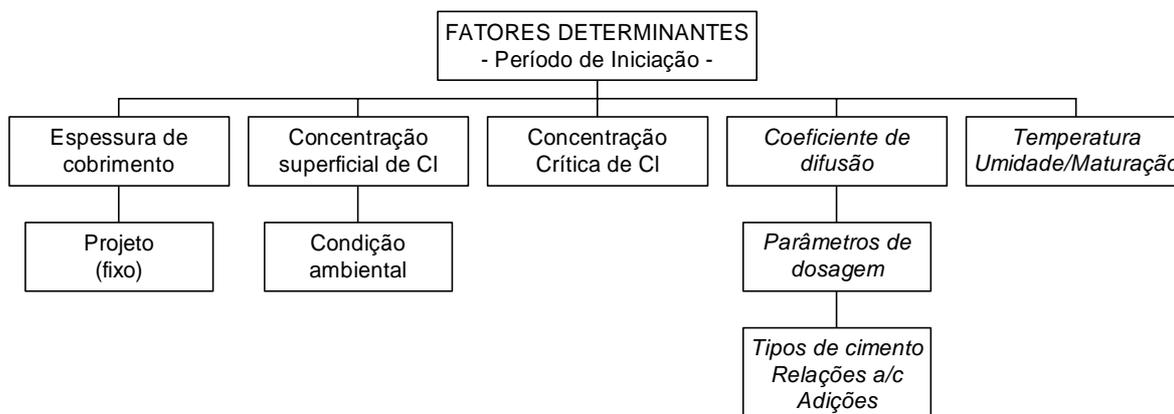


Figura 6.14 Fatores determinantes no período de iniciação do processo corrosivo

Consequentemente, tendo-se conhecimento da interrelação entre estes fatores dentro de um modelo pré-estabelecido, pode-se tentar inferir a vida útil das estruturas de concreto armado com relação à etapa de iniciação por cloretos.

6.3 Modelos para a Etapa de Propagação

Apesar de não ser objetivo do presente trabalho uma avaliação da etapa de propagação do processo corrosivo, serão apresentados alguns modelos que regem tal fase, a fim de discutir alguns pontos pertinentes dentro do processo corrosivo de uma forma geral.

6.3.1 Modelo de BAZANT (1979)

Considerando que o transporte de oxigênio e íons cloreto através do revestimento de concreto é quase estacionário e unidimensional e que, após a despassivação da armadura, há a formação de produtos expansivos, BAZANT (1979) desenvolveu um modelo matemático para o tempo até a fissuração em elementos de concreto, conforme apresentado na Equação 6.39.

$$t_{cr} = \rho_{corr} \frac{D\Delta D}{Sj_r} \quad \text{Equação 6.39}$$

onde:

t_{cr} = tempo até a fissuração (anos)

S = espaçamento entre as barras (mm);

D = diâmetro inicial das barras (mm);

ΔD = variação no diâmetro das barras (mm);

j_r = taxa de formação de produtos expansivos; e

$\rho_{corr} = [(1/\rho_r) - (0,523/\rho_{st})]^{-1}\pi/2$ = parâmetro que leva em consideração as densidades do aço e dos produtos de corrosão formados, que o autor considera aproximadamente igual a 3,6 g/cm².

Alguns pesquisadores (PETERSON, 1993; NEWHOUSE, 1993) colocaram que o tempo calculado a partir de tal equação é consideravelmente menor que aquele observado nas estruturas quando expostas às condições de utilização.

6.3.2 Modelo de CADY-WEYERS (1984)

Os autores desenvolveram o modelo para verificação do nível de degradação devido à corrosão, principalmente em rodovias. Considerou-se que o processo ocorria em três etapas: a difusão de agentes agressivos ao interior do concreto (modelada

pela solução da Segunda Lei de Fick); a corrosão, que corresponde ao tempo necessário – geralmente entre 3 e 5 anos – para o aparecimento da primeira fissura decorrente da pressão interna gerada pela formação de produtos de corrosão; e a deterioração, cujo limite corresponde à área máxima deteriorada aceitável, a partir da qual há a necessidade da realização das atividades de reabilitação. De acordo com esse modelo, a intensidade de corrosão é o fator chave para a predição do tempo até a corrosão, que por sua vez é influenciada pela taxa de difusão de oxigênio, pela resistividade do concreto e pela temperatura.

6.3.3 Modelo de MORINAGA (1989)

Baseando-se em observações de campo e experimentos de laboratório, MORINAGA (1989) deduziu equações empíricas que consideram também a formação de produtos expansivos como causador da fissuração. Na Equação 6.40 está expressa a quantidade crítica de produtos de corrosão formados.

$$Q_{cr} = 0,602d \left(1 + \frac{2c}{d} \right)^{0,85} \quad \text{Equação 6.40}$$

onde:

Q_{cr} = massa crítica de produtos de corrosão (10^{-4}g/cm^2);

c = espessura de revestimento (mm); e

d = diâmetro das armaduras (mm).

Com esses valores pode-se chegar até o tempo para fissuração através da Equação 6.41.

$$t_{cr} = \frac{Q_{cr}}{i_{corr}} \quad \text{Equação 6.41}$$

onde:

t_{cr} = tempo até a fissuração; e

i_{corr} = taxa de corrosão.

Um dos problemas encontrados nesse tipo de modelagem refere-se à grande variedade de ações ambientais, que influenciam significativamente a intensidade de corrosão; outro fator complicador está relacionado à forma de crescimento dos

produtos de corrosão, que pode não ser linear e sim exponencial (LIU, 1996); e, finalmente, tal modelagem esbarra na grande diversidade microestrutural que o concreto apresenta. O comportamento da zona de transição aço/concreto é fundamentalmente governado pela qualidade do concreto de cobrimento. Para concretos mais densos, com baixas relações a/c e/ou altos teores de adições, a fissuração induzida pelos produtos de expansão terá um comportamento diferente daquele observado para concretos com altas relações a/c e sem a presença de adições.

A fim de verificar o efeito dessas variáveis na corrosão das armaduras, MORINAGA (1990) realizou um experimento dividido em duas etapas. Na primeira o autor avaliou a influência de algumas variáveis de projeto (quantidade de cloretos incorporados ao concreto, espessura de cobrimento, relação a/c e diâmetro da armadura) na taxa de corrosão. Com base em tais parâmetros, foi estabelecida a relação expressa pela Equação 6.42.

$$Q_1 = \frac{(-0,51 - 7,60N + 44,97W^2 + 67,95NW^2)d}{c^2} \quad \text{Equação 6.42}$$

onde:

- Q_1 = intensidade de corrosão ($10^{-4}\text{g/cm}^2/\text{ano}$);
- N = quantidade de Cl^- por massa de água de amassamento (%);
- W = relação a/c;
- d = diâmetro da armadura (mm); e
- c = espessura de cobrimento (mm).

Na segunda etapa o autor procurou analisar o efeito das condições ambientais (temperatura, umidade relativa e concentração de oxigênio na atmosfera) e do conteúdo de cloretos na intensidade de corrosão, obtendo a relação expressa pela Equação 6.43.

$$Q_2 = 2,59 - 0,05X_1 - 6,89X_2 - 22,87X_3 - 0,99X_4 + 0,14X_5 + 0,51X_6 + 0,01X_7 + 60,81X_8 + 3,36X_9 + 7,32X_{10} \quad \text{Equação 6.43}$$

onde:

- Q_2 = intensidade de corrosão ($10^{-4}\text{g/cm}^2/\text{ano}$);
- X_1 = temperatura ($^{\circ}\text{C}$);
- X_2 = umidade relativa (%/100);
- X_3 = concentração de oxigênio na atmosfera (%/100);

- X_4 = conteúdo de cloretos por massa de água de amassamento (%);
 X_5 = interação entre X_1 e X_2 ;
 X_6 = interação entre X_1 e X_3 ;
 X_7 = interação entre X_1 e X_4 ;
 X_8 = interação entre X_2 e X_3 ;
 X_9 = interação entre X_2 e X_4 ; e
 X_{10} = interação entre X_3 e X_4 .

Segundo a metodologia proposta pelo autor, primeiramente é calculada a intensidade de corrosão básica – denominada Q_2 , em função das condições ambientais existentes (q_2') –, correlacionando-a posteriormente com determinadas condições fixas e admitindo-se a existência de um conteúdo inicial de cloretos (q_2'') no concreto através da Equação 6.44.

$$\alpha = q_2' / q_2'' \quad \text{Equação 6.44}$$

Desta forma, o valor ajustado para a intensidade de corrosão é dado pela Equação 6.45.

$$Q = \alpha Q_1 \quad \text{Equação 6.45}$$

Através de uma análise de sensibilidade verificou-se que as variáveis que mais influenciam no modelo proposto são a relação a/c, a espessura de cobrimento, o diâmetro inicial da barra e a adição de cloretos ao concreto. Em contrapartida, a temperatura, umidade relativa e concentração de oxigênio na atmosfera (X_1 , X_2 e X_3 , respectivamente) são variáveis que influem muito pouco nos resultados finais apresentados pela modelagem proposta.

6.3.4 Modelo de ANDRADE et al. (1989)

Seguindo a mesma linha de pesquisas com relação à modelagem da fase de propagação do processo corrosivo, ANDRADE et al. (1989) apresentaram um modelo que tem como pressuposto básico a lei de Faraday, expresso através da Equação 6.46.

$$\phi_t = \phi_i - 0,023i_{corr}t \quad \text{Equação 6.46}$$

onde:

i_{corr} = intensidade de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$);

ϕ_t = diâmetro médio da armadura no tempo t (mm);

ϕ_i = diâmetro da armadura (mm); e

t = tempo (anos).

6.3.5 Modelo de LIU (1996)

LIU (1996) desenvolveu um modelo considerando a fissuração em elementos de concreto armado provocada pela ação expansiva dos produtos de corrosão. O modelo apresentado pelo autor estabeleceu uma relação entre a temperatura (T em $^{\circ}\text{K}$), o conteúdo de cloretos no interior do concreto (Cl em kg/m^3), a resistência ôhmica do concreto (R_c em Ω) e o tempo de exposição (t em anos), com a intensidade de corrosão (i em cm^2/ano), através da Equação 6.47.

$$\ln i = 8,37 + 0,618 \ln Cl - \frac{3034}{T} - 0,000105 R_c + 2,32 t^{0,215} \quad \text{Equação 6.47}$$

Tal proposição foi o resultado de 2927 medidas das variáveis em um experimento realizado em sete séries de lajes de pavimento de concretos contaminados com cloretos, sob condições naturais de exposição durante cinco anos. O coeficiente de determinação foi calculado em 0,95 e o erro médio quadrado foi estimado em 0,33, mostrando que o modelo apresentou um ajuste satisfatório aos dados observados.

7 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

7.1 Histórico

Os estudos de caráter probabilístico, que empregam as teorias da confiabilidade para a previsão da degradação de estruturas de concreto armado, vêm sendo conduzidos por alguns grupos de pesquisa ao redor do mundo (ENRIGHT et al., 1998; SILVA, 1998; SCHIESSL, 1999). Os resultados das pesquisas realizadas sobre este tema têm como objetivo principal desenvolver análises que considerem a relação existente entre o índice de confiabilidade (β) e os estados limites para o período de iniciação (ou vida útil de projeto) do processo corrosivo, levando-se em consideração as condições ambientais e as características do concreto.

Um dos primeiros trabalhos que relaciona a confiabilidade na previsão da vida útil das estruturas foi realizado por KRAKER et al. (1982), onde os autores realizaram considerações sobre o emprego das técnicas de análise e conduziram algumas aplicações para determinadas estruturas.

Estudo semelhante foi desenvolvido por SIEMES et al. (1985), no qual os autores aplicam os princípios de confiabilidade na análise da vida útil de uma laje de concreto atacada pela corrosão de armadura induzida pela carbonatação. Foram consideradas variáveis relacionadas às características do concreto e às condições ambientais. Além disso, os autores contemplam na análise realizada critérios econômicos na fixação dos limites aceitáveis de dano.

THOFT-CHRISTENSEN et al. (1987) propuseram uma metodologia destinada às atividades de inspeção, manutenção e reparos de sistemas estruturais. Segundo CHEUNG et al. (1996), o modelo proposto minimiza significativamente os custos de inspeção e de recuperação, mantendo a confiabilidade do sistema dentro de limites aceitáveis.

Um trabalho bastante interessante nessa área foi desenvolvido por STEWART (1997). O autor realizou uma análise de confiabilidade relacionando as características de qualidade das atividades de adensamento e de cura de vigas de concreto com a probabilidade de falha – definida em função da ocorrência de deformações excessivas nos elementos. Os resultados do trabalho mostraram que tais deformações são mais influenciadas pela qualidade das atividades de cura do que pelo adensamento do concreto durante a execução da estrutura.

THOFT-CHRISTENSEN (1998) empregou a confiabilidade na análise de uma ponte construída na Inglaterra em 1975. Foram considerados aspectos relacionados à ação das cargas de serviço associados à degradação dos elementos estruturais devido à corrosão das armaduras induzida por cloretos. Os resultados mostraram

que a falha da estrutura acarretada pela ação do fenômeno corrosivo apresentava uma influência significativa na vida útil total da estrutura.

ENRIGHT et al. (1998) aplicaram os princípios de confiabilidade para investigar o efeito da corrosão induzida por cloretos em estruturas nos Estados Unidos. Para tanto, analisaram os efeitos dos parâmetros principais que influenciam no transporte de íons no concreto. Os resultados das pesquisas mostraram a importância da realização de análises de confiabilidade para um adequado planejamento das atividades de manutenção de estruturas inseridas em ambientes altamente agressivos.

Outro trabalho dessa natureza foi realizado por STEWART et al. (1998), onde os efeitos da corrosão de armaduras induzida pelos íons cloreto oriundos da aplicação de sais de degelo em pontes e pela ação da névoa salina foram avaliados. Também foram considerados os problemas de durabilidade causados pela fissuração nos pavimentos das pontes, sendo incorporados alguns modelos de carregamento e de abertura de fissuras na realização das previsões.

VAL et al. (1998) também realizaram a previsão da vida útil em tabuleiros de pontes que apresentavam problemas de corrosão. Foram analisados os efeitos da redução de seção das barras de armadura e da perda de aderência concreto-armadura nos elementos estruturais atingidos, empregando as análises de confiabilidade. Os resultados mostraram que a corrosão localizada é potencialmente mais perigosa que a corrosão generalizada, pois neste caso a perda de aderência é mais prejudicial à segurança das lajes.

Devido à ocorrência crescente de problemas relacionados à corrosão de armaduras em pontes e viadutos, o Governo da Inglaterra, através do seu Departamento de Transportes, criou um programa para estudo sistemático de todos os fatores que apresentam influência na degradação de tais estruturas (DAS, 1998). Estão sendo realizadas análises que consideram desde a coleta de dados estatísticos a respeito do efeito causado por diversas configurações de tráfego nas estruturas, passando por uma análise dos diversos modelos de previsão empregados atualmente (considerando efeitos de cargas associados à deterioração por corrosão), até a aplicação do conceito de probabilidade de falha, a fim de prever o melhor momento para a realização de intervenções nas obras.

SIEMES et al. (1998) empregaram tal linha de raciocínio para determinar a vida útil de projeto de um túnel na Holanda. A vida útil da estrutura determinada pelo projeto era de 50 anos, com o emprego de cimento com adição de escória de alto forno, relação a/c máxima de 0,45 e cobrimento mínimo de 3,5 cm. A difusão de íons cloreto foi modelada através da solução da 2ª Lei de Fick, e definiu-se o estado de falha como sendo o término da vida útil de projeto. Desta forma, associou-se um valor de β a esse estágio, determinando numericamente um nível de probabilidade de ocorrência para a despassivação das armaduras por cloretos.

Um dos trabalhos mais completos sobre o tema foi realizado por SILVA (1998), que conduziu análises de confiabilidade em vigotas empregadas nas lajes pré-moldadas de concreto. O autor considerou a aleatoriedade das características do material, das condições ambientais e dos sistemas de carregamento no cálculo da vida útil das nervuras. Para tal caso, a falha de um elemento pode ocorrer pela perda da sua capacidade resistente devido à ação de cargas e pela ação do fenômeno corrosivo induzido por cloretos e pela carbonatação. Além da grande quantidade de dados coletados pelo autor para a caracterização do processo de degradação, o trabalho propõe um método de análise bastante consistente, que pode ser empregado na predição da vida útil de uma estrutura de concreto armado.

PREZZI (1995) realizou um estudo onde foi avaliada a capacidade de proteção de diversos tipos de concreto feitos com agregados leves com relação à corrosão de armaduras. Foram analisados 10 traços de diferentes composições e, no final, aplicou-se os princípios da confiabilidade para se analisar aquelas misturas que apresentariam uma pior performance com relação à propriedade estudada. Tais análises foram comparadas com um experimento realizado por ZHANG e GJØRV (1990), que colocaram corpos-de-prova expostos por mais de 7 anos em um ambiente marinho. A comparação entre os resultados obtidos foi satisfatória, mostrando que o emprego das técnicas da confiabilidade na avaliação da durabilidade das estruturas são viáveis, diminuindo as incertezas existentes em tal processo.

VROUWENVELDER et al. (1999) aplicaram os princípios de confiabilidade na previsão da vida útil de uma viga de concreto armado, considerando a degradação da mesma pela corrosão de armaduras juntamente com a ação de cargas atuantes. Também foram realizadas comparações entre os resultados obtidos na análise de confiabilidade com a adoção de coeficientes de majoração e minoração para os valores médios das variáveis analisadas (análise semi-probabilística), a fim de tornar a metodologia mais acessível para os engenheiros responsáveis pelo projeto das estruturas de concreto.

ENGELUND (1997) realizou um trabalho onde foi aplicado o método dos elementos finitos e os princípios de confiabilidade na avaliação da penetração de íons cloreto nas estruturas de concreto armado. O autor considerou que a espessura de revestimento das armaduras, a concentração superficial e o coeficiente de difusão de cloretos são variáveis aleatórias. A partir daí, baseando-se nas medidas de teores de íons cloreto determinados a várias profundidades em espécimes cilíndricos de concreto, estabeleceu as curvas de probabilidade de falha no decorrer do tempo, além de apresentar critérios baseados nas teorias de confiabilidade para um melhor direcionamento das atividades de manutenção e reparo das estruturas.

Outro trabalho interessante foi conduzido por ENRIGHT e FRANGOPOL (1998b) que realizaram estudos de previsão de vida útil em pontes degradadas por corrosão de armaduras. Os autores consideraram as variações ocorridas nas cargas

e consideraram uma função de degradação que minimizaria progressivamente a resistência da estrutura, de acordo com a Equação 7.1, desenvolvida por MORI e ELLINGWOOD (1993):

$$P_f(t_L) = 1 - \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \exp\left(-\lambda_{s_1} t_L \left\{1 - \frac{1}{t_L} \int_0^{t_L} F_{s_1} [r.g(t) - s_2] dt\right\}\right) f_{s_2}(s_2) f_{R_0}(r) ds_2 dr \quad \text{Equação 7.1}$$

onde:

$P_f(t_L)$ = probabilidade de falha no intervalo $(0, t_L]$;

s_1 = cargas vivas (dependente do tempo);

λ_{s_1} = taxa média de ocorrência das cargas vivas;

F_{s_1} = função de distribuição acumulada das cargas vivas;

$g(t)$ = função de degradação, dada por $g(t) = 1 - k_1 t + k_2 t^2$;

s_2 = cargas mortas (fixas);

f_{s_2} = função densidade de probabilidade de s_2 ;

R_0 = resistência inicial;

f_{R_0} = função densidade de probabilidade de R_0 .

Baseando-se nesta equação, os autores utilizaram a simulação de Monte Carlo para determinar as diversas probabilidades de falha desde um elemento (vigas T) até um sistema em série com 5 elementos. Os modelos desenvolvidos pelo grupo de pesquisa têm como objetivo maior propor um programa sistemático de inspeção em pontes. Um exemplo disso é o estudo realizado por FRANGOPOL et. al. (1997), que elaboraram uma metodologia para a otimização dos serviços de manutenção em estruturas deterioradas, onde objetiva-se minimizar tanto os custos iniciais quanto os custos relativos às atividades de inspeção e/ou recuperação em estruturas atacadas pela corrosão de armaduras. Os autores mostraram que alguns parâmetros têm influência significativa nessa análise, tais como a taxa de corrosão, a qualidade do programa de inspeção realizado (número e nível das inspeções) e o custo previsto da recuperação.

MATSUSHIMA et al. (1998) realizaram uma análise de confiabilidade apresentando a influência de alguns parâmetros, como o coeficiente de difusão de cloretos, espessura de cobertura de concreto e conteúdo crítico de cloretos, na modelagem do período de iniciação do processo corrosivo. Os autores consideraram que, para essa fase, a solução da segunda lei de Fick representaria bem o processo. Já para a fase de propagação do processo corrosivo, foi elaborado um modelo que tem como princípio uma análise das tensões de expansão provocadas pela formação dos produtos de corrosão. Nesta análise, tanto a intensidade de corrosão quanto a resistência do concreto foram consideradas como variáveis aleatórias.

Fixadas essas variáveis, foi realizado um estudo de caso em uma estrutura marítima com 33 anos de utilização, localizada na Baía de Tóquio, onde os resultados obtidos foram utilizados para uma previsão racional da espessura de cobertura mais adequada ao caso em questão, considerando uma análise a fim de minimizar os custos exigidos para a adoção de tal medida.

Outro trabalho nessa área foi desenvolvido por LI (1995), que realizou um estudo considerando a degradação de um elemento estrutural pelo fenômeno corrosivo, assumindo que a perda de seção das armaduras (A_r) para determinados macroambientes é dada por:

$$A_r = 1,12 - 5,42w_c + 14,27w_c^2, \text{ para áreas industriais} \quad \text{Equação 7.2}$$

$$A_r = 0,9 + 0,296w_c + 6,3w_c^2, \text{ para áreas urbanas} \quad \text{Equação 7.3}$$

onde w_c , que é a abertura de fissuras no concreto, é um parâmetro que varia no tempo, de acordo com o nível de tensões aos quais o elemento estará submetido. Assim, a determinação do valor de w_c pode ser obtido através da Equação 7.4:

$$w_c(t) = w_{ci}(1 + 0,088t^{0,255}) \quad \text{Equação 7.4}$$

O valor de w_{ci} , que seria uma fissura inicial do concreto, depende de algumas características do material, como o módulo de elasticidade do aço (E_s), a espessura de cobertura do concreto (c), o diâmetro inicial da armadura (d), entre outros fatores. Além disso, foi incorporada ao modelo a minimização da resistência mecânica através da redução de seção das armaduras provocada pela ação da corrosão das armaduras. O momento fletor nos elementos, a espessura de cobertura, o diâmetro da armadura e a resistência à tração do concreto foram consideradas como variáveis aleatórias e o fenômeno foi modelado através da simulação de Monte Carlo, aplicando-se a metodologia proposta a um estudo de caso em uma estrutura apertada. Os resultados mostraram-se bastante consistentes, e o autor argumenta que o emprego desta técnica é de importância fundamental para estruturas sujeitas a vários tipos de carga e que apresentam materiais diferentes.

Observa-se portanto a existência de uma grande quantidade de modelos propostos para se prever a vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pelo fenômeno corrosivo. Contudo, há de se verificar se tais proposições efetivamente correspondem ao fenômeno real. Segundo SILVA (1998), os modelos existentes para estimar a velocidade de avanço da frente de carbonatação são satisfatórios, e em geral fornecem valores próximos àqueles obtidos através de

inspeções. Segundo o autor, com os modelos apresentados na literatura, é possível simular adequadamente o fenômeno da carbonatação. Já com relação à penetração de cloretos, observou-se uma pequena variação entre os resultados dos modelos disponíveis, o que geralmente dificulta a escolha de apenas um modelo para ser empregado na simulação. O autor recomenda que mais estudos devam ser realizados no sentido de encontrar uma formulação que represente adequadamente tal processo.

Atualmente, observa-se que uma contribuição significativa em relação à previsão da vida útil das estruturas seria dada ao se estabelecer critérios de projeto que privilegiassem os aspectos de durabilidade. As Normalizações e os Códigos de Prática abordam tais requerimentos de uma forma subjetiva, considerando que, ao se especificar quantitativamente a capacidade resistente da estrutura, estar-se-á indiretamente influenciando na vida útil das obras. Contudo, um fator deve ser sempre levado em consideração: o tempo. Segundo a NBR 6118, no cálculo do projeto estrutural, excetuando-se os casos onde a fluência é considerada, o tempo não está incluído em nenhuma das formulações. Assim, se faz necessária uma maior integração entre as atividades concernentes ao cálculo e dimensionamento das estruturas com a vida útil desejada, para uma dada condição ambiental.

Seguindo tal premissa, SCHIESSL et al. (1999) apresentaram alguns resultados preliminares de um trabalho realizado na Europa através do projeto denominado Dura-Crete – *Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures* (DURACRETE, 1999). Tal projeto, que reúne conceituadas instituições de pesquisa mundiais², tem como objetivo principal estabelecer alguns pontos que devem ser observados durante a etapa de projeto, considerando os aspectos de durabilidade, a fim de maximizar a vida útil das estruturas. Alguns pontos abordados pelo projeto serão expostos a seguir.

Primeiramente deve-se definir os critérios de desempenho para a estrutura. Na prática isso quer dizer que todos os estados de falha – tanto os estados limites últimos quanto os de utilização – devem ser evitados. Após isso, especifica-se os períodos de tempo e os níveis de confiabilidade desejados para que os estados de falha não venham a ocorrer, onde a determinação dos índices de confiabilidade (β) varia de acordo com o tipo de falha a ser evitada.

O conhecimento das ações de origem mecânica e das ações ambientais de um lado e dos processos de degradação nas estruturas de outro lado constitui-se no passo seguinte dentro da formulação proposta. A fim de se ter valores quantitativos para o índice de confiabilidade é necessário que os processos e mecanismos de degradação possam ser adequadamente modelados. De uma forma geral, tais

² Algumas instituições como o Instituto Eduardo Torroja (Espanha), o TNO Building and Construction Research (Holanda), a Universidade Técnica de Aachen (Alemanha), entre outras, fazem parte de tal projeto.

modelos podem ser desenvolvidos através da descrição determinística do fenômeno físico e de uma descrição estatística das incertezas inerentes ao processo. Assim, com o índice de confiabilidade desejado para os diversos estados limites considerados, um formato de projeto pode ser escolhido pelo engenheiro responsável a fim de satisfazer as exigências propostas.

7.2 Confiabilidade de Componentes e Sistemas

ANG e TANG (1984) definem a confiabilidade como uma medida probabilística da segurança de um determinado sistema. De acordo com MELCHERS (1987), a confiabilidade de um sistema pode ser admitida como o cálculo e a predição da probabilidade da não violação de um determinado estado limite característico desse sistema durante a sua vida útil de serviço.

Uma evolução do conceito de confiabilidade é apresentada por ELSAYED (1996). O autor a define como sendo a probabilidade relacionada à perfeita operação de um determinado componente durante um período de tempo especificado, usualmente chamado de vida útil, nas suas condições normais de utilização. O termo componente define uma estrutura (ou elemento estrutural), cujo estado limite pode ser estabelecido através de uma função contínua, definida como função de estado limite (PREZZI, 1995).

Estabelecida a função de estado limite e os níveis de desempenho desejados, pode-se definir os estados de segurança ou de falha de um elemento ou sistema.

Para esclarecer tais conceitos, suponha-se que n componentes idênticos são submetidos a um teste de desempenho no decorrer do tempo. Após um determinado intervalo de tempo, observou-se que n_1 componentes falharam, enquanto que n_2 componentes permaneceram com níveis de desempenho acima do especificado. Desta forma, a confiabilidade em um determinado tempo t pode ser obtida através da relação apresentada na Equação 7.5 (ELSAIED, 1996).

$$R(t) = \frac{n_2(t)}{n_1(t) + n_2(t)} = \frac{n_2(t)}{n} \quad \text{Equação 7.5}$$

A função que representa a falha do componente pode ser definida como o complemento da confiabilidade do mesmo, ou seja (Equação 7.6):

$$R(t) + F(t) = 1 \quad \text{Equação 7.6}$$

Em outra notação, obtém-se a Equação 7.7 (MELCHERS, 1987).

$$p_s = 1 - p_f \quad \text{Equação 7.7}$$

onde:

p_s = probabilidade de segurança de um elemento ou de um sistema ($0 < p_s < 1$); e
 p_f = probabilidade de falha de um elemento ou de um sistema ($0 < p_f < 1$).

O mesmo princípio pode ser aplicado para o cálculo da probabilidade de falha quando existe mais de uma variável (ou componente) envolvida. Por exemplo, o desempenho de um determinado sistema em relação a um dado estado limite geralmente é descrito como uma função constituída por algumas variáveis aleatórias básicas X_i ($i = 1, \dots, n$) – que normalmente representam ações, propriedades do material, tamanho das seções, entre outros parâmetros (GOMES, 2001) –, podendo ser representadas através de pontos particulares x_i ($i = 1, \dots, n$) conforme apresentado na Equação 7.8 (MELCHERS, 1987).

$$f_x(x) = f(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad \text{Equação 7.8}$$

onde:

X_i = variáveis aleatórias básicas; e
 $f_x(x)$ = função densidade de probabilidade em comum das variáveis X_1, X_2, \dots, X_n

Assim, a probabilidade de falha desse sistema pode ser representada pela Equação 7.9 (MELCHERS, 1987; ANG e TANG, 1984; GOMES, 2001).

$$p_f = P[g(x) \leq 0] = \int_{g(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad \text{Equação 7.9}$$

onde:

$g(x)$ = função que representa o estado limite entre falha e segurança de um determinado sistema, considerando as variáveis básicas X_i . Pode ser chamada de função de falha, função de estado limite ou função de desempenho (PREZZI, 1995). Quando $g(x) \leq 0$ indica a falha e quando $g(x) > 0$ representa segurança do sistema; e

$$\int_{g(x) \leq 0} = \text{integral entre os limites } g(x) = -\infty \text{ e } g(x) = 0.$$

Vale salientar que a falha do sistema pode ser representada por uma função $[g(x)]$ ou por um determinado ponto, a partir do qual o sistema deixa de atender aos requisitos de desempenho pré-estabelecidos.

Quando a função de estado limite é dependente de apenas duas variáveis aleatórias $[f(x) = f(X_1, X_2)]$, a representação gráfica dos estados de segurança e falha pode ser genericamente representada através da Figura 7.1.

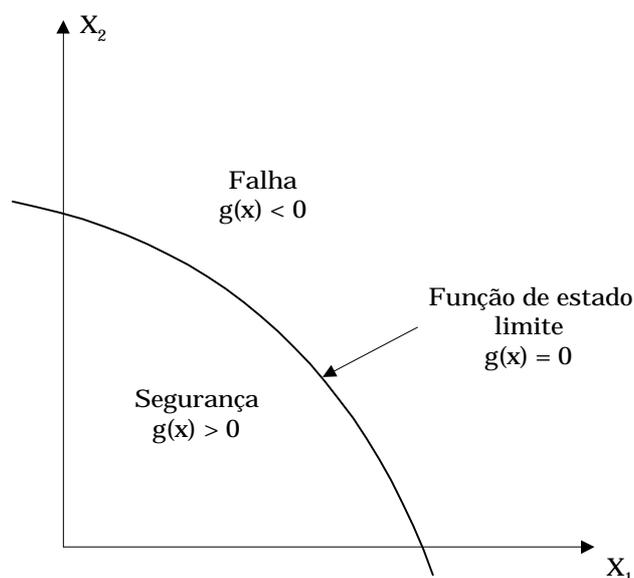


Figura 7.1 Representação gráfica da função de estado limite para um espaço bidimensional

Na grande maioria das vezes a função de estado limite apresenta uma forma complexa. A mesma pode ser representada por uma superfície de falha, que é de difícil representação gráfica. Contudo, o conceito aqui apresentado pode ser aplicado para espaços n-dimensionais.

Caso a função $f(x)$ apresente uma determinada densidade de probabilidade, a probabilidade de falha pode ser representada graficamente pela área indicada na Figura 7.2.

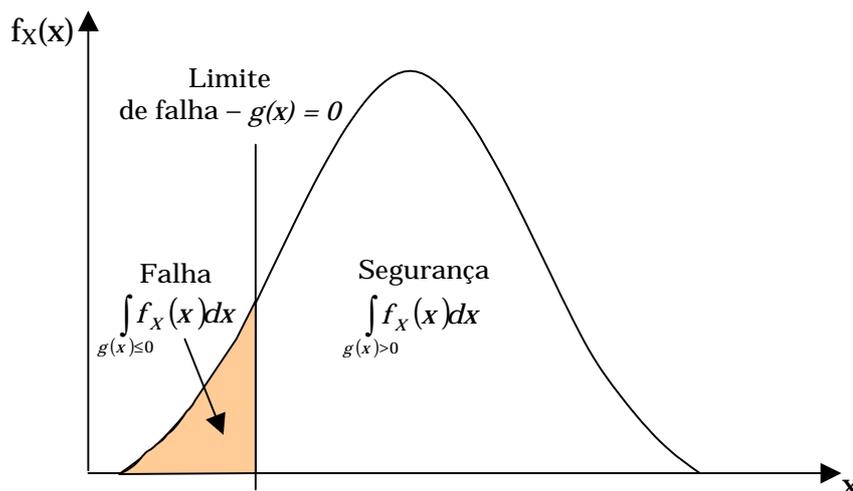


Figura 7.2 Representação dos estados de segurança e de falha em um sistema

De acordo com GOMES (2001) a avaliação da integral representada pela Equação 7.9 é frequentemente impossível de ser obtida, principalmente quando a função de estado limite $[g(x)]$ apresenta um grande número de variáveis aleatórias. Desta forma, o valor da probabilidade de falha é geralmente determinado através de procedimentos numéricos ou por processos de simulação computacional (MELCHERS, 1987; GOMES, 2001).

7.2.1 Incertezas Existentes na Análise de Confiabilidade

No momento da realização de uma análise em qualquer ramo da Engenharia, deve-se ter em mente a grande quantidade de incertezas inerentes ao processo. De acordo com ANG e TANG (1984), tais incertezas estão associadas à variabilidade inerente do próprio fenômeno físico que se está estudando ou com imperfeições relativas à modelagem desse processo físico. Assim, se um fenômeno existente na natureza é essencialmente aleatório, o seu comportamento não pode ser descrito através de uma análise determinística, e deve-se incluir uma medida de variabilidade nas previsões de comportamento.

MELCHERS (1987) admite a existência de algumas formas de incerteza dentro da análise de confiabilidade, mostrado na Figura 7.3. Cada uma delas será descrita sucintamente nos itens a seguir.

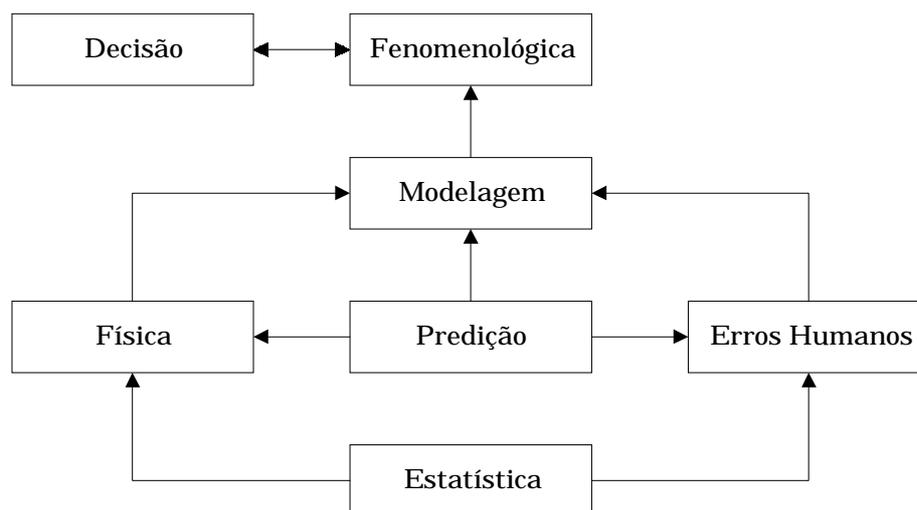


Figura 7.3 Incertezas existentes na análise de confiabilidade (MELCHERS, 1987)

7.2.1.1 Incertezas no Processo de Tomada de Decisão

As incertezas existentes no processo de tomada de decisão estão relacionadas com a exata definição do estado limite para um determinado fenômeno. Um exemplo claro de uma incerteza desse tipo está relacionada à definição dos estados limites últimos (ou de segurança) e dos estados limites de serviço.

7.2.1.2 Incertezas Fenomenológicas

Uma incerteza do tipo fenomenológica é originada sempre que existam falhas em alguma das etapas do processo construtivo de uma estrutura (planejamento/projeto, materiais, execução e utilização) que gerem outros problemas sobre qualquer aspecto do comportamento da mesma durante a sua construção, utilização normal e/ou quando da ocorrência de condições extremas (carregamento ou ambientais).

7.2.1.3 Incertezas na Modelagem

Tal tipo de incerteza é introduzida nas análises quando se emprega uma relação simplificada entre as variáveis para representar o comportamento real do fenômeno de interesse. As incertezas relacionadas à definição tanto dos modelos físicos de predição quanto das equações de estados limites admitidas estão inclusas neste grupo de indefinições.

7.2.1.4 Incertezas na Predição do Instante de Falha

Um tipo de indefinição presente na análise de um determinado fenômeno diz respeito ao exato momento no tempo onde uma falha possa vir a ocorrer. Essa incerteza está diretamente relacionada com o nível de informação que é disponibilizada para a análise de um sistema estrutural. Por exemplo: se o engenheiro tem em mãos os valores reais das resistências dos materiais, das formas de carregamento atuantes e das efetivas dimensões dos elementos para uma estrutura em particular, há de se esperar que a incerteza sobre a predição do instante de falha seja menor do que se adotasse conhecimentos baseados no desempenho de estruturas similares em tal análise.

7.2.1.5 Incertezas Físicas

As incertezas físicas estão diretamente associadas com a própria natureza aleatória das variáveis básicas. Tal problema pode ser minimizado caso haja uma grande quantidade de dados disponíveis para análise ou quando existe um rigoroso controle sobre todos os fatores intervenientes no processo de falha. As incertezas físicas de uma variável geralmente não são conhecidas no momento da realização das predições, devendo ser estimadas através das observações ou por análises subjetivas do fenômeno estudado.

7.2.1.6 Incertezas Estatísticas

Estimadores estatísticos podem ser determinados a partir das informações sobre uma determinada variável básica (médias e desvios-padrão), a fim de serem usados como parâmetros de uma função densidade de probabilidade. Tais parâmetros não representam fielmente o comportamento da variável, pois observa-se que amostras distintas de dados geralmente produzem estimadores diferentes para uma mesma variável. Além disso, os estimadores mais empregados nas análises de probabilidade também são variáveis aleatórias, sendo mais uma fonte de incerteza incorporada às análises de confiabilidade.

7.2.1.7 Incertezas Relacionadas a Falhas Humanas

São incertezas resultantes do próprio envolvimento humano no projeto, construção, uso e análise de uma estrutura.

7.2.2 Variáveis Aleatórias e Funções de Probabilidade

Segundo ANG e TANG (1984), devido à natureza eminentemente aleatória dos fenômenos existentes, deve-se estabelecer que as variáveis que representam um determinado fenômeno apresentam uma determinada função densidade de probabilidade (ou função de probabilidade), podendo ser definidas como variáveis aleatórias básicas. As dimensões de um elemento estrutural, as densidades do material, valores de cargas e as resistências dos materiais são alguns exemplos típicos desse conjunto de variáveis. De acordo com MELCHERS (1987), algumas variáveis básicas são correlacionadas com algumas variáveis chamadas pelo autor de fundamentais. Um exemplo claro é a resistência à compressão do concreto (variável básica), que é função de algumas variáveis fundamentais, como a relação a/c , o consumo de cimento e a granulometria dos agregados, entre outras.

ANG e TANG (1985) e MELCHERS (1987) citam que uma possível dependência existente entre duas variáveis básicas mostra-se como sendo um complicador no momento da realização da análise de confiabilidade. Por exemplo, as resistências à compressão, à tração e o módulo de elasticidade do concreto apresentam uma estreita afinidade entre si. Porém, na realização de algumas análises, tais variáveis são consideradas independentes entre si. Ainda segundo MELCHERS (1987), tal relação pode ser calculada através de uma matriz de correlação mas, segundo o autor, tal procedimento fornece informações consideradas limitadas sobre a interação existente entre as variáveis.

Uma determinada variável aleatória X pode apresentar diversas funções densidade de probabilidade (f.d.p.). A fim de se caracterizar uma determinada f.d.p., deve-se conhecer o valor médio e o desvio-padrão do conjunto de dados que representa a variável X (ANG e TANG, 1975; MELCHERS, 1985; ELSAYED, 1996). Por exemplo, quando são realizados ensaios de resistência à compressão em corpos-de-prova de concreto, observa-se que os resultados obtidos são dispersos, variáveis em função das características do material. Segundo RÜSCH, citado por HELENE (1993), a distribuição do tipo normal (ou Gaussiana) é um modelo matemático que pode representar de maneira satisfatória a distribuição das resistências à compressão do material. Assim, diz-se que a resistência à compressão do concreto (variável aleatória) tem uma distribuição normal, que por sua vez apresenta um valor médio (μ) e um desvio-padrão (σ), característicos de cada população ensaiada.

As funções de densidade de probabilidade de uma variável aleatória podem ser obtidas através da coleta de dados, por uma análise subjetiva ou por uma combinação entre as duas técnicas (MELCHERS, 1987). Na prática, observa-se que

é muito difícil caracterizar algumas variáveis através da coleta de dados, principalmente em função da pouca disponibilidade de tempo e de recursos para realizar tal tarefa.

Desta forma, uma massa de dados de uma variável aleatória pode ser ajustada a alguma função densidade de probabilidade. As características de algumas distribuições estatísticas usualmente encontradas estão apresentadas na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 Alguns exemplos de distribuições estatísticas (ANG e TANG, 1975; ELSAYED, 1996)

Distribuição	Densidade de probabilidade	Parâmetros	Intervalos
Normal ou Gaussiana	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\mu\sigma^2}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$	μ, σ	$-\infty < x < +\infty$
Log-normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} e^{-\left[\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right]}$	μ, σ	$-\infty < \mu < +\infty,$ $x > 0, \sigma > 0$
Gamma	$f(x) = \frac{x^{\gamma-1}}{\theta^\gamma \Gamma(\gamma)} e^{-\frac{x}{\theta}}$	θ, γ	$x \geq 0$
Gumbel	$f(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}]$	u, α	$-\infty < x < +\infty$
Exponencial	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$	λ	$x \geq 0$
Weibull	$f(x) = \frac{\gamma}{\theta} x^{\gamma-1} e^{-\frac{x^\gamma}{\theta}}$	γ, θ	$x \geq 0$

Os parâmetros de uma determinada distribuição podem ser estimados estatisticamente através do conjunto de dados coletados. Atualmente observa-se o emprego do Método dos Mínimos Quadrados, o Método dos Momentos e o Método da Verossimilhança para a obtenção dos estimadores³ (ANG e TANG, 1975; MELCHERS, 1987). Uma análise dos métodos para obtenção dos estimadores não é objeto de estudo do presente trabalho, estando os mesmos amplamente descritos em ELSAYED (1996).

³ Valor numérico que representa o valor provável de um determinado parâmetro.

7.3 Índice de Confiabilidade

De acordo com alguns autores (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; SCHIESSL et al., 1999), existe uma relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha de um elemento ou sistema, sendo a mesma expressa pela Equação 7.10 ou pela Equação 7.11.

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad \text{Equação 7.10}$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad \text{Equação 7.11}$$

onde:

Φ = função de densidade de probabilidade normal.

TANG e ANG (1985) e MELCHERS (1987) apresentam na Tabela 7.2 e na Figura 7.4 a relação existente entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha.

Tabela 7.2 Índice de confiabilidade *versus* probabilidade de falha (TANG e ANG, 1985; MELCHERS, 1987)

β	0,0	1,30	2,33	3,10	3,72	4,30	4,80	5,20
p_f	0,5	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

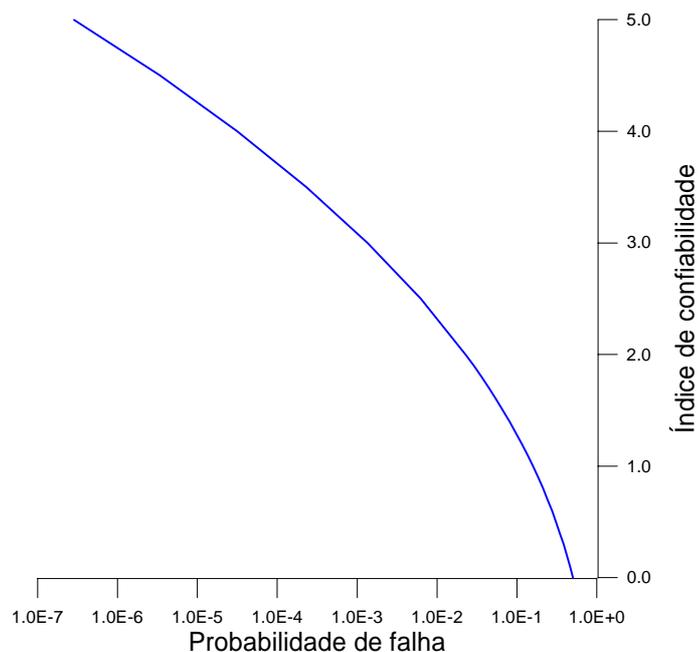


Figura 7.4 Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha (MELCHERS, 1987)

À medida em que o valor do índice de confiabilidade vai diminuindo, a probabilidade de falha vai aumentando, mostrando que a estrutura estaria chegando próximo ao estado limite estabelecido. Uma representação gráfica da relação existente entre o aumento da probabilidade de falha com a diminuição dos níveis de desempenho em uma estrutura pode ser observada na Figura 7.5.

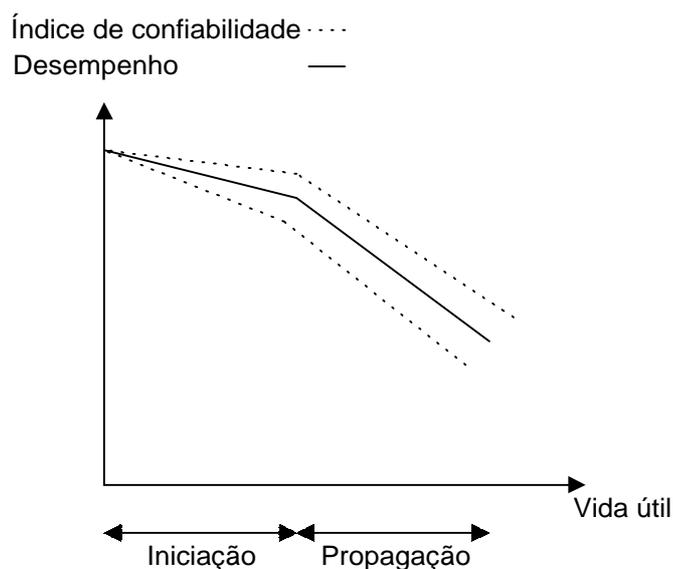


Figura 7.5 Representação esquemática da perda de funcionalidade *versus* índice de confiabilidade [adaptado de TUUTTI (1982)]

No gráfico apresentado, a linha cheia corresponde à perda de desempenho apresentada originalmente no modelo proposto por TUUTTI (1982). Já a área inserida entre as linhas tracejadas representa a provável diminuição do índice de confiabilidade do elemento ou da estrutura, decorrente da ação de algum processo de degradação. Desta forma, baseando-se nos conceitos expostos até o presente momento, existe a possibilidade de serem desenvolvidos estudos no sentido de estabelecer limites quantitativos – traduzidos pelos valores de β – associados os diversos níveis de perda de desempenho do material no decorrer do tempo.

7.4 Métodos para Obtenção do Índice de Confiabilidade

Existem vários procedimentos que são empregados para a obtenção da probabilidade de falha de um sistema (Equação 7.9). Dentre estes, os métodos de aproximação numérica, como o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method* – FORM) e o Método de Confiabilidade de Segundo Momento de Primeira Ordem (*First Order Second Moment* – FOSM) e os processos de simulação (Método de Simulação de Monte Carlo), são os procedimentos mais utilizados para a obtenção dos índices de confiabilidade. Além destes, existe o Método de Confiabilidade de Segunda Ordem (*Second Order Reliability Method* – SORM), que encontra-se descrito em HALDAR et al. (1995). A discussão aprofundada sobre os métodos de cálculo da probabilidade de falha foge aos objetivos do presente trabalho, e serão apresentados aqui apenas os princípios básicos dos mesmos. Para uma análise detalhada, sugere-se consultar a bibliografia especializada no assunto ANG e TANG (1984), MELCHERS (1987), HALDAR et al. (1995), GOMES (1997) e GOMES (2001) apresentaram uma análise mais detalhada sobre o assunto.

7.4.1 Método de Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)

Para o cálculo do índice de confiabilidade a partir desse método geralmente não se tem informações a respeito das funções densidade de probabilidade das variáveis. Assim, o índice de confiabilidade (β) é calculado através do conhecimento dos valores do primeiro momento (média) e do segundo momento (desvio-padrão) das mesmas (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987).

Considere-se um elemento do qual se deseje verificar o nível de segurança do mesmo. Para tanto, admite-se que as únicas ações envolvidas são as cargas (Q) – que apresentam uma distribuição admitida como normal, apresentando uma

determinada média e desvio padrão (representadas por μ_Q e σ_Q , respectivamente) – e a resistência da peça (R), que também tem uma distribuição normal, com média (μ_R) e desvio (σ_R). Admita-se, ainda, que a distribuição de probabilidade que representa a margem de segurança – quando a capacidade resistente da peça é maior que as cargas atuantes ($M = R - Q$) – é também normal, com média (μ_M) e desvio (σ_M).

No presente caso são feitas transformações de variáveis apresentadas na Equação 7.12 e na Equação 7.13 (ANG e TANG, 1984):

$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad \text{Equação 7.12}$$

$$Q' = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q} \quad \text{Equação 7.13}$$

A representação gráfica deste conceito está apresentada na Figura 7.6.

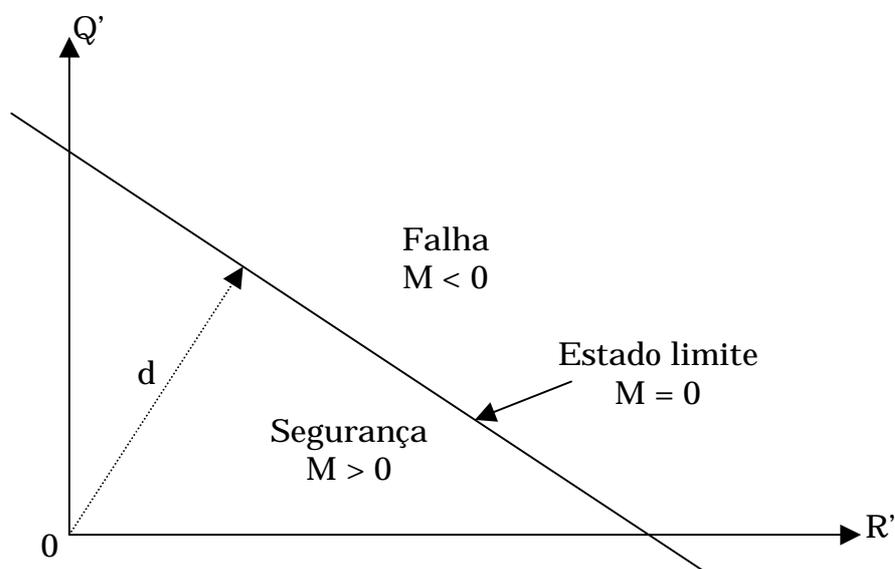


Figura 7.6 Espaço de variáveis reduzidas na abordagem FOSM (ANG e TANG, 1984)

A menor distância entre a função de falha para a origem (d) é dada através da Equação 7.14.

$$d = \beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_Q^2}} \quad \text{Equação 7.14}$$

Desta forma, o índice de confiabilidade (β) é função da relação entre a média e o desvio-padrão da margem de segurança da peça, conforme apresentado na Equação 7.14.

O índice de confiabilidade apresentado na Equação 7.14 representa o caso de duas variáveis que apresentam uma distribuição normal. Como a grande maioria dos problemas envolvem grandezas físicas, são empregados valores positivos para as variáveis aleatórias, onde seria mais adequado admitir que as mesmas apresentem uma distribuição lognormal. Para tal situação, a função de estado limite seria representada pela Equação 7.15.

$$M = \ln\left(\frac{R}{Q}\right) \quad \text{Equação 7.15}$$

A probabilidade de falha correspondente foi deduzida por ROSENBLEUTH et al. (1972), sendo apresentada na Equação 7.16 .

$$p_f = 1 - \Phi \left\{ \frac{\ln \frac{\mu_R}{\mu_Q} \sqrt{\frac{1 + \Omega_Q^2}{1 + \Omega_R^2}}}{\sqrt{\ln(1 + \Omega_R^2) \cdot \ln(1 + \Omega_Q^2)}} \right\} \quad \text{Equação 7.16}$$

onde:

Ω_R = coeficiente de variação da resistência das peças; e

Ω_Q = coeficiente de variação das cargas.

Segundo ANG e TANG (1984), a determinação da probabilidade de segurança (ou de falha) requer o conhecimento das distribuições das variáveis envolvidas. Na grande maioria dos casos, os dados disponíveis podem ser suficientes para a obtenção do primeiro e do segundo momento (média e desvio-padrão) das variáveis aleatórias. De acordo com GOMES (2001) esta técnica de análise de confiabilidade apresenta muitas restrições, pois considera que a função de estado limite pode ser representada por uma linha reta, o que não ocorre na grande maioria dos casos.

7.4.2 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

Na grande maioria dos casos observados na prática, as variáveis básicas não são normalmente distribuídas. Neste caso, emprega-se o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM). O princípio básico desta técnica consiste em converter as variáveis aleatórias básicas X e a distribuição $f_X(x)$ em um vetor padronizado U composto por variáveis aleatórias independentes U_i ($i = 1, 2, \dots, n$) que apresentam média igual a zero e variância igual a 1, com uma distribuição do tipo normal. Os vetores u_i ($i = 1, 2, \dots, n$) que são os possíveis resultados das variáveis aleatórias U_i ($i = 1, 2, \dots, n$) definem o espaço normal padronizado, ou espaço transformado u (PREZZI, 1995; GOMES, 1997).

Uma expressão gráfica do conceito de probabilidade de falha está apresentada na Figura 7.7. Segundo tal método de análise, admite-se que o estado que representa a segurança de um determinado sistema é dado por $g(u) > 0$, e a falha do mesmo pode ser expressa pela condição $g(u) < 0$, onde a função que representa o limite entre as duas condições anteriores é dada por $g(u) = 0$. O índice de confiabilidade (β) é obtido graficamente pela menor distância entre a origem do sistema de coordenadas até a curva (ou superfície, se for o caso) que representa a função de estado limite do sistema (ANG e TANG, 1984).

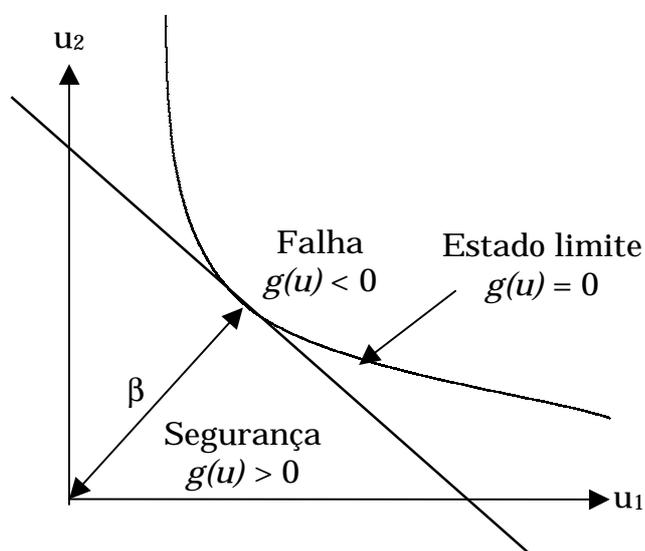


Figura 7.7 Representação bidimensional do espaço padronizado após a transformação do espaço original para uma aproximação FORM (ANG e TANG, 1984; PREZZI, 1995; GOMES, 1997)

Assim, o princípio do método consiste em aproximar a superfície de falha [$g(u) = 0$] da origem do sistema de coordenadas, onde o valor β é considerado o índice de confiabilidade de primeira ordem do sistema (PREZZI, 1995).

Vale salientar que os métodos FORM e FOSM fornecem valores aproximados de β , quando as distribuições das variáveis envolvidas podem ser transformadas em uma distribuição normal equivalente (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987).

7.4.3 Métodos de Confiabilidade de Segunda Ordem (SORM)

Através deste método se estima o índice de confiabilidade quando a função de estado limite, ao ser transformada para o espaço padronizado, apresenta uma forma não linear. De acordo com HALDAR et al. (1995), isso pode ocorrer devido a alguns fatores:

- Não existe uma relação linear entre as variáveis aleatórias e a função de estado limite;
- na transformação das variáveis do espaço original para o espaço padronizado as variáveis correlacionadas podem se tornar não-correlacionadas; ou
- algumas variáveis não apresentam uma distribuição normal.

Para tais casos, a função de falha tem a forma apresentada na Figura 7.8.

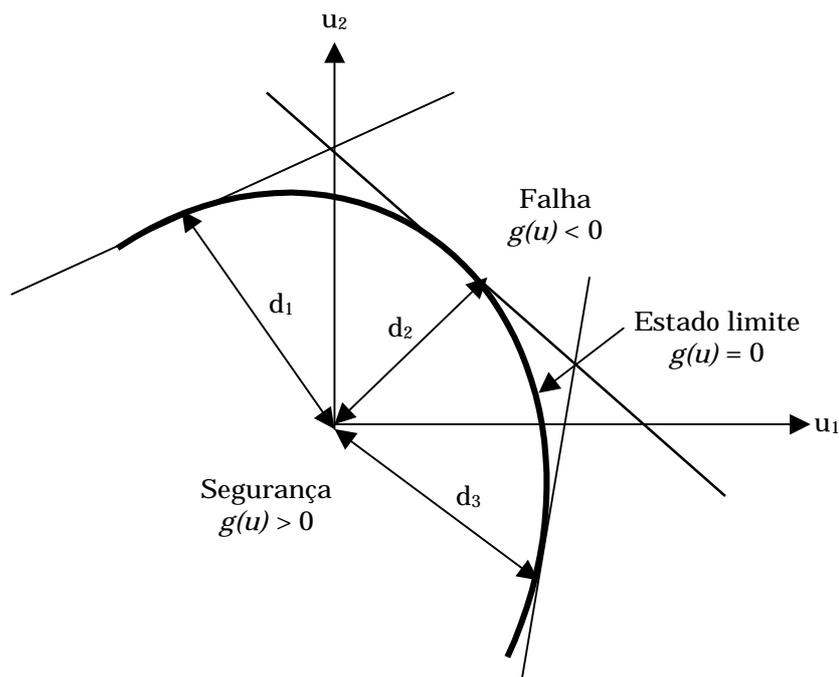


Figura 7.8 Representação esquemática da função de estado limite para uma aproximação SORM (HALDAR et al., 1995)

Assim, através de tal método de análise, calcula-se a menor distância entre a curva da função de estado limite e a origem do espaço padronizado, geralmente feita através de uma sequência de aproximações quadráticas descritas em FIESSLER et al. (1979).

7.4.4 Simulação de Monte Carlo

Segundo ANG e TANG (1984), a simulação é um processo de reprodução do comportamento de um determinado fenômeno no mundo natural, baseando-se em assertivas determinadas a partir da observação.

No campo das Engenharias, o conceito de simulação está relacionado ao estudo do desempenho/resposta de um determinado sistema. Adotando-se valores específicos para as variáveis que influenciam no projeto pode-se obter uma determinada resposta para o sistema. Através da realização de simulações sucessivas pode-se avaliar o comportamento do sistema em função da variação dos parâmetros intervenientes. Ainda de acordo com ANG e TANG (1984), este procedimento é bastante útil no sentido de otimizar um determinado projeto.

Para problemas que envolvem variáveis aleatórias que apresentem uma distribuição de probabilidade conhecida (ou assumida), o método de simulação mais empregado é a *Simulação de Monte Carlo*. O princípio básico do método é a

repetição do processo de simulação, empregando-se em cada execução um determinado valor da variável aleatória, levando-se em consideração a distribuição de probabilidade da mesma. Os resultados de uma simulação podem ser tratados estatisticamente, onde os métodos relacionados podem ser aplicados.

Os processos de simulação representam uma excelente ferramenta para se modelar o comportamento de um determinado sistema. Tais métodos são empregados exaustivamente na análise de modelos hidrológicos e na Engenharia Estrutural (ANG e TANG, 1985). O método foi empregado por KRAKOVSKI (1995) para avaliar o controle de qualidade do concreto. A aplicação dos mesmos para a avaliação da vida útil das estruturas atacadas por diversos processos de degradação vêm sendo estudada recentemente (FRANGOPOL et al., 1997; ENRIGHT et al., 1998; STEWART et al., 1998; GOMES et al., 1999), onde os resultados mostraram-se bastante animadores com relação ao seu uso nesta área do conhecimento.

Não é objetivo do presente trabalho apresentar em detalhes todas as etapas relacionadas ao desenvolvimento e à aplicação do método de simulação de Monte Carlo, pois os mesmos são amplamente descritos na bibliografia especializada (ANG e TANG, 1985; MELCHERS, 1987; GOMES, 2001). Desta forma, serão mostrados apenas alguns conceitos básicos sobre os fundamentos do método.

7.4.4.1 Geração de Números Aleatórios

O primeiro passo para a realização de uma simulação é a geração de números aleatórios, etapa que é considerada por ANG e TANG (1985) como um ponto chave para o sucesso da simulação de Monte Carlo. Em um experimento pode ser possível selecionar uma amostra de cada variável básica através de algum processo de seleção aleatório, onde se admite que esses números possuem uma distribuição uniforme. A geração de números aleatórios uniformemente distribuídos com valores compreendidos no intervalo $[0, 1]$ é feita através dos processadores existentes nos computadores pessoais (MELCHERS, 1987).

7.4.4.2 Geração das Variáveis Aleatórias

A partir dos números aleatórios podem ser geradas as variáveis aleatórias, de acordo com o procedimento denominado de método da transformação inversa (ANG e TANG, 1985; MELCHERS, 1987).

Considere-se uma variável básica x que apresente uma dada função de distribuição acumulada $F_x(x)$, compreendida no intervalo $[0, 1]$. A partir daí é gerado um conjunto de números aleatórios uniformemente distribuídos r_i ($0 \leq r_i \leq 1$). Para

cada número aleatório gerado é feita uma correspondência com a função de distribuição acumulada da variável (admitindo-se que se conheça o tipo de distribuição da mesma - normal, lognormal, entre outras), de onde são extraídos os valores das variáveis (x_i), conforme apresentado na Figura 7.9 (MELCHERS, 1987).

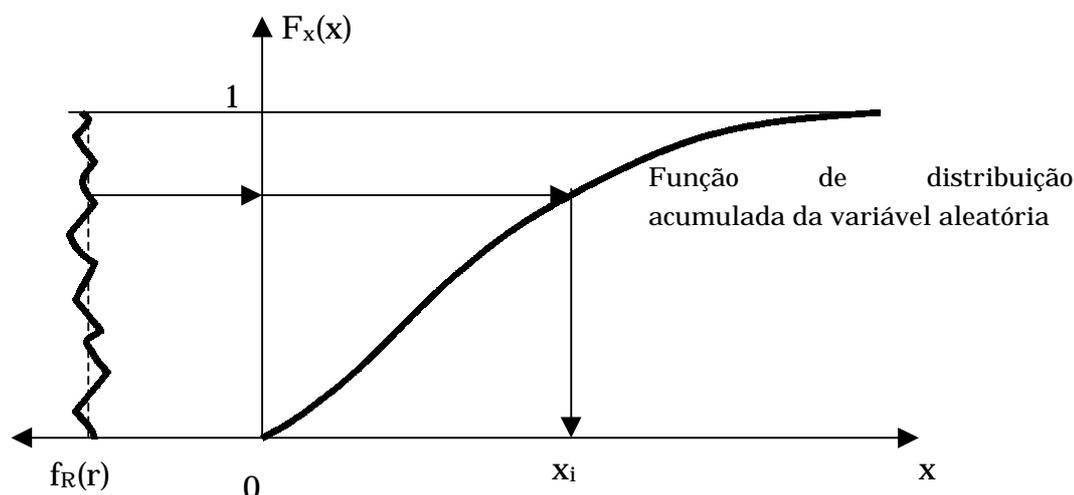


Figura 7.9 Método de transformação inversa para a geração das variáveis aleatórias (MELCHERS, 1987)

Os valores individuais da variável aleatória (x_i) são obtidos através do cálculo do valor inverso da função de distribuição acumulada para cada ponto avaliado (ANG e TANG, 1985; MELCHERS, 1987), conforme mostrado na Equação 7.17.

$$x_i = F_x^{-1}(r_i) \quad \text{Equação 7.17}$$

Assim, dependendo do número de números aleatórios gerados (r), pode-se ter uma grande quantidade de valores simulados para a variável aleatória desejada (x).

7.4.4.3 Determinação da Função Densidade de Probabilidade e da Probabilidade de Falha

Conhecendo-se o tipo de distribuição da variável e com os valores de x_i obtidos através do método da transformação inversa, pode-se determinar a função de densidade de probabilidade (f_x) dessa mesma variável (MELCHERS, 1987).

A Simulação Direta de Monte Carlo pode ser entendida como o cálculo da frequência relativa dos casos de falha observados nos diversos experimentos, para as diversas amostras das variáveis aleatórias envolvidas GOMES (1997). Para se determinar a probabilidade de falha através da simulação de Monte Carlo basta verificar quantos pontos em relação ao total de números simulados (n) estão localizados dentro da área de falha (n_f), sendo o limite de falha previamente estabelecido (ANG e TANG, 1984), como já discutido. Uma representação gráfica deste conceito é apresentada na Figura 7.10.

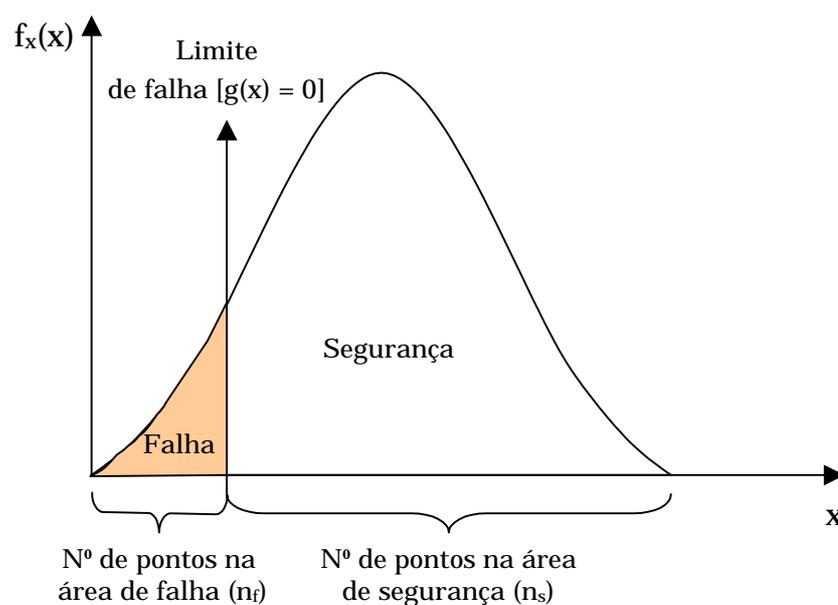


Figura 7.10 Representação gráfica dos estados de falha e segurança

Assim, a probabilidade de falha pode ser simplificada representada pela Equação 7.18.

$$p_f = \frac{n_f}{n} \quad \text{Equação 7.18}$$

A estimativa da probabilidade de falha para o caso simples de uma variável não apresenta grandes dificuldades, podendo ser calculada através do uso de planilhas eletrônicas disponíveis comercialmente. Contudo, para o caso de funções de estado limite compostas por uma grande quantidade de variáveis (que podem ter diferentes tipos de distribuição e valores das médias e dos desvios-padrão), o volume de trabalho necessário para o cálculo da probabilidade de falha aumenta bastante. Nestes casos, o pesquisador deve fazer uso das técnicas de programação para a obtenção dos resultados (ANG e TANG, 1984; GOMES, 2001).

8 METODOLOGIA

8.1 Introdução

Neste Capítulo serão descritos os procedimentos que foram utilizados para calcular os índices de confiabilidade de uma estrutura de concreto armado, relacionados ao período de iniciação induzida por cloretos. Para tanto, foram empregados resultados do coeficiente de difusão de cloretos apresentados por HOFFMANN (2001) e PEREIRA (2001). Logo após serão definidas as funções de estado limite, a determinação do método de análise a ser utilizado e será apresentada uma caracterização estatística das variáveis que influenciam nos modelos de degradação.

8.2 Determinação dos Coeficientes de Difusão de Cloretos

Observa-se que na grande maioria das formulações apresentadas para a previsão do tempo até a despassivação de um elemento de concreto armado, o valor do coeficiente de difusão de cloretos é requerido com relativa frequência (conforme observado no item 6.2). Tendo-se tal variável em função de diferentes tipos de concreto, pode-se ter um parâmetro importante para a previsão do tempo necessário para a despassivação da armadura de uma estrutura inserida em um ambiente com cloretos. Conhecendo esses valores, os responsáveis pela atividade de projeto das estruturas terão como exigir do construtor um concreto com características técnicas específicas – principalmente relacionadas à dosagem – que garantirão, com um maior grau de certeza, um tempo determinado para a vida útil de projeto das mesmas.

Assim, foram realizados experimentos no Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, cuja finalidade básica foi a obtenção de dados a respeito do coeficiente de difusão de cloretos para diferentes tipos de concreto. Tais estudos foram realizados por HOFFMANN (2001), que determinou experimentalmente o valor do coeficiente de difusão em concretos com o cimento CP V ARI para diferentes teores de adição de sílica ativa, e por PEREIRA (2001), que avaliou o coeficiente de difusão em concretos confeccionados com dois tipos distintos de cimento (CP II F e CP IV).

Conforme citado anteriormente (item 5.2.1), existem vários fatores que influenciam no valor do coeficiente de difusão, onde as condições ambientais (temperatura e umidade relativa) exercem uma influência significativa em tal variável. Desta forma, é importante que os valores do coeficiente de difusão estejam

associados a uma determinada temperatura de cura do concreto, a fim de tentar simular o fenômeno real que ocorre nas estruturas. Nos trabalhos realizados por HOFFMANN (2001) e PEREIRA (2001) o efeito das condições ambientais foi levado em consideração, onde os coeficientes de difusão encontrados pelas pesquisadoras foram associados a diferentes temperaturas de cura para o concreto, conforme apresentado na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 Ambientes de cura dos corpos-de-prova (HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001)

Ambientes de exposição	Temperatura (°C)	Umidade (%)
Câmara fria	5 ± 2	50 ± 5
Sala com ar condicionado	15 ± 3	60 ± 10
Câmara climatizada	25 ± 2	70 ± 5
Estufa 1	30 ± 2	45 ± 5
Estufa 2	40 ± 2	40 ± 5

Os coeficientes de difusão de cloretos foram obtidos através da realização do ensaio acelerado de migração proposto por ANDRADE (1993). Na execução desse ensaio empregam-se duas células, uma com cloretos e outra sem cloretos. No interior de cada célula encontra-se um eletrodo ligado a uma fonte, que gera uma diferença de potencial (ddp). Tal diferença de potencial ocasiona uma movimentação dos íons cloreto através dos corpos-de-prova, que são colocados entre as duas células. Desta forma, o coeficiente de difusão pode ser determinado empregando-se os valores obtidos das concentrações de cloretos entre as duas células (ou da carga total medida) no tempo (LOPES, 1999).

O aparato de ensaio empregado por HOFFMANN (2001) e por PEREIRA (2001) (Figura 8.1) foi desenvolvido originalmente na Universidade de Brasília por BAUER (1995) e utilizado nos ensaios realizados por MACHADO (1998) e LOPES (1999). Na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), CABRAL (2000) adotou tal metodologia para a determinação dos coeficientes de difusão em argamassas de recuperação. Nos ensaios realizados utilizaram-se fatias de concreto de 2,5 cm de espessura retiradas da região central de cada corpo-de-prova cilíndrico, onde as mesmas foram impermeabilizadas com epóxi nas bordas e inseridas entre as duas câmaras (Figura 8.2). A vedação das roscas e a fixação do corpo-de-prova na câmara positiva foi realizada com o uso de adesivos à base de silicone, visando garantir que a troca de íons entre as câmaras ocorra apenas pela área exposta do corpo-de-prova. Na câmara positiva empregou-se água destilada e na câmara negativa foi colocada uma solução de NaCl com concentração igual a 0,5 M. Aplicou-

se uma diferença de potencial igual a 10V entre as duas câmaras, onde os eletrodos usados foram barras de aço na câmara positiva e uma chapa de aço inox na câmara negativa.

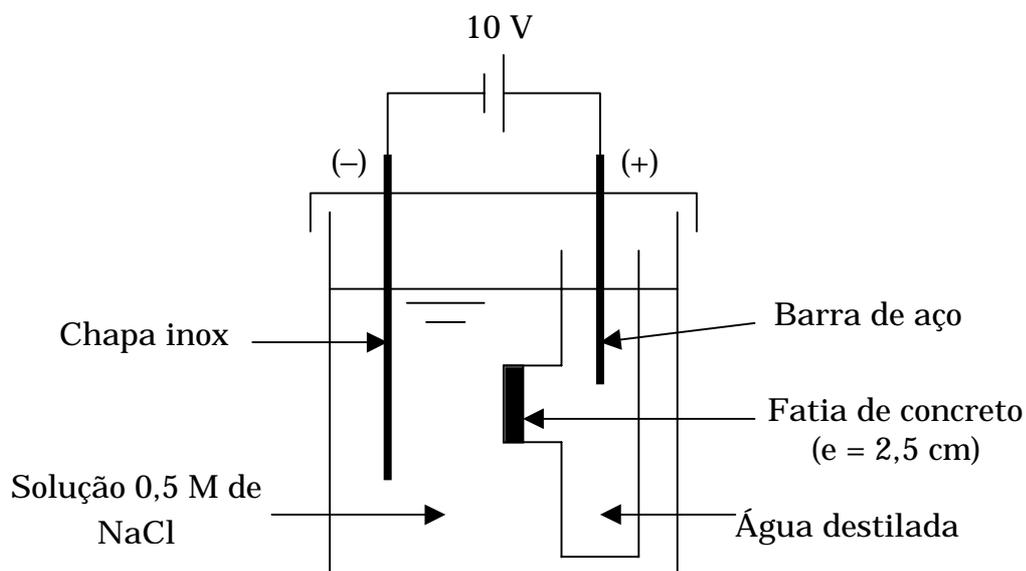


Figura 8.1 Aparato utilizado no ensaio de migração de cloretos (HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001)



Figura 8.2 Fatia de 2,5 cm retirada da parte central do corpo-de-prova revestida com resina epóxi (HOFFMANN, 2001)

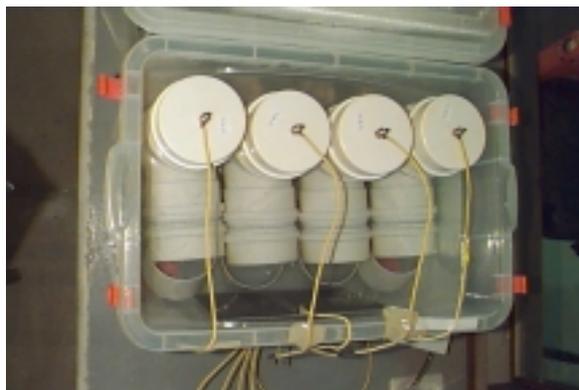


Figura 8.3 Ensaio de migração de cloretos (HOFFMANN, 2001)

Durante o ensaio foram coletadas amostras de aproximadamente 3 ml da solução de cada célula positiva, determinando-se a evolução da concentração de cloretos no tempo através do emprego do eletrodo de íon seletivo (Figura 8.4), cuja descrição completa deste procedimento pode ser encontrada no trabalho desenvolvido por CABRAL (2000).



Figura 8.4 Determinação da concentração de cloretos através do eletrodo de íon seletivo (HOFFMANN, 2001)

A determinação do coeficiente de difusão de cloretos através do ensaio de migração pode ser realizada com o emprego da equação de Nernst-Planck (Equação 8.1) apresentada por ANDRADE (1993).

$$D_{ef} = \frac{JRTI}{zFC_{Cl}\Delta E}$$

Equação 8.1

onde:

D_{ef} = coeficiente efetivo de difusão de cloretos (cm^2/s);

J = fluxo de íons [$\text{mol}/(\text{s} \cdot \text{cm}^2)$];

R = constante dos gases [$1,9872 \text{ cal}/(\text{mol} \cdot \text{K})$];

T = temperatura (Kelvin);

l = espessura do corpo-de-prova (cm);

z = carga elétrica (para o caso de cloretos $z=1$);

F = constante de Faraday [$23063 \text{ cal}/(\text{volt} \cdot \text{eq}.)$];

C_{Cl} = concentração de cloretos na célula negativa; e

ΔE = diferença de potencial aplicada.

Ao se determinar a evolução da concentração de cloretos na célula positiva, pôde-se construir gráficos que correlacionam o aumento da concentração de cloretos no tempo. A partir desses gráficos, calculou-se o valor do fluxo de íons (J), obtendo-se posteriormente os valores de D_{ef} para cada corpo-de-prova analisado.

Alguns autores (ANDRADE, 1993; JUSTNES et al., 1997) citam que os valores do coeficiente de difusão que devem ser empregados para o cálculo da vida útil de uma estrutura de concreto armado são aqueles obtidos através do ensaio realizado em estado não estacionário, onde o transporte de íons obedece a 2ª Lei de Fick, e não através do ensaio de migração em estado estacionário (D_{ef}). Contudo, a realização de um experimento para se obter os valores do coeficiente de difusão em estado não estacionário (chamado de coeficiente de difusão aparente – D_a) consumiria muito tempo, principalmente para o caso dos concretos com baixas relações a/c e com adições (LOPES, 1999; HOFFMANN, 2001).

A fim de minimizar a diferença existente entre os coeficientes de difusão de cloretos em estado não estacionário dos coeficientes obtidos através de ensaios de migração, SHA' AT et al. (1994) desenvolveram um modelo matemático representado pela Equação 8.2.

$$\left(\frac{C_t}{C_0}\right) = \text{erfc} \left\{ \frac{\left[L - \left(\frac{zF\Delta U D_a}{RTL} \right) \right]}{2\sqrt{D_a t}} \right\} \quad \text{Equação 8.2}$$

onde:

D_a = coeficiente de difusão aparente (cm^2/s);

C_t = concentração de cloretos na célula positiva no tempo t (mol/l);

C_0 = concentração inicial de cloretos na célula negativa (mol/l);

R = constante universal dos gases [1,9872 cal/(mol.K)];

T = temperatura (Kelvin);

L = espessura do corpo-de-prova (cm);

t = tempo (s);

z = carga elétrica (para cloretos $z=1$);

F = constante de Faraday [23063 cal/(volt. eq.)];

ΔU = diferença de potencial aplicada; e

$erfc$ = função de erro complementar de Gauss.

SHA'AT et al. (1994) mostraram que a formulação desenvolvida fornece valores para o coeficiente de difusão de cloretos através dos ensaios de migração comparáveis aos coeficientes de difusão obtidos por testes normais de difusão. Assim, a Equação 8.2 foi empregada para determinar o coeficiente de difusão aparente (D_a) de cloretos a ser utilizado no cálculo da previsão da vida útil de um elemento de concreto armado, embora exista a necessidade da realização de mais ensaios para comprovar a completa aplicabilidade da formulação proposta.

Sendo assim, foram realizados ensaios experimentais para obtenção dos coeficientes de difusão de cloretos para diferentes tipos de concreto. PEREIRA (2001) determinou tal parâmetro para concretos utilizando dois tipos de cimento: o CP II F e o CP IV. A pesquisadora adotou 5 níveis de relação a/c (0,28, 0,35, 0,45, 0,6 e 0,75), 5 temperaturas de exposição (5, 15, 25 e 30 e 40°C) e 5 idades de ensaio (7, 14, 28, 63 e 91 dias) para cada cimento avaliado. Já HOFFMANN (2001) empregou o cimento CP V ARI com diferentes teores de adição de sílica ativa (5%, 10%, 15% e 20%), mantendo as mesmas relações a/c, temperaturas de exposição durante a cura e as idades de ensaio adotadas por PEREIRA (2001). Tanto os valores dos coeficientes de difusão de cloretos quanto a influência dos parâmetros de controle nos valores obtidos serão apresentados e analisados no item 9.1.

8.3 Análise de Confiabilidade

8.3.1 Tipo de Distribuição Adotado para a Vida Útil das Estruturas

Para o presente trabalho tomou-se como base a proposta apresentada pelo CEB (1997) e por SIEMES et al. (1998) para se prever a vida útil de projeto de uma estrutura, onde a mesma pode ser representada por uma determinada função densidade de probabilidade, conforme mostrado na Figura 8.5. Suponha que se queira construir uma determinada estrutura para que a mesma tenha uma vida útil

de L anos. Contudo, é necessário que se tenha uma garantia de que a mesma vai atingir o valor previsto com uma determinada probabilidade de ocorrência. Para tanto, adiciona-se um índice ao valor da vida útil desejada, estabelecendo assim uma vida útil média de projeto, representada por μ . Desta forma, tem-se que a vida útil média de projeto serviria para garantir que a estrutura atingisse, com uma probabilidade estabelecida, a vida útil especificada (L).

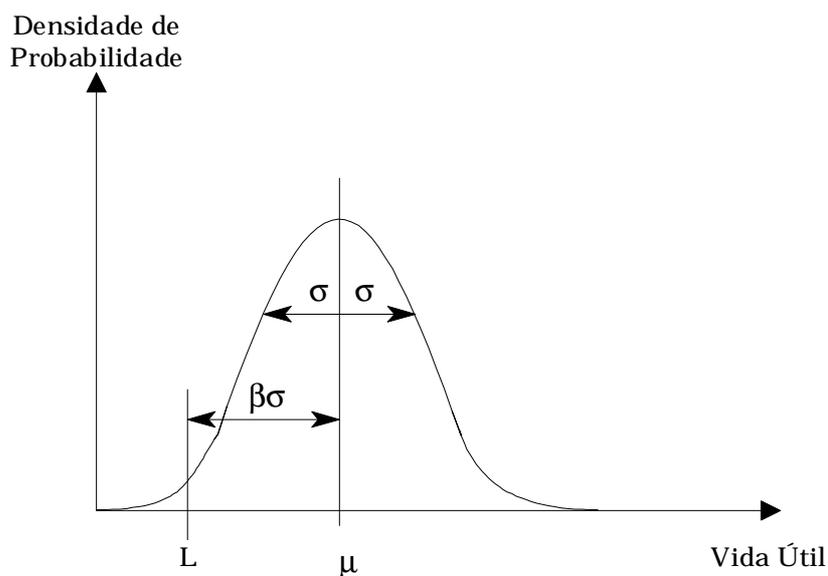


Figura 8.5 Distribuição genérica da vida útil das estruturas (CEB, 1997; SIEMES et al., 1998)

Em tal proposição admite-se que a vida útil das estruturas de concreto armado pode ser modelada através de um determinado tipo de distribuição estatística. Um questionamento que se faz necessário diz respeito à definição do tipo de distribuição estatística que melhor represente a vida útil das estruturas, onde os seguintes pontos devem ser levados em consideração:

- o domínio da função escolhida é um fator de fundamental importância. Por exemplo, para distribuições do tipo normal ou Gaussiana, os limites são de $-\infty$ até $+\infty$. Conseqüentemente, como a vida útil de uma estrutura não pode apresentar valores negativos, o emprego de formulações desse tipo pode levar a indeterminações no momento da modelagem pelos processos analíticos e/ou numéricos; e
- o número de parâmetros necessários para a formulação deve ser tal que possa ser coletado na prática e que ofereça significância nos resultados obtidos. Em termos estatísticos, a média (1º momento) e a variância (2º momento) são suficientes para caracterizar uma distribuição (ANG e TANG, 1975). Desta

forma, a adoção de modelos com três ou mais parâmetros pode se tornar um complicador na determinação da vida útil das estruturas.

Como exemplo, foram testadas quatro tipos de distribuições para uma mesma vida útil média, admitida como sendo igual a 88 anos, onde considerou-se o mesmo desvio-padrão ($\sigma = 0,3 \mu$) para todas as funções densidade de probabilidade. Os tipos de distribuição avaliados estão apresentados na Tabela 8.2, enquanto que a comparação gráfica entre as mesmas está mostrada na Figura 8.6.

Tabela 8.2 Distribuições estatísticas empregadas para a análise (ANG e TANG, 1975; ELSAYED, 1996)

Distribuição	Densidade de probabilidade	Parâmetros	Intervalos
Lognormal	$f(t) = \frac{1}{\sigma t \sqrt{2\pi}} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \mu}{\sigma} \right)^2 \right]$	σ, μ	$-\infty < \mu < +\infty,$ $t > 0, \sigma > 0$
Normal ou Gaussiana	$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\mu\sigma^2}} e^{-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}}$	μ, σ	$-\infty < t < +\infty$
Gama	$f(t) = \frac{t^{\gamma-1}}{\theta^\gamma \Gamma(\gamma)} e^{-\frac{t}{\theta}}$	θ, γ	$t > 0$
Gumbel	$f(t) = \exp[-e^{-\alpha(t-u)}]$	u, α	$-\infty < t < +\infty$

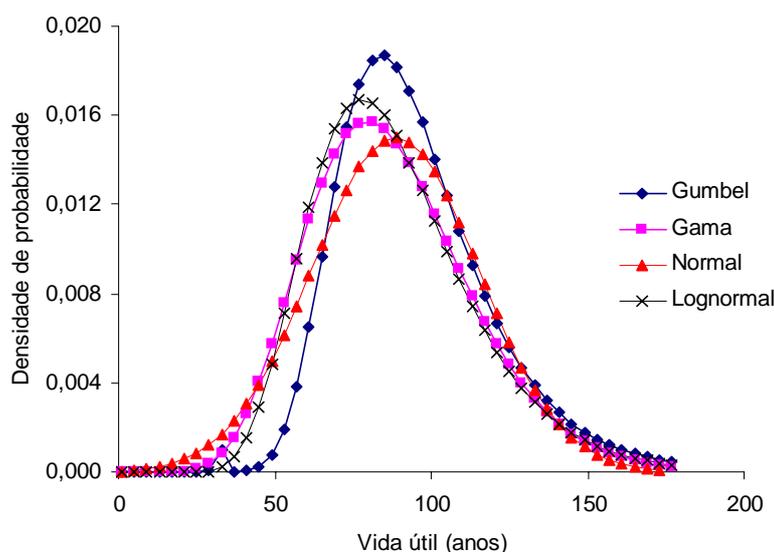


Figura 8.6 Comparação entre diversas funções de distribuição para uma mesma vida útil média (88 anos)

Observa-se que os gráficos das diversas distribuições apresentaram configurações semelhantes, excetuando-se a distribuição de Gumbel, que mostrou um ligeiro deslocamento com relação às demais.

Como pôde ser observado, a escolha da distribuição para melhor representar a vida útil de uma estrutura passa por uma avaliação estatística das características particulares de cada função. Alguns autores (SIEMES et al., 1985; POULDER, 1998; ENRIGHT et al., 1998; MATSUSHIMA et al., 1998; LOUNIS et al., 2001) consideram que tal propriedade pode ser adequadamente modelada através de uma distribuição do tipo lognormal. Desta forma, com base nas colocações apresentadas nos parágrafos precedentes, convencionou-se que a vida útil das estruturas no presente trabalho será representada por uma distribuição lognormal.

8.3.2 Método de Análise de Confiabilidade Adotado

Conforme comentado no item 7.4, existem alguns procedimentos que são empregados para a realização das análises de confiabilidade, como os métodos de integração analítica, integração numérica, aproximação numérica e os processos de simulação. Dentre estes, os métodos de aproximação numérica, que são exemplificados pelo Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method* – FORM) e pelo Método de Confiabilidade de Segunda Ordem (*Second Order Reliability Method* – SORM) e os processos de simulação, representado principalmente pelo Método de Simulação de Monte Carlo, são os mais empregados nas análises de confiabilidade (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; DURACRETE, 1999).

A escolha do procedimento que vai ser utilizado nas análises vai depender do nível de complexidade das funções de estado limite adotadas, da resposta desejada para o sistema e do tempo de processamento necessário para a obtenção do índice de confiabilidade (ENGELUND, 1997). Verifica-se que tais pontos são bem conhecidos para o caso da análise da confiabilidade de sistemas estruturais (ANG e TANG, 1984). Para o caso específico da aplicação desse conceito na previsão da vida útil das estruturas de concreto armado, na grande maioria das pesquisas efetuadas recentemente (ENRIGHT et al., 1998; STEWART et al., 1998; MATSUSHIMA et al., 1998; LOUNIS et al., 2001), é empregado o método de simulação de Monte Carlo para se obter o índice de confiabilidade associado a uma determinada probabilidade de falha no tempo. Em função dos resultados satisfatórios obtidos em pesquisas semelhantes através do uso de tal método, o mesmo será adotado para a obtenção dos índices de confiabilidade e das probabilidades de falha no presente trabalho. Vale salientar que os cálculos foram realizados através de um programa

computacional, feito em linguagem FORTRAN 32 (GOMES, 1997). A descrição e a forma de utilização do programa estão apresentados no Anexo 1.

8.3.3 Definição do Índice de Confiabilidade

A definição do valor do índice de confiabilidade (β) depende de uma série de fatores, onde o mais importante deles é o que diz respeito aos níveis de desempenho definidos para a estrutura. Estes devem ser previamente especificados pelo projetista, a fim de separar claramente os limites entre os estados de falha e segurança estabelecidos. Desta forma, o conceito dos dois principais estados limites que serão empregados nessa abordagem estão explicitados a seguir (SIEMES et al., 1998):

- Estados limites últimos, que se referem a eventos que apresentam conseqüências irreversíveis, geralmente associados com elevados prejuízos financeiros e/ou perdas humanas; e
- estados limites de serviço, que estão relacionados a eventos que restringem de alguma forma a adequada utilização da estrutura. Neste caso em particular, os prejuízos de ordem econômica são restritos e as perdas humanas não são esperadas.

A aplicação efetiva de tal conceito foi realizada por SIEMES et al. (1998) e pela União Européia (DURACRETE, 1999), onde foram apresentados alguns índices de confiabilidade extraídos do EUROCODE e dos Institutos e/ou Organismos Normalizadores da Holanda, Suíça, Alemanha, Escandinávia e dos Estados Unidos, conforme consta na Tabela 8.3.

Tabela 8.3 Probabilidades de falha associadas a diferentes exigências de desempenho (SIEMES et al., 1998; DURACRETE, 1999)

Tipo de desempenho requerido	Índice de confiabilidade (β) para um período de 50 anos						P_f aproximada
	EUROCODE	Holanda	Suíça	Alemanha	Escandinávia	EUA	
Estados limites últimos	3,8	3,6	4,0	4,7	4,2	3,0	10^{-4}
Estados limites de serviço	1,5	–	–	–	–	–	10^{-2}

Pode-se observar que existe uma definição bem clara dos estados limites últimos, pois estão diretamente relacionados com a probabilidade de ruína de um sistema estrutural. Já para o caso dos estados limites de serviço, observa-se a inexistência de pesquisas sistemáticas que definam claramente os índices de confiabilidade desejados para tal nível de desempenho, principalmente em função da grande quantidade de formas de degradação existentes e da dificuldade em se definir claramente tal estado limite para cada estrutura em particular.

Considerando esta abordagem, SIEMES et al. (1998) colocam que, a fim de se obter uma vida útil de 50 anos (relacionado ao estado limite de serviço) para uma determinada estrutura, admitindo uma probabilidade de falha de 1 em 100, deve-se ter uma vida útil média de 88 anos (Tabela 8.4). Segundo os autores, tal valor deve ser considerado como sendo um referencial para a atividade de projeto da estrutura, a fim de garantir que o nível de desempenho da mesma fique acima de um nível mínimo desejado.

Tabela 8.4 Vida útil média associada aos índices de confiabilidade e à vida útil requerida (SIEMES et al., 1998)

Tipo de desempenho requerido	Vida útil média (μ) – (dist. lognormal)	
	50 anos	100 anos
Estágios limites de segurança ($\beta = 3,6$)	150	300
Estágios limites de serviço ($\beta = 1,8$)	88	177

Assim, será possível adotar uma probabilidade de falha referente à ocorrência de um determinado evento, que estará relacionada a um estado limite previamente estabelecido. Imaginando-se uma situação de uma estrutura onde a mesma seria construída em área salina, pode-se especificar um índice de confiabilidade mais adequado a um determinado estado limite de utilização (representado fisicamente pela despassivação das armaduras por cloretos), extraíndo-se um índice de confiabilidade a ser especificado para a situação. Segundo SCHIESSL et al. (1999), a escolha de um valor (ou de uma faixa de variação) para o índice de confiabilidade deve levar em consideração as conseqüências da falha em termos de perdas humanas e/ou prejuízos econômicos graves e o esforço necessário para se reduzir a probabilidade de falha dentro de uma situação específica.

Baseado nessa nova abordagem relacionada à atividade de projeto das estruturas de concreto armado com vistas à sua durabilidade, procurou-se empregar tais premissas na determinação do tempo necessário para que ocorra a despassivação das armaduras considerando a ação dos íons cloreto. Dentro deste

conceito, a relação existente entre a aplicação dos princípios da confiabilidade e o fenômeno de penetração de cloretos no concreto pode ser representada graficamente através da Figura 8.7.

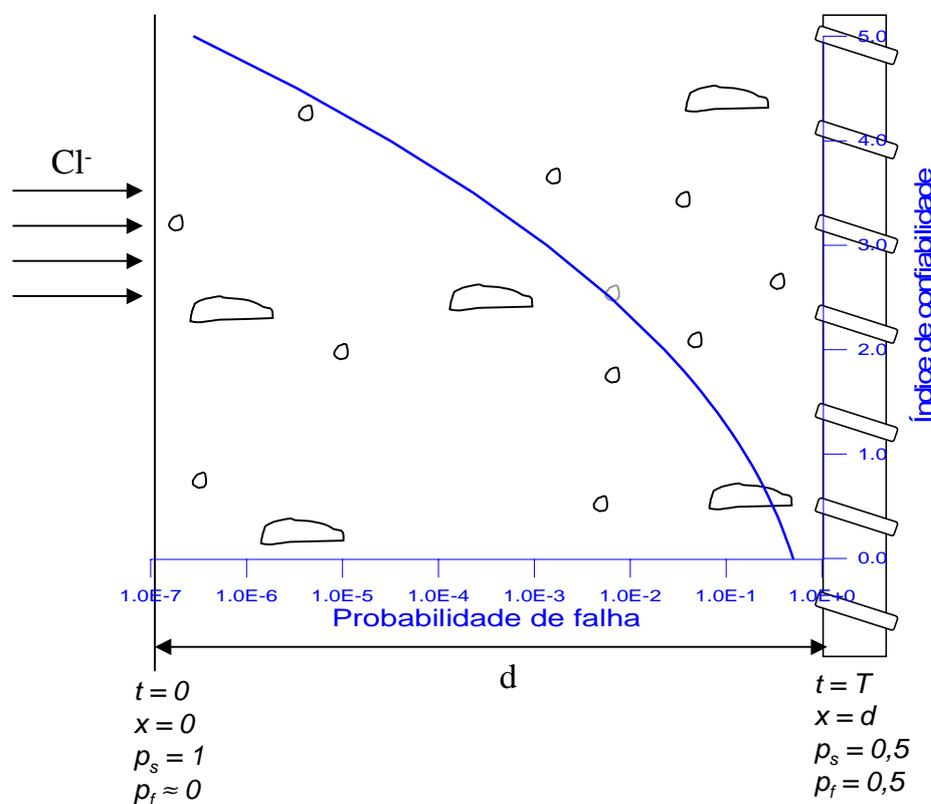


Figura 8.7 Representação gráfica da relação existente entre o índice de confiabilidade, a probabilidade de falha e a penetração de cloretos no concreto

Quando a estrutura é imediatamente inserida em um ambiente contendo cloretos ($t = 0$), a confiabilidade da mesma é máxima, ou seja, a probabilidade de falha tende a valores muito próximos a zero. Contudo, à medida que os íons cloreto começam a penetrar pela espessura de cobertura do concreto (d), o índice de confiabilidade tende a diminuir até o instante ($t = T$) onde ocorre a despassivação das barras. Vale salientar que esse teor de cloretos responsável pela despassivação seria igual à concentração crítica (C_{cr}), admitindo-se esta como sendo igual a 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento (HELENE, 1993).

Assim, observa-se que a definição adequada do índice de confiabilidade que deve ser prescrito para uma estrutura em particular depende de uma série de fatores. Os Códigos Internacionais, como o EUROCODE (SIEMES et al., 1998), adotam valores de probabilidade de falha (p_f) para os estados limites de utilização iguais a 1%. No entanto, para se obter tal valor de p_f , as exigências de qualidade para os concretos convencionais seriam excessivamente elevadas. Por exemplo,

considere-se um concreto de elevado desempenho, que apresente uma relação a/c igual a 0,30, com 25% de substituição de cimento por escória de alto forno e adição de 8 % de sílica ativa sobre a massa de cimento. Tal material irá apresentar um coeficiente de difusão – considerando uma temperatura ambiente de 23°C a uma idade de 180 dias – aproximadamente igual a 0,104 cm^2/ano (McGRATH, 1996). Para se obter uma probabilidade de falha igual a 1% para um período de 50 anos, empregando a 2ª Lei de Fick como modelo de penetração de cloretos no concreto e adotando-se os dados relativos às variáveis básicas apresentados no Tabela 8.5, tal concreto deveria apresentar uma espessura de cobrimento média aproximadamente igual a 5,0 cm.

Tabela 8.5 Propriedades das variáveis básicas empregadas para o exemplo proposto

Variável	Unidade	Média (μ)	COV ¹	Distribuição
Coeficiente de difusão de cloretos	cm^2/ano	0,104	0,10	Lognormal
Concentração superficial de cloretos	%	1,5		
Concentração crítica de cloretos	%	0,4		

¹Coeficiente de variação

De acordo com a situação apresentada, para que sejam obtidos baixos valores de p_f , relacionados à despassivação das armaduras por cloretos, poderiam ocorrer acréscimos significativos no custo inicial da estrutura. Essa elevação do custo inicial ocorreria principalmente devido a um dos seguintes fatores: a presença de adições, a necessidade da utilização de aditivos superplastificantes para que se obtenha a trabalhabilidade requerida no momento da concretagem, o maior consumo de cimento, a elevação da espessura de cobrimento às armaduras e os esforços relacionados à obtenção dos níveis de controle de qualidade de execução da obra (mistura, transporte, lançamento, adensamento e, principalmente, a cura do concreto). Além disso, deve-se considerar que para a grande maioria das obras convencionais não são especificados concretos com características técnicas tão singulares quanto às apresentadas no exemplo realizado.

Considerando as considerações apresentadas, e na falta de um valor mais adequado às condições executivas de uma estrutura de concreto armado convencional, estabeleceu-se um valor de p_f para a realização das previsões de vida útil no presente trabalho. O valor escolhido foi igual a 0,2, que corresponde a um índice de confiabilidade aproximadamente igual a 0,84. Tal índice de confiabilidade está bem abaixo dos valores determinados pelos Códigos Internacionais (Tabela 8.3). Porém, uma consideração importante deve ser realizada a esse respeito: como a propagação do processo corrosivo só ocorre quando a concentração crítica de cloretos atinge as proximidades da armadura, admite-se que para o valor de p_f apresentado

existe tempo suficiente para que as atividades de manutenção (como a aplicação de pinturas de proteção e/ou recomposição da camada de cobertura do concreto, entre outras especificadas em HELENE, 1992) possam ser iniciadas nos pontos críticos da estrutura, sem que ocorra a despassivação das armaduras.

Vale salientar que o índice de confiabilidade adotado pode ser alterado, de acordo com critérios estabelecidos na etapa de projeto das estruturas, onde maiores estudos devem ser realizados a fim de que seja estabelecida uma relação racional e inteligente entre tal fator e as questões técnicas e econômicas de uma obra em particular.

Desta forma, com base nas considerações apresentadas até o presente momento, propõe-se tentar inferir a vida útil de projeto de uma estrutura em concreto armado – com relação ao período de despassivação por cloretos – a fim de fornecer dados significativos para a atividade de projeto de estruturas novas.

8.3.4 Definição das Funções de Estado Limite

O próximo passo para a realização das análises de confiabilidade está relacionado à determinação de um modelo matemático que melhor represente a penetração de cloretos no concreto. Para tanto, foram avaliadas três formulações que consideram diferentes condições para cada um dos parâmetros básicos envolvidos: o modelo representado pela 2ª Lei de Fick, descrito em COLLEPARDI (1972) – doravante chamado simplesmente modelo de Fick –, a formulação apresentada por UJI et al. (1990) e o modelo proposto por MEJLBRO (1996).

Para todos os modelos avaliados admitiu-se que o limite entre os estados de falha e segurança, relacionado ao fenômeno da despassivação das armaduras, seria atingido quando a concentração de cloretos nas proximidades das barras em um determinado tempo t – representada por $C(x,t)$ – fosse igual à concentração crítica necessária para a despassivação (C_{cr}). Considerando tal assertiva, a função de estado limite estabelecida através da 2ª Lei de Fick pode ser representada pela Equação 8.3.

$$C_{cr} = C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{tD}} \right) \therefore C(x,t) - C_{cr} = 0 \quad \text{Equação 8.3}$$

onde:

$C(x,t)$ = concentração de cloretos no concreto nas proximidades da armadura em um tempo t (%);

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

C_i = concentração inicial de cloretos no concreto (%);
 C_s = concentração de cloretos (constante) na superfície de concreto (%);
 x = espessura de cobrimento às armaduras (cm);
 t = tempo de exposição (anos);
 D = coeficiente de difusão de cloretos (constante) (cm²/ano); e
 $erf(z)$ = função de erro de Gauss.

A fim de incorporar a variação da concentração superficial de cloretos no tempo na realização das análises, empregou-se a formulação proposta por UJI et al. (1990) para representar a penetração de cloretos no concreto (Equação 8.4).

$$C_{cr} = C(x, t) = k\sqrt{t} \cdot \left\{ e^{-\frac{x^2}{4Dt}} - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\} \therefore C(x, t) - C_{cr} = 0 \quad \text{Equação 8.4}$$

onde:

$C(x, t)$ = concentração de cloretos no concreto nas proximidades da armadura em um tempo t ;

k = concentração de cloretos na superfície do concreto quando $t = 1$ ano (%);

x = espessura de cobrimento às armaduras (cm);

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

t = tempo de exposição (anos);

D = coeficiente de difusão de cloretos (constante) (cm²/ano); e

erfc = função de erro complementar de Gauss.

Conforme já explicado anteriormente, MEJLBRO (1996) resolveu a 2ª Lei de Fick, considerando a variação tanto da concentração superficial de cloretos quanto do coeficiente de difusão nas previsões de vida útil. A formulação apresentada pelo autor também foi utilizada para se realizar as previsões de vida útil, sendo que a função de estado limite correspondente está apresentada na Equação 8.5.

$$C_{cr} = C(x, t) = C_i + [C_s(t) - C_i] \cdot \Psi_p \left(\frac{x}{2\sqrt{(t - t_{ex})D(t)}} \right) \therefore C(x, t) - C_{cr} = 0 \quad \text{Equação 8.5}$$

onde:

$C(x, t)$ = concentração de cloretos no concreto nas proximidades da armadura em um tempo t ;

C_i = concentração inicial de cloretos no interior do concreto (%);

C_{cr} = concentração crítica de cloretos nas proximidades da armadura (%);
 $C_s(t)$ = concentração superficial de cloretos em função do tempo (%);
 x = espessura de cobrimento às armaduras (cm);
 t_{ex} = momento da primeira exposição da estrutura aos cloretos (anos);
 t = tempo de exposição (anos);
 $D(t)$ = coeficiente de difusão de cloretos variável no tempo (cm²/ano);
 Ψ_p = função tabulada por MEJLBRO (1996).

Admitindo as três funções de estado limite descritas acima como representativas da penetração de cloretos no concreto, estar-se-á contemplando a importante e necessária evolução das formas de previsão da vida útil das estruturas. Esta considera a formulação menos realística, que leva em conta a constância dos valores de D e C_s , até um modelo mais elaborado que contemple a variação de tais fatores simultaneamente no decorrer do tempo.

8.3.5 Número de Simulações Realizadas

Definida a forma de análise de confiabilidade, efetuou-se um estudo prévio para se determinar qual o número de simulações que deveriam ser realizadas para cada modelo avaliado. Tal procedimento é muito importante dentro dos métodos de simulação numérica, principalmente nos casos onde as funções de estado limite possuem um elevado número de variáveis (SILVA, 1998). De acordo com MELCHERS (1987) e GOMES (1997), a precisão dos resultados das análises de confiabilidade pode ser avaliada através do coeficiente de variação da probabilidade de falha [COV(P_f)] que é obtida como resposta, onde observa-se que quanto maior o número de simulações realizadas, menor o valor de COV(P_f).

Além disso, pode-se verificar que com o aumento do número de simulações, maior o tempo necessário para a realização dos cálculos de confiabilidade. Um exemplo genérico da relação existente entre o número de simulações, a variabilidade da probabilidade de falha e o tempo de processamento está apresentado na Figura 8.8.

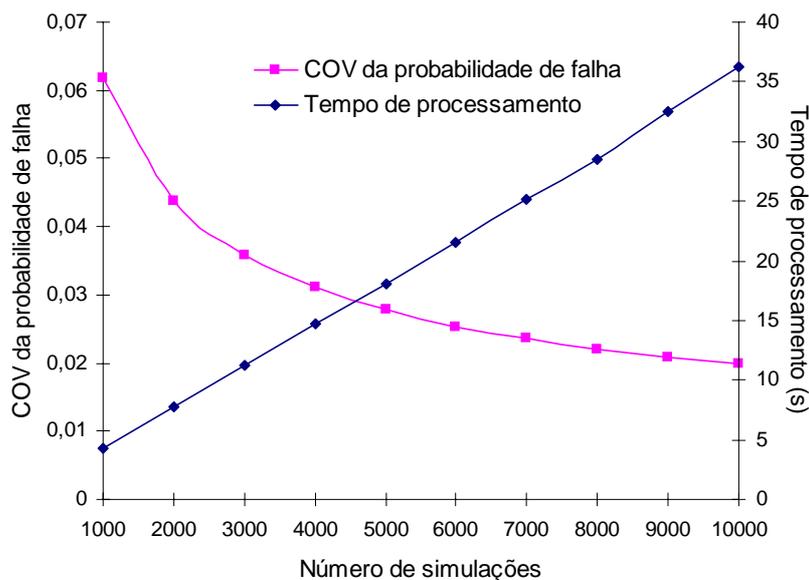


Figura 8.8 Relação entre o número de simulações, o tempo de processamento e a variabilidade da probabilidade de falha

Considerando estes resultados, decidiu-se realizar uma avaliação entre os modelos de Fick, UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996) para se determinar qual o número de simulações a ser adotado para a realização das análises de confiabilidade. Primeiramente verificou-se a influência do número de simulações no COV da probabilidade de falha para cada modelo, conforme pode-se observar na Figura 8.9.

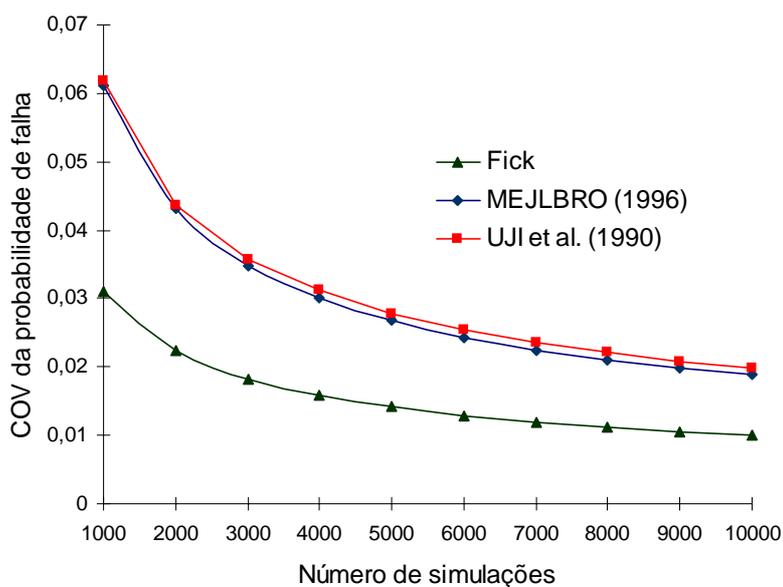


Figura 8.9 Relação entre o número de simulações e a variabilidade da resposta para os modelos avaliados

De uma forma geral, tem-se que o COV da probabilidade de falha apresenta uma diminuição notável até as 5000 simulações. A partir desse ponto, observa-se um decréscimo mais gradativo, à medida que se aumenta a quantidade de simulações, onde os valores do COV ficaram em torno de 0,03. Segundo GOMES (2001), valores da ordem de 0,05 para o COV da probabilidade de falha são bons indicativos da precisão da resposta do sistema.

Já o tempo de processamento necessário para se obter o valor da p_f depende basicamente da complexidade da função de estado limite a ser resolvida, da plataforma computacional utilizada para o processamento e do número de simulações realizadas. Considerando que todas as simulações foram feitas em um mesmo equipamento – computador pessoal, com velocidade de processamento de 233 MHz e 64 Mb de memória RAM –, a relação entre o tempo de processamento e o número de simulações está mostrada na Figura 8.10.

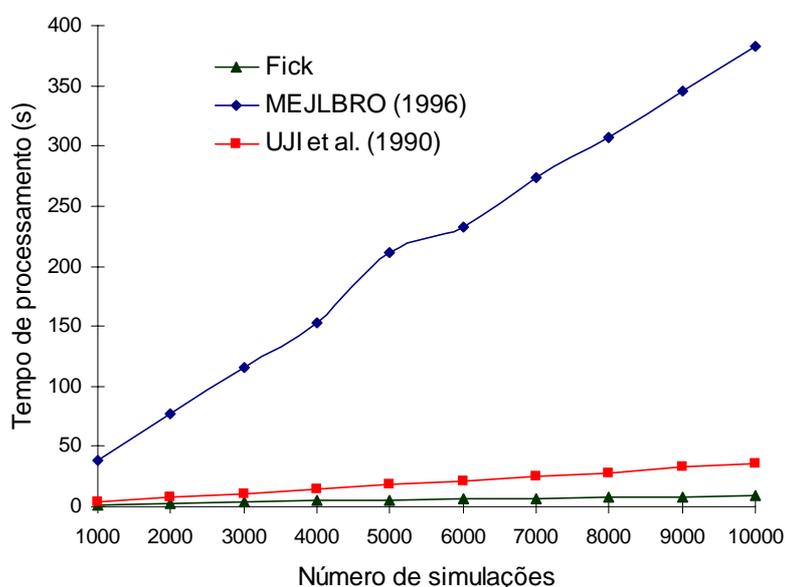


Figura 8.10 Relação entre o número de simulações e o tempo de processamento para os modelos avaliados

O modelo proposto por MEJLBRO (1996) apresenta o maior tempo de processamento para fornecer a probabilidade de falha associada, independentemente do número de simulações realizadas, seguido do modelo proposto por UJI et al. (1990) e do modelo de Fick. Tal fato ocorre devido à própria complexidade das formulações, onde o tempo de processamento é maior para os casos onde são efetuadas mais operações para a obtenção do resultado final.

Em função das considerações apresentadas anteriormente, definiu-se que seriam realizadas 5000 simulações nos cálculos da análise de confiabilidade. Tal

valor também foi adotado nas análises realizadas por ENRIGHT et al. (1998), onde tanto o tempo de processamento quanto o coeficiente de variação da probabilidade de falha foram considerados aceitáveis para o presente caso.

8.3.6 Análise de Sensibilidade

O objetivo básico de uma análise de sensibilidade é verificar o nível de variação na resposta de um sistema quando os valores de um determinado parâmetro são alterados, dentro de limites considerados realisticamente aceitáveis (BODDY et al., 1999). Os resultados oriundos da análise de sensibilidade servem como um indicativo para a definição de valores (ou faixas de variação) para as médias e/ou para as variabilidades (desvios-padrão ou coeficientes de variação) das variáveis básicas que influenciam em um determinado fenômeno, ou seja, verificar a resposta do sistema quando os valores de uma determinada propriedade são alterados, mantendo-se os demais constantes.

No presente trabalho realizou-se a análise de sensibilidade considerando as variáveis básicas que compõem os modelos apresentados no item 8.3.4. Para tanto, arbitrou-se um valor médio para as variáveis e observou-se o comportamento da resposta quando foram realizadas alterações nos valores dos coeficientes de variação das mesmas, considerando-se cada modelo específico. Os valores médios e os respectivos coeficientes de variação (COV) de cada parâmetro que foram adotados na análise de sensibilidade para os três modelos avaliados estão apresentados na Tabela 8.6.

Tabela 8.6 Variabilidades assumidas para a realização da análise de sensibilidade

Variável básica	Média	COV
Espessura de cobrimento (cm)	3,0	0,1
		0,2
		0,3
		0,4
		0,5
		0,6
Coeficiente de difusão (cm ² /ano)	0,2	0,1
		0,2
		0,3
		0,4
		0,5
		0,6
Concentração superficial de cloretos (%)	1,5	0,1
		0,2
		0,3
		0,4
		0,5
		0,6
Concentração crítica de cloretos (%)	0,4	0,1
		0,2
		0,3
		0,4
		0,5
		0,6
k (%)	0,63	0,1
		0,2
		0,3
		0,4
		0,5
		0,6
Relação a/c	0,60	0,1
		0,2
		0,3
		0,4
		0,5
		0,6

Empregou-se o método de Monte Carlo com Amostragem por Importância para a realização das previsões, admitindo-se que todas as variáveis apresentam uma distribuição do tipo lognormal.

Primeiramente foram realizadas comparações entre o coeficiente de variação das variáveis básicas e os seus efeitos no tempo médio de despassivação. Para tanto, estabeleceu-se uma relação entre o tempo para despassivação obtido através das simulações considerando os valores do coeficiente de variação mostrados na Tabela

8.6, denominado de $T_{d(COV)}$, e o tempo médio de despassivação, sem considerar nenhuma variação dos parâmetros básicos, chamado de $T_{d(COV=0)}$. O resultado desta análise para o caso da 2ª Lei de Fick está apresentado na Figura 8.11, enquanto que os resultados considerando os modelos propostos por UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996) estão mostrados na Figura 8.12 e na Figura 8.13, respectivamente.

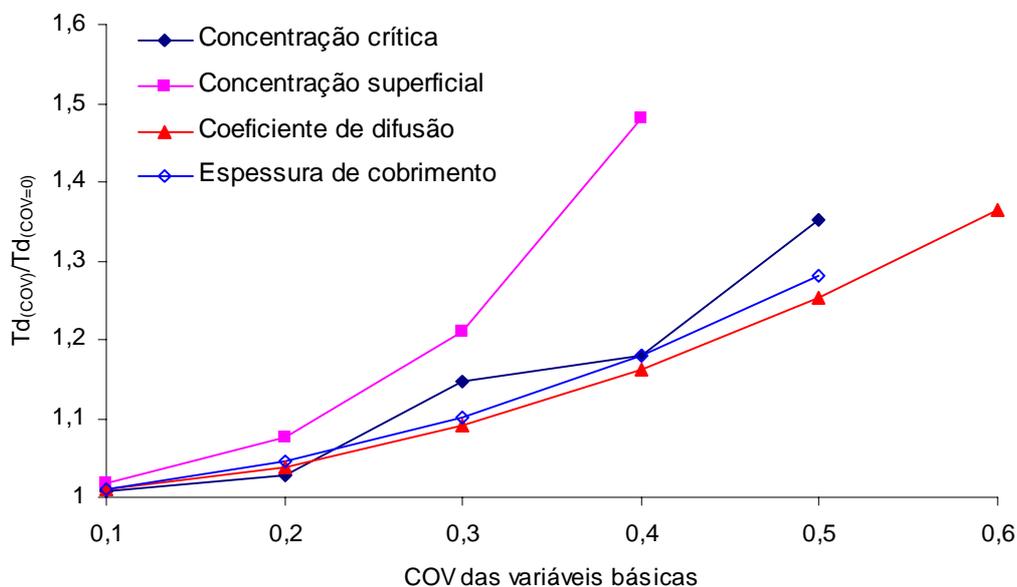


Figura 8.11 Efeito do coeficiente de variação das variáveis básicas no tempo médio de despassivação para a 2ª Lei de Fick

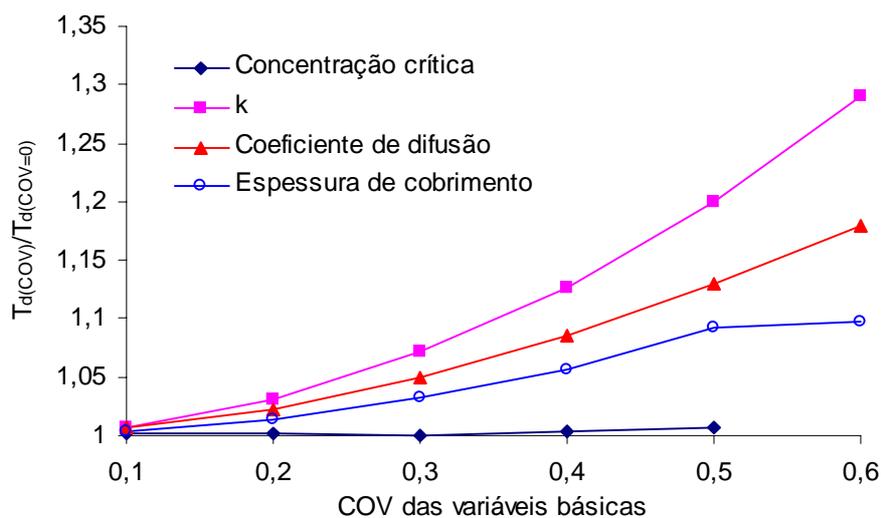


Figura 8.12 Efeito do coeficiente de variação das variáveis básicas no tempo médio de despassivação para o modelo proposto por UJI et al. (1990)

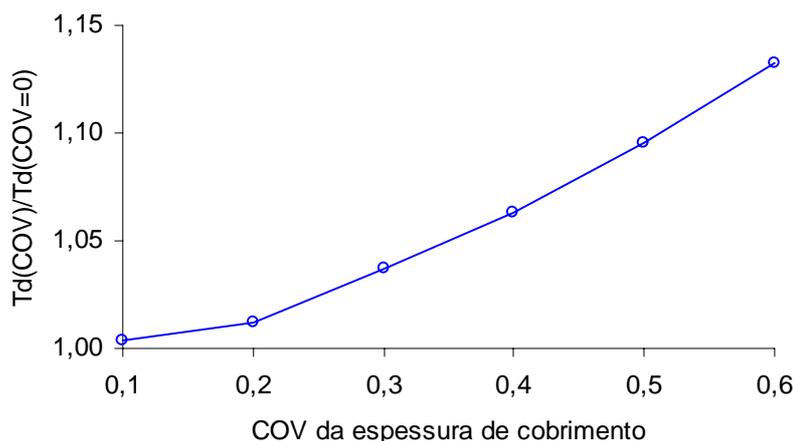


Figura 8.13 Efeito do coeficiente de variação da espessura de revestimento no tempo médio de despassivação para o modelo proposto por MEJLBRO (1996)

Observa-se que quando o COV das variáveis básicas são alterados há um aumento mais pronunciado no tempo de despassivação. Esse ligeiro acréscimo da vida útil de projeto foi também observado por ENRIGHT et al. (1998) onde, segundo os autores, tal fato está relacionado com o tipo de distribuição adotado (lognormal) para as variáveis básicas.

O efeito da mudança do COV de cada uma das variáveis básicas no tempo para despassivação encontra-se apresentado na Figura 8.14, na Figura 8.15 e na Figura 8.16 considerando respectivamente a 2ª Lei de Fick, e os modelos propostos por UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996).

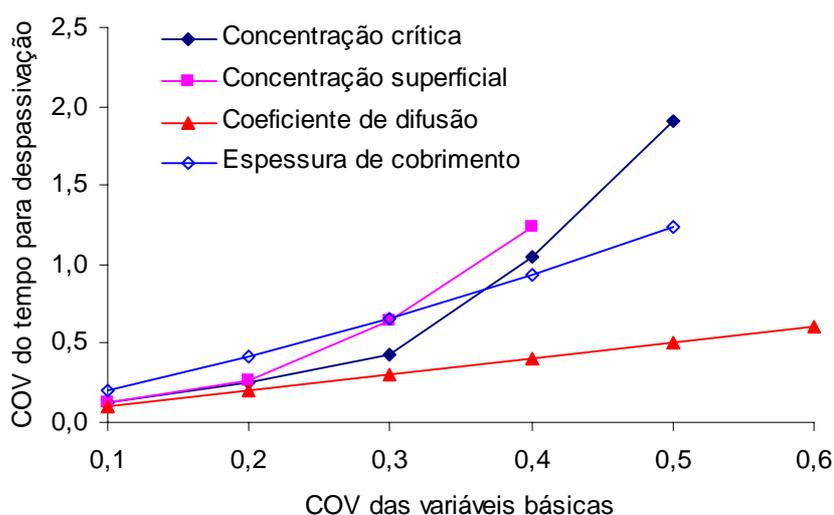


Figura 8.14 Efeito do COV das variáveis básicas na variabilidade da vida útil de projeto, de acordo com a 2ª Lei de Fick

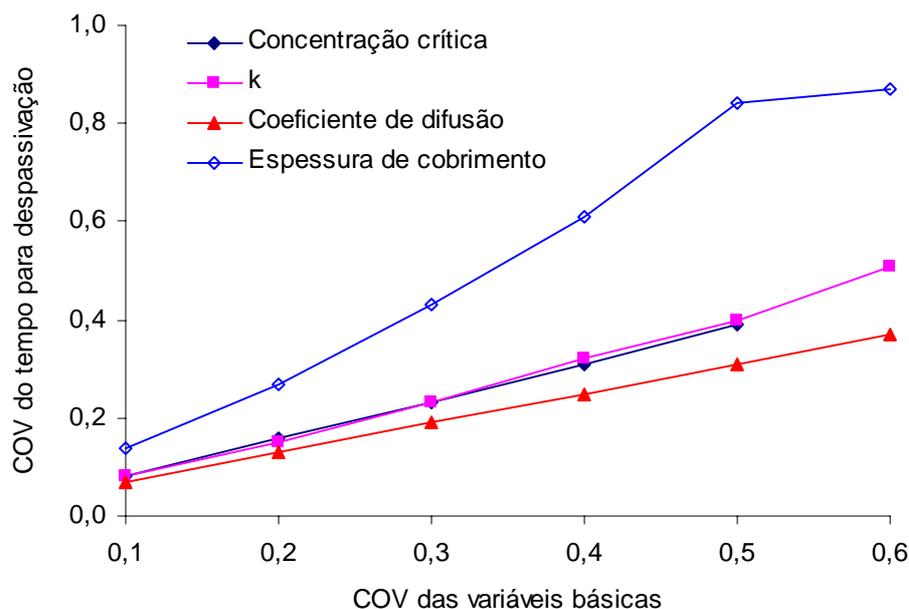


Figura 8.15 Efeito do COV das variáveis básicas na variabilidade da vida útil de projeto, de acordo com o modelo proposto por UJI et al. (1990)

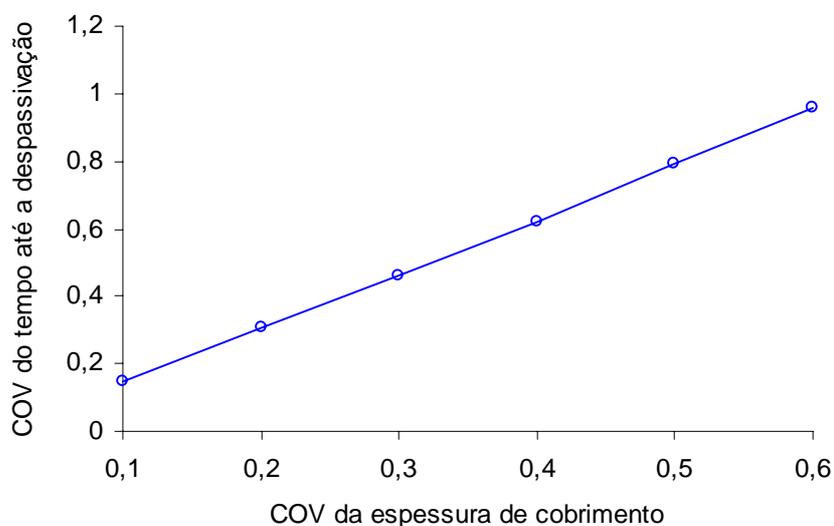


Figura 8.16 Efeito do COV da espessura de cobrimento na variabilidade da vida útil de projeto, de acordo com o modelo proposto por MEJLBRO (1996)

A análise paramétrica mostra que tanto o valor médio quanto o COV do tempo de iniciação aumentam com o crescimento do coeficiente de variação de cada uma das variáveis básicas. Em uma primeira análise, observando-se isoladamente a Figura 8.11, a Figura 8.12 e a Figura 8.13 poderia-se deduzir que, com o aumento do coeficiente de variação de uma variável, ter-se-ia como consequência um aumento da vida útil média de projeto da estrutura. No entanto, as conclusões com relação ao

tempo de despassivação devem ser tiradas através de uma análise que leve em consideração a variabilidade da resposta quando se alteram os COV das variáveis básicas, onde percebe-se que, embora haja um incremento na vida útil de projeto, a variabilidade do tempo de despassivação também aumenta. Tal fato também foi observado na análise de sensibilidade realizada por ENRIGHT et al. (1998), os quais colocam que a hipótese de se aumentar a vida útil de projeto com um aumento do COV das variáveis básicas deve ser totalmente descartada.

Para o caso do modelo proposto por Fick, tem-se que baixos valores do COV dos parâmetros não apresentam influência na variabilidade do tempo para despassivação. Contudo, a taxa de crescimento do coeficiente de variação do tempo de despassivação aumenta à medida que a variabilidade das concentrações superficial e crítica de cloretos crescem, principalmente para valores acima de 0,2. Já o aumento da variabilidade da espessura de cobrimento às armaduras e do coeficiente de difusão de cloretos acarreta um crescimento mais suave da variabilidade do tempo de despassivação.

De acordo com os resultados apresentados, pode-se estabelecer um conjunto de faixas de variação para o COV dos parâmetros que controlam a penetração de cloretos no concreto. Em tal procedimento devem ser consideradas tanto a vida útil de projeto desejada quanto o tipo de controle de qualidade admitido na execução dos elementos estruturais. Por exemplo, ao se minimizar o coeficiente de variação da espessura de cobrimento (adotando procedimentos adequados de execução dos elementos estruturais) pode-se inferir que a variabilidade do tempo de despassivação tende a diminuir, oferecendo uma maior garantia de que a vida útil de projeto especificada seja atingida.

8.3.7 Propriedades Estatísticas das Variáveis

Segundo SILVA (1998), um dos maiores problemas encontrados para o efetivo emprego dos métodos probabilísticos na previsão da vida útil das estruturas reside na caracterização estatística das variáveis básicas que influenciam nos processos de degradação, principalmente em função da dificuldade de se obter dados suficientes para caracterizar tais variáveis.

Uma alternativa possível é a recompilação de dados obtidos através da realização de inspeções em edifícios, da análise de casos encontrados na literatura especializada (principalmente publicações científicas) e através de consulta a material proveniente de órgãos ou institutos relacionados com a meteorologia e com o meio ambiente (SILVA, 1998). Observa-se que na bibliografia internacional já se encontra disponível uma razoável quantidade de dados que permite determinar as

propriedades estatísticas de determinados parâmetros, onde tal procedimento foi utilizado para a caracterização das variáveis no presente trabalho.

SIEMES et al. (1985) utilizaram os dados apresentados na Tabela 8.7 para investigar o efeito da corrosão de armaduras induzida pela carbonatação em vigas de concreto armado.

Tabela 8.7 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por SIEMES et al. (1985)

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de cobrimento ($e_n = 1,5$ cm) ¹	cm	2,0	0,25	Lognormal
Espessura de cobrimento ($e_n = 3,0$ cm) ¹	cm	3,5	0,14	Lognormal
Relação a/c	–	0,5	0,05	Lognormal
Taxa de corrosão	cm/ano	0,04	0,50	Lognormal
Diferença entre a profundidade de carbonatação máxima e a média	cm	0,5	0,20	Lognormal

¹ e_n = espessura de cobrimento nominal especificada no projeto

Com tais valores foram calculadas as probabilidades de falha associadas às diversas alternativas de projeto (como alterações na espessura de cobrimento), a fim de maximizar a vida útil dos elementos investigados.

ENRIGHT et al. (1998) realizaram uma análise de confiabilidade em vigas de pontes atacadas por corrosão, onde a modelagem da penetração de cloretos nos elementos estruturais foi feita empregando-se a 2ª Lei de Fick. A caracterização estatística das variáveis empregadas nas análises (que foram coletadas em estruturas similares nos Estados Unidos) está apresentada na Tabela 8.8.

Tabela 8.8 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por ENRIGHT et al. (1998)

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de revestimento	cm	3,81	0,05	Lognormal
		5,08	0,10	Lognormal
		6,35	0,20	Lognormal
		7,62	0,30	Lognormal
Coeficiente de difusão	cm ² /ano	0,32	0,05	Lognormal
		0,65	0,10	Lognormal
		1,29	0,15	Lognormal
		1,94	0,20	Lognormal
Concentração superficial	% ¹	0,28	0,05	Lognormal
		0,42	0,10	Lognormal
		0,56	0,15	Lognormal
Concentração crítica	% ¹	0,09	0,05	Lognormal
		0,10	0,10	Lognormal
		0,11	0,15	Lognormal

¹ em relação à massa de cimento

Um trabalho interessante foi realizado por THOFT-CHRISTENSEN (1998), onde o autor classificou as variáveis de acordo com o nível de degradação observado nas estruturas, conforme pode ser visto na Tabela 8.9.

Tabela 8.9 Distribuições dos parâmetros para modelagem do processo corrosivo (THOFT-CHRISTENSEN, 1998)

Nível de degradação	Variável	Unidade	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	Distribuição
Baixo	Concentração superficial de cloretos	%	0,575	0,038	Normal
	Coeficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,25	0,025	Normal
	Intensidade de corrosão	mA/cm ²	[1-2]		Uniforme ¹
Médio	Concentração superficial de cloretos	%	0,65	0,038	Normal
	Coeficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,30	0,025	Normal
	Intensidade de corrosão	mA/cm ²	[1,5-2,5]		Uniforme ¹
Alto	Concentração superficial de cloretos	%	0,725	0,038	Normal
	Coeficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,35	0,025	Normal
	Intensidade de corrosão	mA/cm ²	[2-3]		Uniforme ¹

¹dentro do intervalo apresentado

No mesmo trabalho o autor realizou estudos em uma ponte construída em 1975 existente na Inglaterra, onde alguns dos parâmetros empregados para a análise de confiabilidade estão apresentados na Tabela 8.10.

Tabela 8.10 Distribuição estatística das variáveis proposta por (THOFT-CHRISTENSEN, 1998)

Variável	Unidade	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	6,0	0,8	Normal
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,35	0,025	Normal
Concentração superficial de cloretos	%	1,08	0,072	Normal
Concentração crítica de cloretos	%	0,4	0,05	Normal
Resistência à compressão do concreto ¹	MPa	30	6	Lognormal

¹para corpos-de-prova cúbicos

Através de uma análise em uma ponte localizada no Canadá que apresentava 40 anos de vida útil, LOUNIS et al. (2001) encontraram os valores apresentados na Tabela 8.11 para os parâmetros básicos que foram adotados nas análises de confiabilidade realizadas pelos autores.

Tabela 8.11 Caracterização estatística das variáveis básicas apresentada por LOUNIS et al., 2001)

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	3,66	0,45	Normal
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,51	0,30	Lognormal
Concentração superficial de cloretos	%	1,27	0,40	Lognormal
Concentração crítica de cloretos	%	0,73	0,72	Lognormal

MATSUSHIMA et al. (1998) avaliaram a probabilidade de falha associada com a despassivação das armaduras, onde os dados relacionados às variáveis básicas foram obtidos através de inspeções realizadas nas estruturas localizadas na Baía de Tóquio (Tabela 8.12).

Tabela 8.12 Distribuições dos parâmetros para modelagem do processo corrosivo (MATSUSHIMA et al., 1998)

Variável	Unidade	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	1,45	0,77	Lognormal
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,21	0,15	Lognormal
Resistência à tração	kgf/cm ²	31,5	3,15	Normal
Concentração crítica de cloretos	kg/m ³	3,07	1,26	Lognormal

Outro trabalho interessante foi realizado por STEWART et al. (1998), onde os autores desenvolveram um modelo para o cálculo das probabilidades de falha devido à corrosão de armaduras em lajes de pontes nos Estados Unidos. A caracterização proposta pelos autores está apresentada na Tabela 8.13.

Tabela 8.13 Distribuição estatística das variáveis proposta por STEWART et al. (1998)

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,63	0,75	Lognormal
Concentração superficial de cloretos	kg/m ³	3,5	0,50	Lognormal
Concentração crítica de cloretos	kg/m ³	0,9	0,19	Uniforme ¹
Intensidade de corrosão	μ A/cm ²	1,0	0,20	Normal
Abertura máxima de fissuras	mm	0,45	0,19	Uniforme ²

¹dentro do intervalo [0,6–1,2]

²dentro do intervalo [0,3–0,6]

De acordo com estes dados, os valores do COV para o coeficiente de difusão de cloretos podem estar em uma faixa que vai de 0,3 até 1,6, sendo que o valor de 0,75 foi considerado característico para as estruturas. Tanto o valor médio quanto o coeficiente de variação estabelecidos para tal propriedade parecem refletir o comportamento associado à grande maioria dos tipos de concreto e condições de exposição nos Estados Unidos (STEWART et al., 1998).

Verifica-se que o valor médio encontrado para a concentração superficial de cloretos fica ao redor de 1% em relação à massa de cimento (admitindo que os concretos fabricados correntemente apresentem 350 kg de cimento por m³ de concreto). Deve-se observar que tal é reflexo de uma análise global considerando todos os Estados Unidos, onde o valor para cada Estado americano pode variar entre 1,2 e 8,2 kg/m³ (0,34 – 2,34% em relação à massa de cimento), dependendo da sua situação geográfica.

ZEMAJTIS (1998) fez uma avaliação dos tabuleiros de pontes existentes no Estado da Virgínia, nos Estados Unidos. O autor realizou um total de 2498 medidas da espessura de cobrimento às armaduras em 21 pontes da região. As medidas da concentração superficial de cloretos foram efetuadas em três dessas pontes, totalizando 156 amostras, enquanto que os valores dos coeficientes de difusão de cloretos foram obtidos através de ajustes de 35 perfis obtidos através das inspeções. Os resultados obtidos pelo autor encontram-se sumarizados na Tabela 8.14.

Tabela 8.14 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por ZEMAJTIS (1998)

Variável	Unidade	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	6,5	0,91	Normal
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,38	0,20	Gama
Concentração superficial de cloretos	kg/m ³	4,46	2,36	Gama

BREITENBUCHER et al. (1999) realizaram análises de confiabilidade para se determinar a provável vida útil de projeto de um túnel a ser construído na Holanda, onde a caracterização das variáveis empregada pelos pesquisadores encontra-se apresentada na Tabela 8.15.

Tabela 8.15 Distribuição estatística das variáveis proposta por BREITENBUCHER et al. (1999)

Variável	Unidade	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	3,7	3,7	Exponencial
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	1,50	0,22	Normal
Concentração superficial de cloretos	%	4,00	0,50	Normal
Concentração crítica de cloretos	%	0,70	0,10	Normal

VROUWENVELDER et al. (1999) analisaram as probabilidades de falha em uma viga biapoiada, considerando o efeito sinérgico da aplicação de cargas e da degradação do elemento através do fenômeno corrosivo. As variáveis analisadas pelos pesquisadores encontram-se caracterizadas na Tabela 8.16.

Tabela 8.16 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por VROUWENVELDER et al. (1999)

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	3,0	0,15	Lognormal
Coefficiente de difusão de cloretos	cm ² /ano	0,30	0,35	Lognormal
Concentração superficial de cloretos*	–	0,0095	0,20	Lognormal
Concentração crítica de cloretos*	–	0,0016	0,10	Normal
Resistência à compressão do concreto	MPa	43	0,12	Lognormal
Resistência à tração do aço	MPa	573	0,08	Lognormal
Carga aplicada	kN	80	0,10	Gumbel

* as unidades de tais parâmetros não encontram-se explicitamente descritas no trabalho dos autores

Tais valores foram obtidos através de um extenso estudo realizado através de um Projeto denominado BRITE EURAM, que é associado ao Projeto DURACRETE – *Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures*, sendo ambos mantidos pela Comissão Européia (VROUWENVELDER et al., 1999), podendo ser considerados representativos para um elevado percentual de estruturas correntes na Europa.

Existem poucos dados estatísticos publicados à respeito da relação a/c dos concretos. SILVA (1998) realizou um estudo analítico para se determinar o valor do coeficiente de variação da relação a/c para concretos que apresentam diferentes níveis de resistência, onde os resultados encontrados estão mostrados na Tabela 8.17.

Tabela 8.17 Variabilidade da relação a/c para vários tipos de concreto (SILVA, 1998)

Resistência à Compressão		Relação a/c		
Média (MPa)	COV (%)	Média (μ)	COV	Distribuição
20	0,10	0,836	0,05	Lognormal
30	0,10	0,666	0,07	Lognormal
40	0,10	0,548	0,07	Lognormal
20	0,20	0,841	0,11	Lognormal
30	0,20	0,666	0,13	Lognormal
40	0,20	0,550	0,14	Lognormal

Pode-se notar que o coeficiente de variação da relação a/c corresponde a aproximadamente 0,7 do coeficiente de variação da resistência dos concretos avaliados. Com base nesses valores, SILVA (1998) adotou tal relação para estabelecer a variabilidade da relação a/c nas análises realizadas.

De acordo com HELENE e TERZIAN (1993), a variabilidade da relação a/c depende da precisão das balanças no momento da pesagem do material, do adequado controle da umidade da areia e da precisão do enchimento e do rasamento

das caixas de medição, no caso de dosagem em volume. Segundo os autores, um coeficiente de variação adequado para tal propriedade fica entre 0,05 e 0,1.

GOMES et al. (1999) realizaram uma análise de confiabilidade em uma viga de concreto armado, onde os efeitos de carregamento e da degradação da mesma pela corrosão de armaduras induzida pela carbonatação foram adotados no estabelecimento da função de estado limite para o elemento avaliado. A caracterização de algumas das variáveis que são consideradas na formulação proposta pelos autores está apresentada na Tabela 8.18.

Tabela 8.18 Propriedades estatísticas das variáveis proposta por GOMES et al. (1999)

Variável	Unidade	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	Distribuição
Resistência à compressão do concreto	MPa	21,3	5	Lognormal
Relação a/c	–	0,59	0,059	Lognormal
Temperatura	°C	19	3,4	Normal
Umidade relativa	%	69	10	Normal
Intensidade de corrosão	$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	1,00	0,3	Lognormal
Concentração ambiental de CO_2	%	0,055	0,008	Normal

De acordo com MELCHERS (1987), uma distribuição do tipo normal é comumente adotada para se caracterizar a resistência à compressão de um concreto de boa qualidade. Ainda segundo o autor, para concretos com um baixo controle de produção, recomenda-se a adoção de uma distribuição do tipo lognormal. Tais colocações são endossadas por TORRENT, citado por HELENE e TERZIAN (1993), que considera que para coeficientes de variação superiores a 0,25 (25%), a distribuição lognormal se ajusta melhor aos dados de resistência.

MIRZA e MACGREGOR (1979) também colocam que a resistência à compressão do concreto *in situ* apresenta uma distribuição normal, onde a média e o coeficiente de variação podem ser expressos através da Equação 8.6 e da Equação 8.7, respectivamente.

$$\mu = 0,675 \cdot f_{ck} + 1100 \quad \text{Equação 8.6}$$

$$COV = \sqrt{COV_{situ}^2 - COV_{ensaio}^2 - COV_{cilindro}^2} \quad \text{Equação 8.7}$$

onde:

μ = valor médio da resistência à compressão (psi⁴);

f_{ck} = resistência característica à compressão (psi);

COV = coeficiente de variação (adimensional);

COV_{situ} = coeficiente de variação da resistência do concreto na estrutura em relação à resistência do corpo-de-prova (adimensional);

COV_{ensaio} = coeficiente de variação que representa a variabilidade do ensaio (adimensional); e

$COV_{cilindro}$ = coeficiente de variação da resistência do corpo-de-prova de concreto (adimensional).

Os autores colocam que os valores do COV_{situ} e do COV_{ensaio} , podem ser iguais a 10% e 4%, respectivamente.

MELCHERS (1987) sugere a adoção dos valores dos coeficientes de variação apresentados na Tabela 8.19, de acordo com as faixas de resistência e do tipo de controle empregado na execução do concreto.

Tabela 8.19 Variação da resistência à compressão do concreto *in situ* (MELCHERS, 1987)

Nível do Controle	Desvio-padrão (σ) ($f_{ck} > 27$ MPa)	COV ($f_{ck} > 27$ MPa)	Distribuição
Excelente	2,7 MPa	0,10	Normal
Médio	4,0 MPa	0,15	Normal
Pobre	5,4 MPa	0,20	Lognormal

NEVILLE (1997) cita a classificação dos concretos adotada pelo ACI (*American Concrete Institute*) para níveis de resistência de até 35 MPa em função do controle de qualidade na execução, conforme observado na Tabela 8.20.

Tabela 8.20 Classificação dos concretos ($f_c < 35$ MPa) segundo o ACI (adaptado de NEVILLE, 1997)

Classificação	Desvio-padrão (MPa)		Distribuição
	Em estruturas	No laboratório	
Excelente	< 3,0	< 1,5	Normal
Muito bom	3,0 – 3,5	1,5	Normal
Bom	3,5 – 4,0	1,5 – 2,0	Normal
Razoável	4,0 – 5,0	2,0 – 2,5	Normal
Insatisfatório	> 5,0	> 2,5	Normal

⁴ 1 MPa = 145 psi

Em nível nacional, CREMONINI (1994) realizou um trabalho visando obter uma correlação entre as resistências potencial⁵ e efetiva⁶ do concreto. O autor analisou um total de 12 obras, sendo 6 localizadas em Brasília e 6 em Porto Alegre, das quais foram extraídos 181 testemunhos de estruturas acabadas, sendo moldados e rompidos 138 corpos-de-prova cilíndricos. Os resultados referentes às resistências médias à compressão e aos respectivos coeficientes de variação obtidos na investigação encontram-se apresentados na Tabela 8.21.

Tabela 8.21 Características dos concretos analisados por CREMONINI (1994)

Corpos-de-prova	Brasília		Porto Alegre		Distribuição
	Média (MPa)	COV	Média (MPa)	COV	
Moldados	27,1	0,08	24,4	0,11	Normal
Extraídos	21,7	0,09	20,5	0,13	Normal

HELENE e TERZIAN (1993) apresentaram um trabalho desenvolvido no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), cujo objetivo básico foi a realização de um cadastramento dos diversos níveis de resistência e de variabilidade dos concretos produzidos nacionalmente. Foram enviadas fichas-consulta para vários laboratórios que realizam atividades de controle de produção de concreto, totalizando 423 cadastros oriundos de sete Estados brasileiros. Os resultados médios de algumas características dos concretos analisados estão apresentados na Tabela 8.22.

Tabela 8.22 Características do concreto apresentadas por HELENE e TERZIAN (1993)

Resistência média à compressão (28 dias) – MPa	Coefficiente de variação da produção	Coefficiente de variação das operações de ensaio	Distribuição
27,4	0,11	0,04	Normal

Dentro da análise bibliográfica realizada não foram encontrados dados estatísticos a respeito do valor do coeficiente k , que corresponde à absorção de cloretos durante o primeiro ano de exposição ao meio ambiente. Em função desse problema, foi realizado o procedimento proposto por SILVA (1998), onde são introduzidos diferentes parâmetros de uma variável a fim de se obter as

⁵ Define-se como resistência potencial o resultado obtido através da moldagem e ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de concreto (CREMONINI, 1994)

⁶ A resistência efetiva de um concreto é obtida através da extração de testemunhos de concreto em obras acabadas (CREMONINI, 1994)

propriedades de outra variável que se deseja avaliar, mantendo-se os demais em um mesmo nível. Vale salientar que através de tal análise são obtidos diferentes valores médios para as variáveis analisadas (que são dependentes dos dados de entrada), podendo-se realizar uma estimativa do coeficiente de variação das mesmas.

Desta forma, foram realizadas simulações empregando-se a formulação proposta por UJI et al. (1990) (Equação 8.8) para a determinação do coeficiente de variação de k .

$$k = \frac{C_s}{\sqrt{t} \cdot \left\{ e^{-\frac{x^2}{4Dt}} - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\}} \quad \text{Equação 8.8}$$

Para tanto, adotou-se que os coeficientes de variação da espessura de cobrimento e da concentração superficial de cloretos seriam iguais a 0,55, onde os valores médios das mesmas foram extraídos do trabalho de GUIMARÃES (2000), que realizou análises dos perfis de cloretos em uma estrutura com 22 anos de construída, onde foi empregado o cimento CP IV. O tempo foi considerado como uma variável determinística ($t = 22$ anos). Foram realizadas 5000 simulações, onde os resultados encontram-se apresentados na Tabela 8.23.

Tabela 8.23 Propriedades estatísticas do parâmetro k , obtidas através de simulação numérica

Coeficiente de difusão		k (%)		Distribuição
Média (cm ² /ano)	COV (%)	Média	COV (%)	
0,06	0,45	0,811	0,60	Lognormal
	0,55	0,809	0,60	Lognormal
	0,65	0,808	0,59	Lognormal
	0,75	0,808	0,59	Lognormal
	0,85	0,808	0,58	Lognormal
0,13	0,45	0,923	0,58	Lognormal
	0,55	0,909	0,59	Lognormal
	0,65	0,909	0,58	Lognormal
	0,75	0,909	0,58	Lognormal
	0,85	0,909	0,58	Lognormal

Observa-se que para todos os tipos de concretos avaliados o valor do coeficiente de variação de k foram bastante semelhantes, estando compreendidos entre 0,58 e 0,60. Sendo assim, será adotado um valor de 0,60 para a variabilidade

de k nas análises a serem realizadas. No entanto, vale salientar que devem ser realizados estudos a fim de que tal parâmetro seja adequadamente caracterizado.

8.3.8 Proposta para Caracterização das Variáveis Básicas

Com base nos dados apresentados no item 8.3.7, realizou-se uma compilação dos principais parâmetros estatísticos relacionados às variáveis básicas, conforme mostrado na Tabela 8.24.

Tabela 8.24 Propriedades estatísticas das variáveis referentes às características do concreto

Variável	Referência	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	COV	f.d.p ¹
Espessura de cobrimento (cm)	ENRIGHT et al. (1998)	5,08	1,02	0,20	LN
	SCHIESSL et al. (1999)	3,00	0,45	0,15	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	3,70	3,70	1,00	EXP
	MATSUSHIMA et al. (1998)	1,45	0,77	0,53	LN
	LOUNIS et al. (2001)	3,66	1,65	0,45	N
	VROUWENVELDER et al. (1999)	3,00	0,45	0,15	LN
	SIEMES et al. (1985)	2,00	0,50	0,25	LN
	ZEMAJTIS (1998)	6,50	0,91	0,14	N
Coeficiente de difusão (cm ² /ano)	ENRIGHT et al. (1998)	1,29	0,12	0,09	LN
	SCHIESSL et al. (1999)	3,00	1,05	0,35	LN
	LOUNIS et al. (2001)	0,51	0,15	0,30	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	1,50	0,22	0,15	N
	MATSUSHIMA et al. (1998)	0,21	0,15	0,71	LN
	VROUWENVELDER et al. (1999)	0,30	0,10	0,33	LN
	STEWART et al. (1998)	0,63	0,47	0,74	LN
	ZEMAJTIS (1998)	0,38	0,20	0,53	GM
Resistência à compressão (MPa)	CREMONINI (1994)	20,5	2,66	0,13	N
	VROUWENVELDER et al. (1999)	43	5,16	0,12	LN
	GOMES et al. (1999)	21,3	5,00	0,23	LN
Relação a/c	HELENE e TERZIAN (1993)	–	–	0,10	–
	SILVA (1998)	COV = 0,7.COV f _c ³			LN
	GOMES et al. (1999)	0,59	0,059	0,10	LN
Concentração superficial de cloretos (%)	ENRIGHT et al. (1998)	1,0	0,10	0,10	LN
	LOUNIS et al. (2001)	1,27	0,51	0,40	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	4,0	0,50	0,12	N
	STEWART et al. (1998) ²	1,0	0,55	0,55	LN
	ZEMAJTIS (1998) ²	1,27	0,67	0,53	GM
Concentração crítica de cloretos (%)	ENRIGHT et al. (1998)	0,4	0,04	0,10	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	0,70	0,10	0,14	N
	MATSUSHIMA et al. (1998) ²	0,88	0,36	0,41	LN
	STEWART et al. (1998) ²	0,26	0,05	0,19	UN

¹função densidade de probabilidade (N = normal; LN = lognormal; EXP = exponencial; UN = uniforme; GM = gama)

²admitindo um teor de cimento da ordem de 350 kg/m³ de concreto

³resistência à compressão do concreto

Através de uma análise da Tabela 8.24 verifica-se que o coeficiente de variação da espessura de cobrimento às armaduras varia entre 0,14 e 0,54. SILVA (1998) também constatou que tal propriedade varia consideravelmente, em função principalmente do nível do controle característico de cada empreendimento em particular. LOUNIS et al. (2001) comentam que valores do coeficiente de variação da ordem de 0,45 já podem ser considerados elevados, indicando falta de controle na execução de uma estrutura de concreto.

Desta forma, seria mais conveniente estabelecer faixas de variação para o COV da espessura de cobrimento, a fim de categorizar os diversos níveis de controle de qualidade existentes na execução dos elementos de concreto armado. Baseando-se nas informações apresentadas no Tabela 8.24, propõe-se classificar a variabilidade da espessura de cobrimento de acordo com os níveis de controle de execução dos elementos estruturais, conforme apresentado na Tabela 8.25.

Tabela 8.25 Proposta de classificação do coeficiente de variação da espessura de cobrimento às armaduras, em função do controle empregado na execução das obras

Nível de controle	COV da espessura de cobrimento
Baixo	0,55
Médio	0,35
Alto	0,15

Devido à inexistência de estudos que possam definir claramente os limites entre os níveis de controle de execução do cobrimento existentes em uma estrutura, foram adotados as características qualitativas apresentadas na Tabela 8.26 como referência.

Tabela 8.26 Características qualitativas associadas aos níveis de controle da execução dos elementos de concreto armado [adaptado de ARANHA (1994) e ANDRADE (1997)]

Nível de controle	Características qualitativas
Baixo	<ul style="list-style-type: none"> • Inexistência de um plano de distribuição dos espaçadores em relação à área e/ou volume dos elementos estruturais; • Emprego de espaçadores inadequados (espessura variável, traço diferente do traço de concreto da estrutura); • Excesso de movimentação das fôrmas no momento da montagem, podendo levar a um deslocamento dos espaçadores; • Escoramento inadequado ou insuficiente; • Concreto lançado inadequadamente (altura excessiva).
Alto	<ul style="list-style-type: none"> • Existência de um plano adequado de distribuição dos espaçadores; • Emprego de espaçadores adequados; • Controle rigoroso do lançamento do concreto nas fôrmas.

Com relação ao coeficiente de difusão de cloretos, tem-se que um dos fatores que pode acarretar algum tipo de variabilidade em um determinado elemento diz respeito às características do concreto de superfície (admitindo que os concretos foram feitos com os mesmos materiais e dosagem). Durante o processo de vibração há uma tendência de deslocamento da água das partes mais internas para a superfície do material, junto às fôrmas, com posterior evaporação. Tal fenômeno é conhecido como o “efeito parede” (HELENE, 1992), onde se observa que ocorre uma distribuição heterogênea dos constituintes do concreto devido ao efeito de confinamento das fôrmas. Esse efeito provoca diferenças de porosidade na superfície dos elementos, influenciando significativamente na penetração de cloretos no concreto.

Assim, ao se considerar que o concreto em um mesmo elemento estrutural mantém uma certa uniformidade com relação às suas características, pode-se estabelecer faixas para o COV do coeficiente de difusão de cloretos. De acordo com a Tabela 8.24, tal parâmetro varia entre 0,09 e 0,74. Admite-se que, dentro de tais limites, estão englobados todos os tipos de concretos confeccionados correntemente.

Procurou-se ainda estabelecer uma faixa de variação para o COV do coeficiente de difusão de cloretos, conforme apresentado na Tabela 8.27. Vale salientar que tal classificação é apenas orientativa, pois estudos mais aprofundados devem ser realizados para se consolidar os intervalos propostos.

Tabela 8.27 Variabilidades assumidas para o coeficiente de difusão de cloretos

Nível de variabilidade	COV do coeficiente de difusão de cloretos
Baixo	entre 0,15 e 0,30
Médio	entre 0,30 e 0,55
Alto	entre 0,55 e 0,75

Conforme comentado, a concentração superficial de cloretos é extremamente dependente das condições ambientais e do tipo de cimento empregado na fabricação do concreto. Através de uma análise dos dados apresentados na Tabela 8.24, observa-se que o coeficiente de variação para a concentração superficial se encontra ao redor de 2 níveis: 0,10 e 0,55. Assim, foram assumidos tais valores para classificar a variabilidade da concentração superficial de cloretos, conforme apresentado na Tabela 8.28.

Tabela 8.28 Variabilidades assumidas para a concentração superficial de cloretos

Nível de variabilidade	COV da concentração superficial de cloretos
Baixo	0,10
Alto	0,55

Pode-se verificar que os valores do COV daquelas variáveis relacionadas unicamente às propriedades do concreto, como a resistência à compressão e a relação a/c, apresentam níveis relativamente baixos, não ultrapassando os limites de 23% para a resistência à compressão e de 10% para a relação a/c. Tais considerações indicam que, dentro de um concreto com as mesmas características (lote), a variabilidade relacionada exclusivamente às características do concreto pode ser considerada baixa.

Por outro lado observa-se que, para o caso daquelas variáveis onde existe o efeito sinérgico das características do concreto e das ações ambientais na variabilidade das mesmas, o valor do COV apresenta-se relativamente alto. Por exemplo, no caso do coeficiente de difusão, o COV variou de 9% até 74%. Os valores do COV da concentração superficial de cloretos situaram-se em uma faixa compreendida entre 10% e 53%, evidenciando tal raciocínio. Desta forma, pode-se inferir que a maior parcela de variabilidade inserida no valor do COV da concentração superficial e do coeficiente de difusão está relacionada às condições ambientais, onde admite-se que o concreto apresenta uma homogeneidade de características satisfatórias dentro de um mesmo lote.

Com relação à concentração crítica de cloretos, observou-se que o valor do COV variou entre 0,10 e 0,41. A fim de considerar a situação mais desfavorável

possível com relação a tal variável, estabeleceu-se que o COV a ser adotado nas análises de confiabilidade seria igual a 0,41.

9 RESULTADOS

9.1 Coeficientes de Difusão de Cloretos

Os valores dos coeficientes de difusão de cloretos determinados através da Equação 8.2, para os cimentos CP II F, CP IV e CP V ARI, encontram-se respectivamente apresentados na Tabela 9.1, na Tabela 9.2 e na Tabela 9.3.

Tabela 9.1 Coeficientes de difusão de cloretos para o cimento CP II F (PEREIRA, 2001)

Relação a/c	Idade (dias)	Temperatura de exposição (°C)	D _a (Equação 8.2) (cm ² /ano)
0,28	28	25	0,055
0,35	14	15	0,074
0,35	14	30	0,065
0,35	63	15	0,065
0,35	63	30	0,059
0,45	7	25	0,110
0,45	28	5	0,111
0,45	28	25	0,090
0,45	28	40	0,080
0,45	91	25	0,084
0,60	14	15	0,117
0,60	14	30	0 101
0,60	63	15	0,092
0,60	63	30	0,076
0,75	28	25	0,142

Tabela 9.2 Coeficientes de difusão de cloretos para o cimento CP IV (PEREIRA, 2001)

Relação a/c	Idade (dias)	Temperatura de exposição (°C)	D _a (Equação 8.2) (cm ² /ano)
0,28	28	25	0,039
0,35	14	15	0,063
0,35	14	30	0,058
0,35	63	15	0,058
0,35	63	30	0,051
0,45	7	25	0,100
0,45	28	5	0,080
0,45	28	25	0,074
0,45	28	40	0,055
0,45	91	25	0,070
0,60	14	15	0,075
0,60	14	30	0,068
0,60	63	15	0,065
0,60	63	30	0,060
0,75	28	25	0,110

Tabela 9.3 Coeficientes de difusão de cloretos para o CP V ARI (HOFFMANN, 2001)

Relação a/c	Teor de adição (%)	Idade (dias)	Temperatura de exposição (°C)	D _a (Equação 8.2) (cm ² /ano)
0,28	10	28	25	0,045
0,35	5	14	15	0,088
0,35	5	14	30	0,074
0,35	15	14	15	0,080
0,35	15	14	30	0,067
0,35	5	63	15	0,073
0,35	15	63	30	0,051
0,35	0	14	30	0,090
0,35	0	14	15	0,098
0,35	0	63	30	0,126
0,35	0	63	15	0,148
0,35	15	63	15	0,058
0,35	5	63	15	0,073
0,45	10	7	25	0,080
0,45	0	28	25	0,111
0,45	20	28	25	0,067
0,45	0	28	25	0,097
0,45	10	28	5	0,083
0,45	10	28	25	0,077
0,45	10	28	40	0,075
0,45	10	91	25	0,066
0,60	0	14	15	0,126
0,60	0	14	30	0,117
0,60	0	63	15	0,179
0,60	0	63	30	0,148
0,60	5	14	15	0,150
0,60	5	14	30	0,111
0,60	15	14	15	0,136
0,60	15	14	30	0,109
0,60	5	63	15	0,117
0,60	5	63	30	0,096
0,60	15	63	15	0,093
0,60	15	63	30	0,087
0,75	10	28	25	0,099

PEREIRA (2001) e HOFFMANN (2001) realizaram uma análise de variância (ANOVA) com o objetivo de verificar quais os fatores que exercem influência significativa no coeficiente de difusão de cloretos. Além disso, as autoras estabeleceram modelos matemáticos para se prever o comportamento do coeficiente

de difusão em função dos parâmetros de controle. Contudo, nas análises aqui realizadas, optou-se por avaliar os concretos baseando-se apenas nos resultados experimentais, a fim de não incorporar nas considerações possíveis variabilidades do modelo proposto pelas autoras.

PEREIRA (2001) adotou o mesmo delineamento experimental para a investigação das propriedades do CP II F e do CP IV. Desta forma, pôde-se realizar uma comparação direta entre os resultados experimentais para tais cimentos. Entretanto, o delineamento experimental feito por HOFFMANN (2001) foi diferente daquele realizado por PEREIRA (2001), em função principalmente da adoção de um parâmetro de controle a mais (adição de sílica ativa) em vários teores, permitindo a comparação dos resultados obtidos com os outros tipos de cimento apenas para algumas combinações específicas, conforme pode-se observar na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 Comparação entre os coeficientes de difusão de cloretos para os cimentos avaliados (HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001)

Relação a/c	Idade (dias)	Temperatura (°C)	D (cm ² /ano)		
			CP II F	CP IV	CP V ARI ¹
0,35	14	15	0,074	0,063	0,098
0,35	14	30	0,065	0,058	0,090
0,35	63	15	0,065	0,058	0,148
0,35	63	30	0,059	0,051	0,126
0,45	28	25	0,090	0,074	0,104
0,60	14	15	0,117	0,075	0,126
0,60	14	30	0,101	0,068	0,117
0,60	63	15	0,092	0,065	0,179
0,60	63	30	0,076	0,063	0,148

¹sem adição de sílica ativa

9.1.1 Influência da Idade e da Relação a/c

Primeiramente foi avaliado o efeito da relação a/c e da idade no coeficiente de difusão de cloretos para os diferentes tipos de cimento, cujos resultados encontram-se apresentados na Figura 9.1.

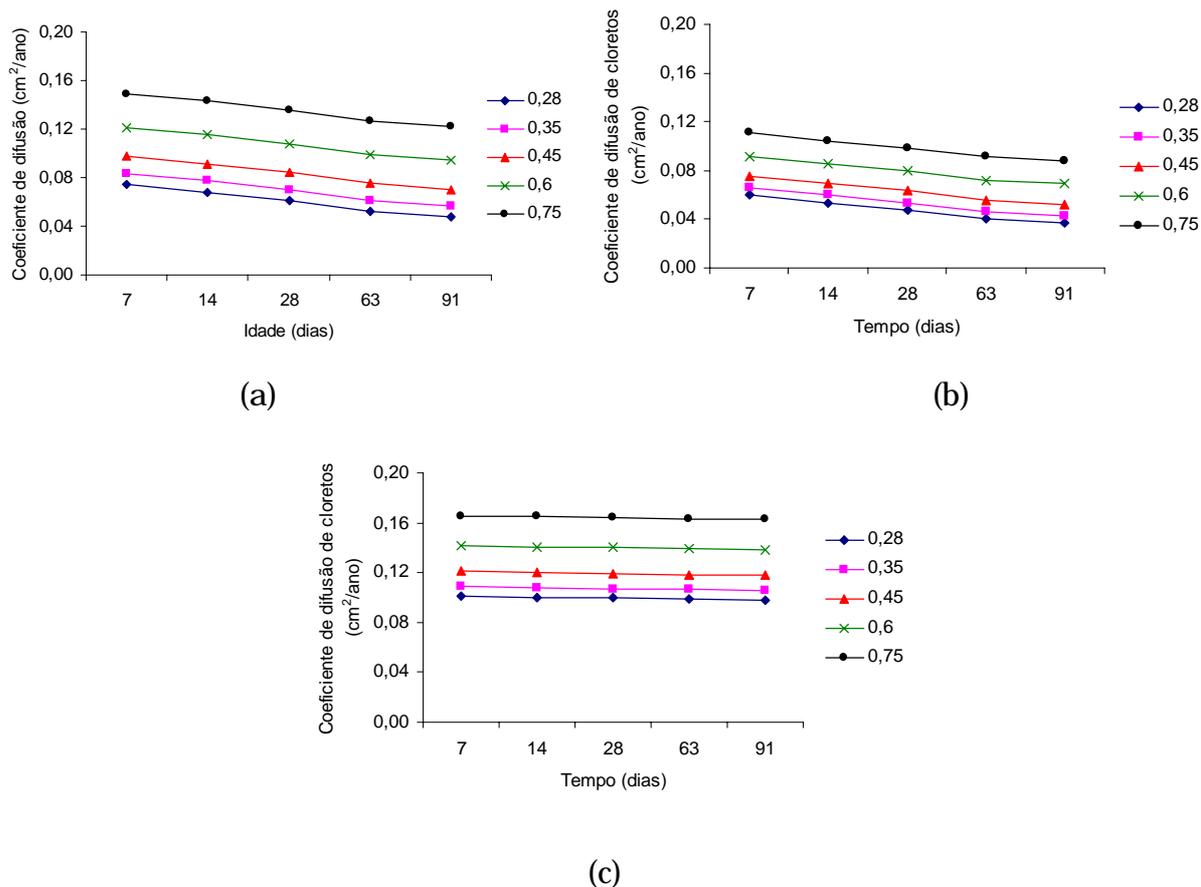


Figura 9.1 Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função do tempo para várias relações a/c: (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP I ARI (T = 25°C)

De acordo com a Figura 9.1, o valor do coeficiente de difusão tende a diminuir com a idade, principalmente em função da hidratação contínua que ocorre no interior do concreto (LIN, 1991). Comparativamente falando, pode-se observar que o cimento CP IV apresentou sempre menores valores de tal parâmetro, seguido pelo CP II F. Já para o cimento CP V ARI verifica-se que a redução do coeficiente de difusão de cloretos foi menos pronunciada que nos demais tipos de cimento. Entretanto, a redução foi menor que aquela verificada para os outros tipos de cimento, principalmente devido à própria característica do material empregado. Os cimentos de alta resistência inicial atingem níveis elevados de resistência para menores idades (geralmente menor que 7 dias), fazendo com que ocorra uma melhoria das condições microestruturais do concreto na mesma proporção.

Fica evidente que existe uma relação direta de crescimento entre o coeficiente de difusão de cloretos e a relação a/c. De acordo com ATKINSON et al. (1984), a elevação da relação a/c de 0,2 para 0,7 pode ocasionar aumentos de até uma ordem de grandeza (10^1) no valor do coeficiente de difusão de cloretos. GJØRV e VENNESLAND (1979) observaram que alterações da relação a/c de 0,4 para 0,6

causavam um crescimento na porosidade de 9,7% para 12,5%, aumentando assim a possibilidade de fluxo de materiais pelo interior do concreto. Através do desenvolvimento de um modelo matemático baseado em análises de um banco de dados de coeficientes de difusão de cloretos, LUCIANO et. al. (1999) mostraram que, ao se aumentar a relação a/c de 0,4 para 0,5, obtém-se um acréscimo de aproximadamente 30% no coeficiente de difusão para diversos tipos de concreto.

Assim, observa-se que concretos que apresentam menores relações a/c têm uma estrutura interna mais densa, com uma conseqüente minimização do transporte de cloretos para o seu interior. À medida que a relação a/c vai aumentando, a matriz de concreto vai se tornando mais permeável, levando a uma maior mobilidade dos íons através do material.

9.1.2 Influência da Temperatura de Cura

O efeito da temperatura de cura dos corpos-de-prova no coeficiente de difusão de cloretos, para os tipos de cimento avaliados, encontra-se apresentado na Figura 9.2.

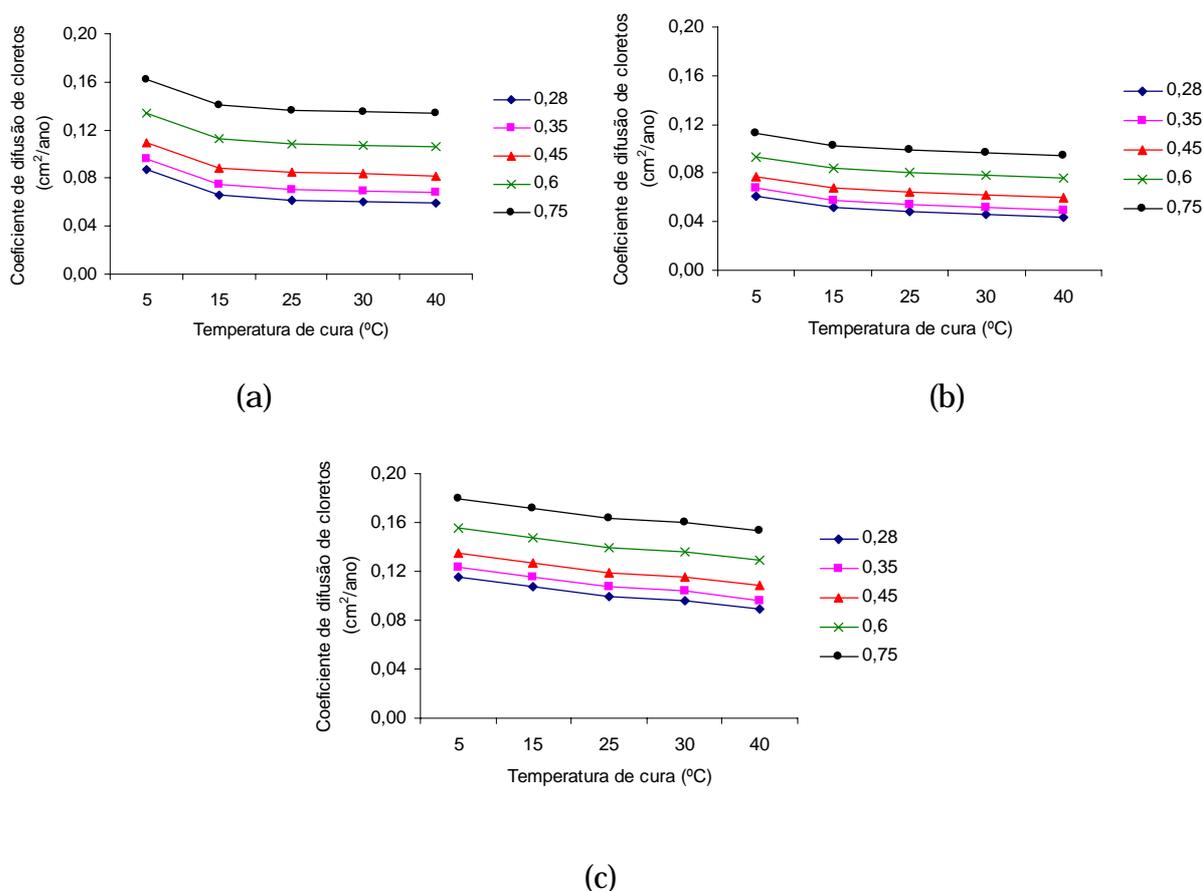


Figura 9.2 Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função da temperatura de cura para várias relações a/c: (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI

Verifica-se que o coeficiente de difusão diminui com o aumento da temperatura de exposição para todas as relações a/c. Tal fato está diretamente relacionado a uma melhoria das condições microestruturais do concreto, através da aceleração das reações de hidratação, conforme citado no trabalho de HUSSAIN et al. (1994). Resultados apresentados por GJØRV (1996) mostraram que concretos curados a uma temperatura de 10°C tiveram valores de coeficientes de difusão 32% maiores que aqueles obtidos em concretos que foram curados em uma temperatura de 50°C. DHIR et al. (1993) constataram uma redução de aproximadamente 80% nos valores do coeficiente de difusão de cloretos para concretos com teores de adição de cinza volante iguais a 30%, onde os pesquisadores variaram a temperatura de cura dos corpos-de-prova entre 5°C e 45°C.

Também pode-se observar que o cimento tipo CP IV apresentou valores de coeficientes de difusão menores que os demais cimentos empregados. Tal fato ocorre provavelmente devido ao efeito pozolânico característico de tal tipo de cimento, sendo mais efetivo que o efeito microfíler dos concretos confeccionados com o cimento CP II F, como discutido por PEREIRA (2001).

9.1.3 Influência da Adição de Sílica Ativa

Conforme mencionado anteriormente, o efeito da adição de sílica ativa foi avaliado apenas para o cimento CP IV ARI, e os resultados podem ser vistos na Figura 9.3.

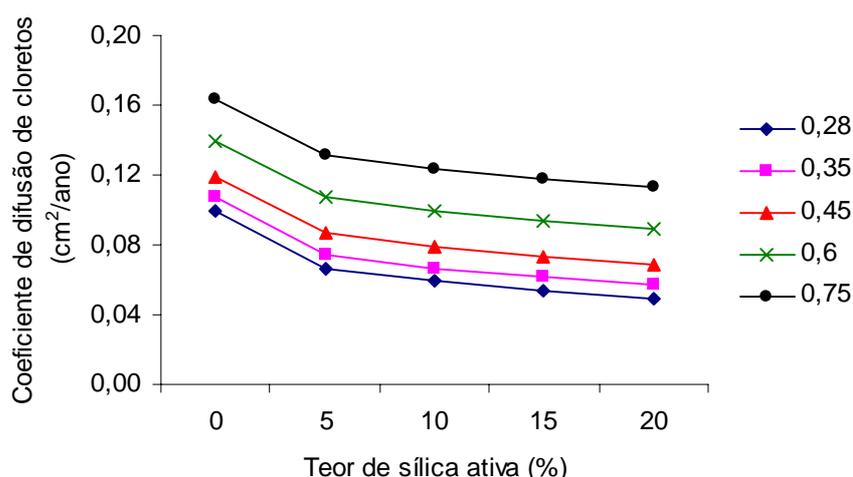


Figura 9.3 Efeito da adição de sílica ativa no coeficiente de difusão de cloretos para o cimento CP V ARI

O aumento do teor de sílica ativa diminui significativamente o coeficiente de difusão de cloretos, independentemente da relação a/c adotada. Tal fato ocorre em função do maior refinamento da estrutura porosa devido à ação combinada da reação pozolânica e do efeito microfíler proporcionados pela adição da sílica ativa nos diferentes tipos de concreto (BENTZ e STUTZMAN, 1994; ISAIA, 1995; MALHOTRA et al., 1995; ZHANG e GJØRV, 1996).

Desta forma, pode-se concluir que os dados experimentais encontrados por HOFFMANN (2001) e PEREIRA (2001) apresentam-se bastante consistentes com relação às propriedades esperadas para cada tipo de concreto avaliado, sendo ratificados através dos resultados encontrados na bibliografia. Sendo assim, alguns valores do coeficiente de difusão de cloretos apresentados na Tabela 9.4 foram empregados para a realização das previsões da vida útil das estruturas de concreto armado com relação ao fenômeno da despassivação das armaduras devido à ação dos íons cloreto.

9.2 Análise Determinística

Foram realizadas análises determinísticas para verificar o comportamento do perfil de penetração de cloretos, considerando algumas formulações apresentadas anteriormente (item 6.2). Inicialmente realizou-se uma uniformização das variáveis para cada formulação, a fim de possibilitar a realização de comparações entre os modelos avaliados. Os parâmetros iniciais adotados em tal procedimento estão mostrados na Tabela 9.5.

Tabela 9.5 Parâmetros iniciais adotados para a análise determinística

Variável	Símbolo	Unidade	Modelo		
			Fick	UJI et al. (1990)	MEJLBRO (1996)
Espessura de cobrimento	x	cm	2,0	2,0	2,0
Concentração superficial de cloretos	C_s	%	1,5	–	1,5
Concentração crítica de cloretos	C_{cr}	%	0,4	0,4	0,4
Coeficiente de difusão de cloretos	D	cm ² /ano	0,148	0,148	0,148
Teor de cloretos absorvidos no 1º ano de exposição	k	%	–	1,5	–
Tempo	t	ano	1	1	1
Tempo da primeira exposição aos cloretos	t_{ex}	dias	–	–	63
Relação a/c	a/c	–	–	–	0,6
Parâmetros ambientais	S	%	–	–	1,2
	p	–	–	–	0,12

Vale salientar que os dados apresentados na Tabela 9.5 são referentes ao cimento CP V ARI ($a/c = 0,60$). Porém, as análises aqui apresentadas poderiam ser realizadas para qualquer outro tipo de cimento.

Para efeito de comparação, admite-se que foram realizadas inspeções em uma estrutura de concreto armado um ano após a sua construção. A partir dos teores de cloretos medidos a cada profundidade calculou-se os perfis de penetração de acordo com cada um dos modelos estudados, os quais estão representados graficamente na Figura 9.4.

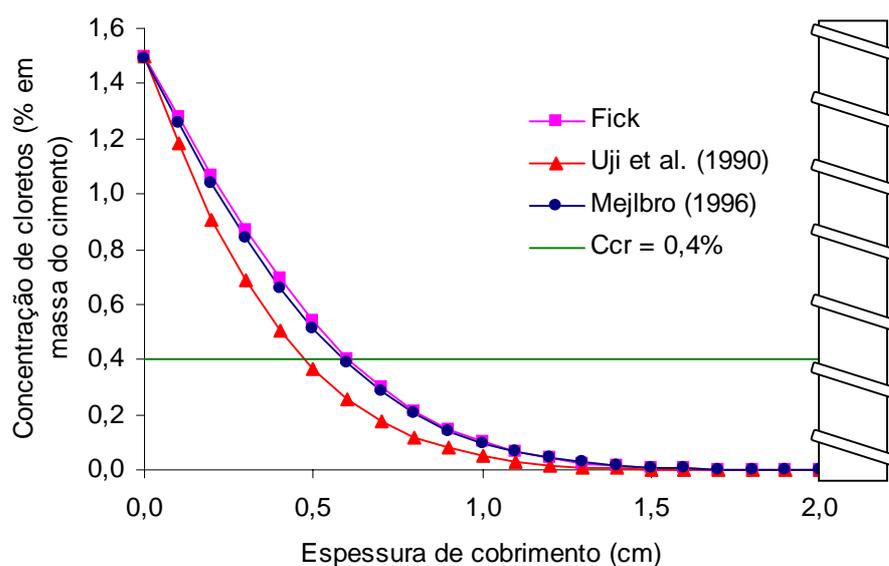


Figura 9.4 Melhor ajuste dos perfis de penetração de cloretos para os modelos analisados, utilizando as variáveis apresentadas na Tabela 9.5 ($t = 1$ ano)

Considerando o período de 1 ano de exposição, o teor de cloretos nas proximidades das armaduras foi bem abaixo do mínimo necessário para que ocorresse a despassivação (C_{cr}). Também verifica-se que os perfis resultantes modelados através das formulações avaliadas são bastante similares, havendo apenas uma pequena diferença no perfil construído através do modelo de UJI et al. (1990).

Com base nesses dados iniciais verificou-se a evolução do teor de cloretos no decorrer do tempo, conforme pode-se observar na Figura 9.5.

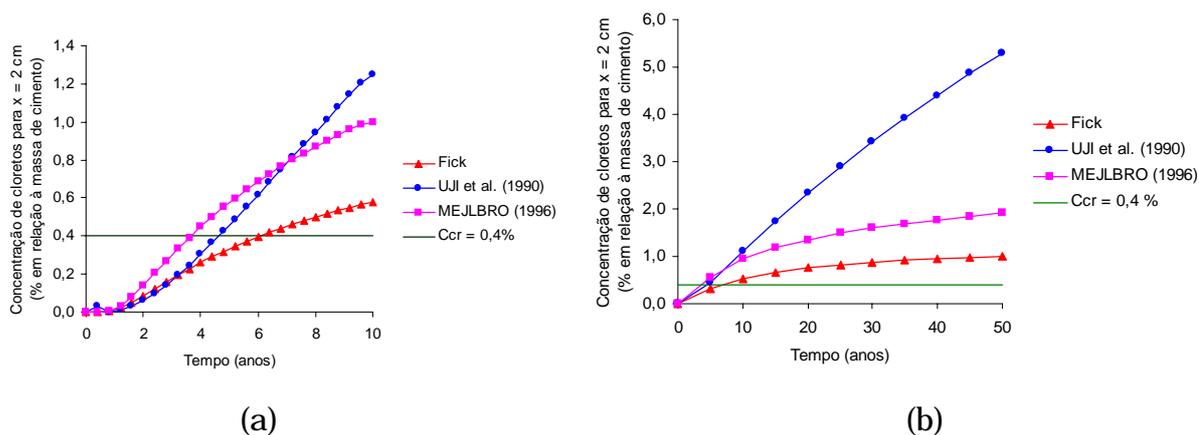


Figura 9.5 Evolução do teor de cloretos no tempo considerando a análise determinística ($x = 2,0$ cm): (a) comportamento até 10 anos de exposição; (b) comportamento até 50 anos de exposição

Para as primeiras idades (Figura 9.5a) observa-se que o modelo proposto por MEJLBRO (1996) fornece tempos de despassivação menores que os demais modelos, seguido pelos modelos de UJI et al. (1990) e pela 2ª Lei de Fick. Conforme explicado anteriormente, o modelo de MEJLBRO (1996) e de UJI et al. (1996) incorporam a variação da concentração superficial de cloretos no tempo, o que aumentaria a quantidade de material disponível para penetrar no concreto e causar a despassivação das armaduras, levando a menores valores da vida útil de projeto.

Com a evolução do tempo (Figura 9.5b), o crescimento da concentração de cloretos a uma profundidade de 2,0 cm no interior do concreto é muito maior para o modelo proposto por UJI et al. (1990). Como neste modelo a concentração de cloretos apresenta uma taxa elevada de crescimento na superfície do elemento estrutural, a tendência de maiores concentrações internas de cloretos a uma dada profundidade também é maior. Já para o caso da formulação apresentada por MEJLBRO (1996), o efeito da diminuição do coeficiente de difusão de cloretos no tempo tende a minimizar o crescimento da concentração superficial de cloretos no interior do elemento estrutural. Por isso, como na 2ª Lei de Fick se assume que não existem variações da concentração superficial e do coeficiente de difusão de cloretos, a taxa de crescimento da concentração no interior do concreto tende a ser menor no decorrer do tempo.

De acordo com as colocações apresentadas, percebe-se que, nas formulações que consideram o crescimento do teor de cloretos na superfície do concreto, a quantidade de tal material dentro de um elemento estrutural tende a aumentar. Essa colocação ratifica os resultados encontrados por LIN (1991) e POULSEN et al. (1996), que constataram o mesmo efeito através da realização de trabalhos experimentais. Desta forma, ao se realizar a previsão do tempo de despassivação de

uma estrutura de concreto armado quando inserida em um ambiente com cloretos, deve-se considerar a taxa de crescimento da concentração superficial no tempo, a fim de que não ocorram erros de interpretação nas previsões que comprometam a durabilidade da mesma ao longo da sua vida útil.

9.3 Análise de Confiabilidade

Em um segundo momento foram efetuadas as previsões de vida útil das estruturas considerando uma determinada variabilidade dos parâmetros básicos que influenciam na penetração de cloretos no concreto armado segundo as formas de predição estudadas. Os valores médios adotados foram aqueles estabelecidos na análise determinística (Tabela 9.5). Já os valores dos coeficientes de variação (COV) dos parâmetros foram aqueles estabelecidos no item 8.3.8, sendo que foram adotados os maiores valores do COV para cada uma das variáveis. Tal procedimento foi definido por representar a pior situação possível para uma estrutura com relação a sua durabilidade (baixos controles de execução da estrutura de concreto e elevada variação das condições climáticas), pois, conforme demonstrado na análise de sensibilidade realizada para cada um dos modelos, quanto maior o COV das variáveis básicas, maior será a variabilidade do tempo até a despassivação e, conseqüentemente, maior a probabilidade de falha de uma determinada estrutura ou elemento de concreto armado em um determinado instante do tempo.

9.3.1 2ª Lei de Fick

Os dados que foram utilizados na análise de confiabilidade para a previsão da vida útil considerando o modelo representado pela 2ª Lei de Fick estão apresentados na Tabela 9.6.

Tabela 9.6 Dados para a análise de confiabilidade para a 2ª Lei de Fick

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	2,0	0,55	Lognormal
Concentração superficial de cloretos	%	1,5	0,55	Lognormal
Concentração crítica de cloretos	%	0,4	0,41	Lognormal

Considerando que tal análise será realizada em uma estrutura já construída, adotou-se o valor do coeficiente de difusão tomado às maiores idades (63 dias), a fim de refletir o mais adequadamente possível a condição real de uma estrutura.

Foram empregados os coeficientes de difusão de cloretos apresentados na Tabela 9.7 para a realização das previsões.

Tabela 9.7 Dados relacionados ao coeficiente de difusão (em cm^2/ano) para a análise de confiabilidade (63 dias; $T = 30^\circ\text{C}$)

Relação a/c	CP II F		CP IV		CP V ARI	
	Média (μ)	COV	Média (μ)	COV	Média (μ)	COV
0,35	0,059	0,75	0,051	0,75	0,126	0,75
0,60	0,076	0,75	0,063	0,75	0,148	0,75

Os índices de confiabilidade associados com diversos períodos de tempo para os concretos avaliados podem ser vistos na Figura 9.6.

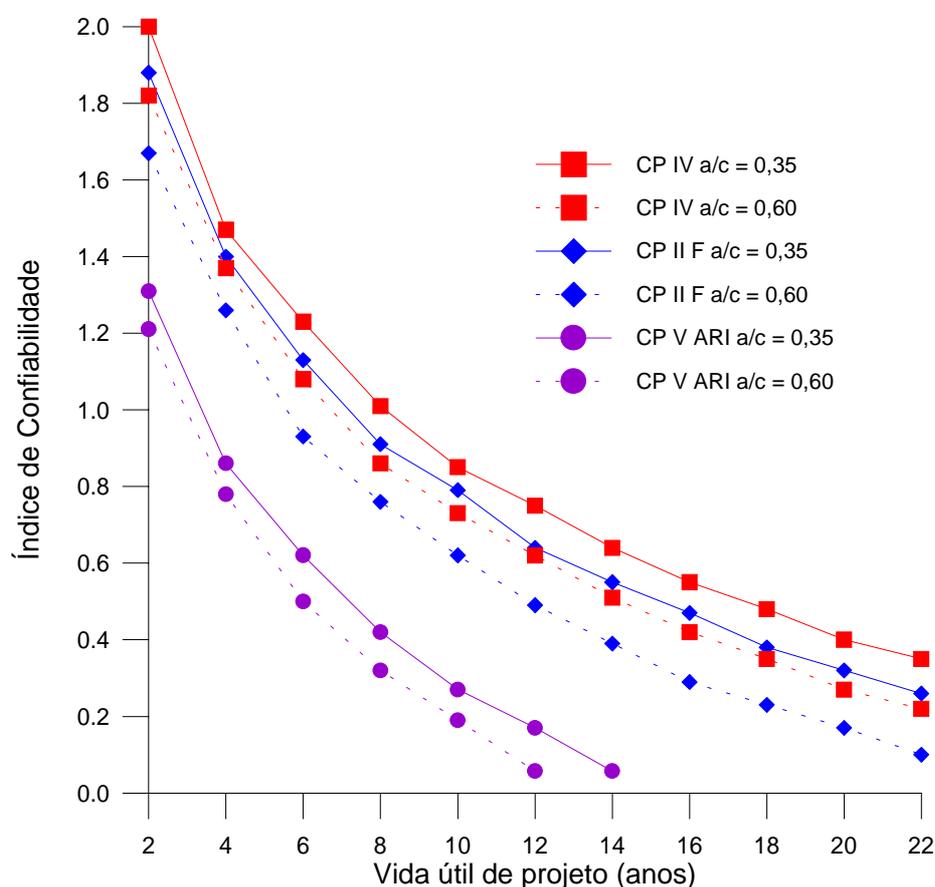


Figura 9.6 Índices de confiabilidade para os tipos de cimento avaliados (63 dias; $T = 30^\circ\text{C}$)

Observa-se a diminuição do índice de confiabilidade no tempo causado pela penetração de cloretos através da espessura de cobrimento às armaduras para os cimentos analisados, como era de se esperar.

O efeito da relação a/c na vida útil de projeto é bastante evidente, onde o aumento de tal variável leva a uma diminuição dos índices de confiabilidade para um mesmo instante do tempo. Isso ocorre em função das melhores características microestruturais – traduzidas basicamente por uma minimização da permeabilidade do material – observadas em concretos com baixas relações a/c.

Verifica-se que, dependendo do tipo de cimento escolhido para a construção dos elementos estruturais, haverá uma alteração significativa dos índices de confiabilidade para um dado valor da vida útil de projeto. As estruturas construídas com o cimento CP IV apresentariam uma maior vida útil se comparadas aos demais tipos de cimento, considerando uma mesma relação a/c. Isso ocorre em função das próprias características de tal tipo de cimento, onde a reação pozolânica ocorre lenta e continuamente no tempo, com o consumo de hidróxido de cálcio e com conseqüente formação de produtos resistentes, levando a uma minimização da porosidade dos concretos (MEHTA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).

O objetivo principal da análise de confiabilidade na presente abordagem é saber quanto tempo levaria para os cloretos atingirem a armadura, para concretos com características conhecidas e inseridos em um determinado ambiente, considerando um nível de desempenho especificado. Desta forma, foram realizadas análises para avaliar o efeito de algumas variáveis na vida útil de projeto, admitindo-se um certo valor máximo para a probabilidade de falha (p_f), onde estabeleceu-se que valores da ordem de 0,2 poderiam ser considerados como aceitáveis para a vida útil de projeto de uma estrutura, conforme discutido no item 8.3.3.

Ainda admitindo-se que o modelo representado pela 2ª Lei de Fick represente o transporte de cloretos no concreto, foi realizada a análise de confiabilidade considerando o efeito da adição de sílica ativa na vida útil de projeto para o cimento CP V ARI. Para tanto, foram mantidos fixos os valores médios e os coeficientes de variação da espessura de cobertura, da concentração superficial e da concentração crítica de cloretos (Tabela 9.6). Utilizou-se os valores dos coeficientes de difusão obtidos para 03 níveis de adição de sílica ativa em relação à massa de cimento, conforme apresentado na Tabela 9.8, cujos índices de confiabilidade obtidos após as simulações estão mostrados na Figura 9.7.

Tabela 9.8 Coeficientes de difusão (em cm^2/ano) empregados na análise de confiabilidade para o cimento CP V ARI (28 dias; $T = 25^\circ\text{C}$)

Relação a/c	Teor de adição de SA					
	0%		10%		20%	
	Média (μ)	COV	Média (μ)	COV	Média (μ)	COV
0,45	0,104	0,75	0,077	0,75	0,067	0,75

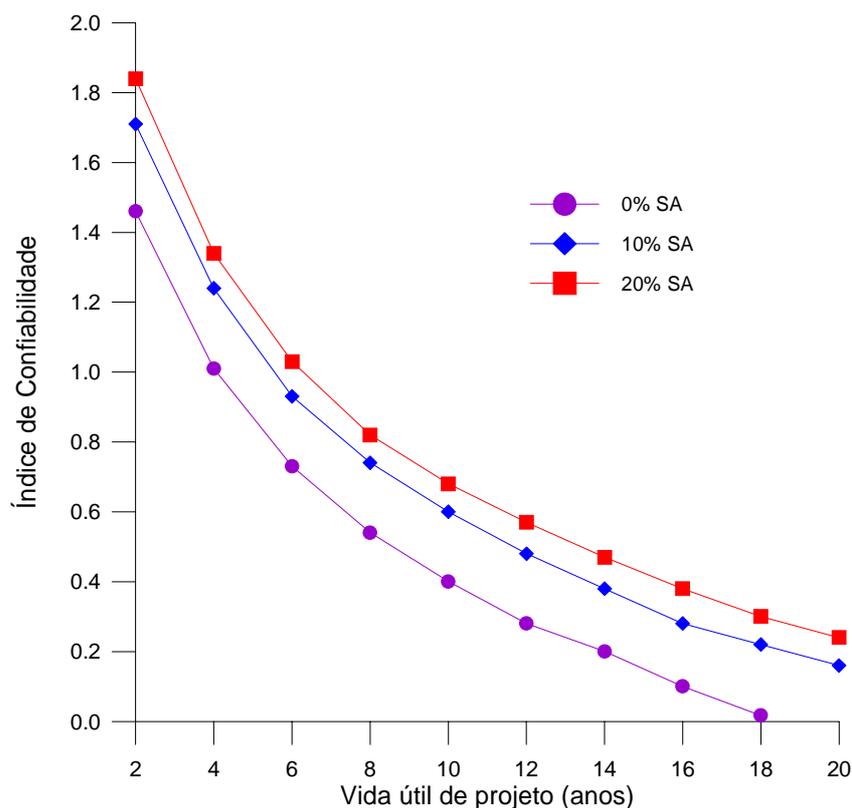


Figura 9.7 Efeito da adição de sílica ativa (SA) no índice de confiabilidade para o cimento CP IV ARI

Pode-se observar o efeito benéfico da adição de sílica na melhoria das características microestruturais do concreto, minimizando a penetração dos íons cloreto para o interior do material. Também verifica-se que há um aumento mais evidente na vida útil quando se incorpora 10% de sílica ativa do que quando se adiciona um teor de 20%, evidenciando o fato de que existe um teor ótimo de adição ao concreto para que se obtenha um melhor desempenho do mesmo com relação à sua durabilidade e ao seu custo inicial.

Para um índice de confiabilidade estrutural igual a 0,8, teria-se valores da vida útil de projeto iguais a 5,7, 7,6 e 8,4 anos para teores de sílica ativa iguais a 0%, 10% e 20%, respectivamente. Desta forma, para concretos feitos com distintos níveis de adição, podem ser especificadas atividades de manutenção preventiva em intervalos de tempo diferenciados para manter a estrutura no nível de desempenho desejado na etapa de projeto.

O efeito da temperatura durante a cura dos corpos-de-prova com relações a/c distintas (0,35 e 0,60) para os três tipos de cimento estudados também foi avaliado. Verificou-se os índices de confiabilidade para duas temperaturas (15°C e 30°C), onde foram empregados coeficientes de difusão de cloretos apresentados na Tabela 9.9.

Tabela 9.9 Coeficientes de difusão (em cm^2/ano) empregados na análise de confiabilidade para os cimentos avaliados (63 dias)

a/c	CP II F				CP IV				CP V ARI			
	T = 15°C		T = 30°C		T = 15°C		T = 30°C		T = 15°C		T = 30°C	
	Média	COV										
0,35	0,065	0,75	0,059	0,75	0,058	0,75	0,051	0,75	0,148	0,75	0,126	0,75
0,60	0,092	0,75	0,076	0,75	0,065	0,75	0,063	0,75	0,179	0,75	0,148	0,75

Assim, os efeitos da temperatura de cura e do tipo de cimento no índice de confiabilidade estão apresentados na Figura 9.8.

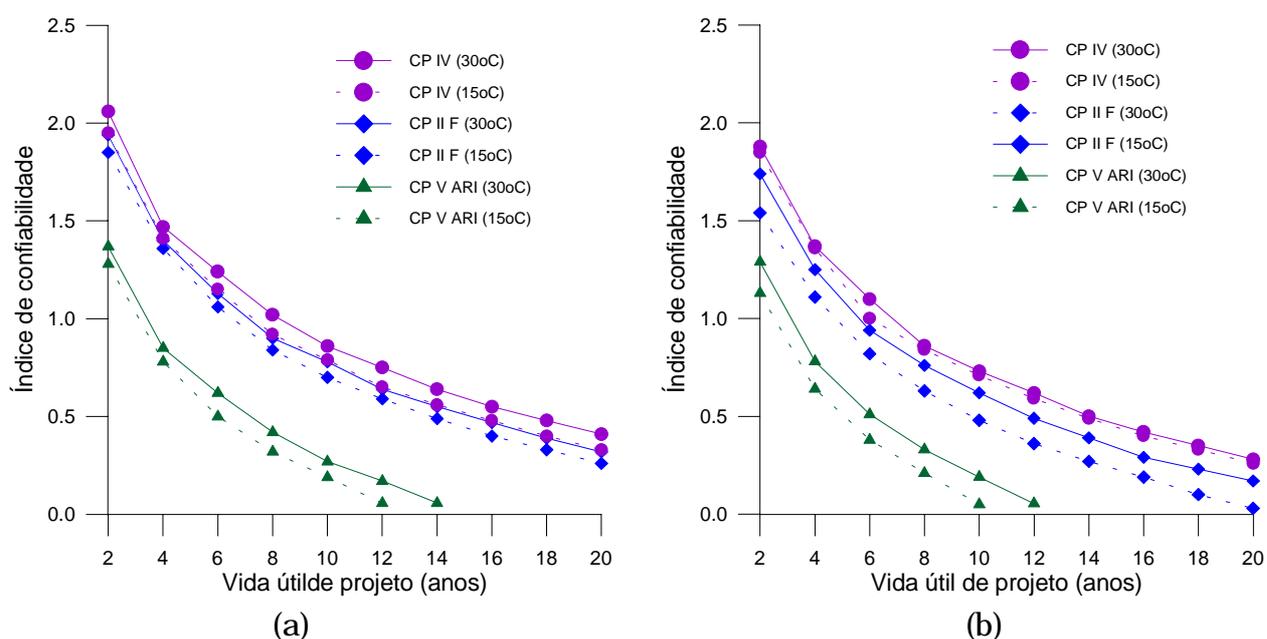


Figura 9.8 Efeito da temperatura de cura dos concretos na vida útil de projeto: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

O exame das figuras indica que os concretos com relações a/c menores apresentam maiores índices de confiabilidade do que os concretos com maiores valores de tal parâmetro, considerando uma mesma idade. Além disso, quanto maior a temperatura de cura, maiores os índices de confiabilidade. As reduções mais significativas no índice de confiabilidade ocorreram para as relações a/c iguais a 0,60, ficando em torno dos 17% para os cimentos CP II F e CP V ARI. Conseqüentemente, as menores reduções ficaram para os cimentos com relação a/c igual a 0,35, sendo iguais a 9%, 12% e 14% para os cimentos CP II F, CP IV e CP V ARI, respectivamente. Contudo, observou-se que para o caso do CP IV com relação a/c igual a 0,60, o efeito da temperatura não foi tão significativo, visto que a diminuição do coeficiente de difusão de cloretos foi de apenas 3%.

Como já foi visto anteriormente, a definição dos níveis de confiabilidade (e da consequente probabilidade de falha) requeridos para uma determinada estrutura

vai depender fundamentalmente dos níveis de desempenho estabelecidos para a mesma. Assim, foram avaliadas as influências dos níveis de alguns parâmetros básicos na vida útil de projeto, considerando diferentes valores de probabilidade de falha associados. O efeito da espessura de cobrimento na vida útil de projeto para os cimentos avaliados pode ser observado na Figura 9.9, na Figura 9.10 e na Figura 9.11. Vale salientar que os valores médios e o coeficiente de variação dos demais parâmetros básicos (concentração superficial e crítica de cloretos) foram mantidos constantes, conforme apresentado na Tabela 9.6, Os dados relacionados ao coeficiente de difusão de cloretos são aqueles mostrados na Tabela 9.7.

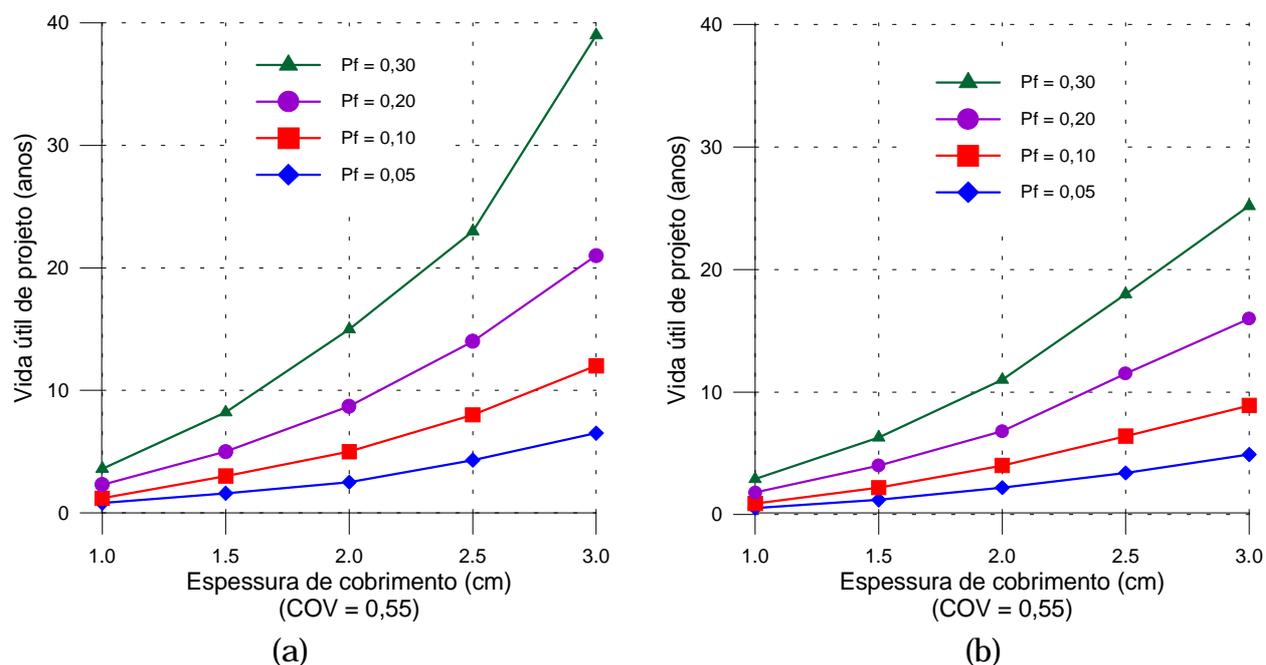


Figura 9.9 Efeito da espessura de cobrimento na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP II F: (a) a/c = 0,35; (b) a/c = 0,60

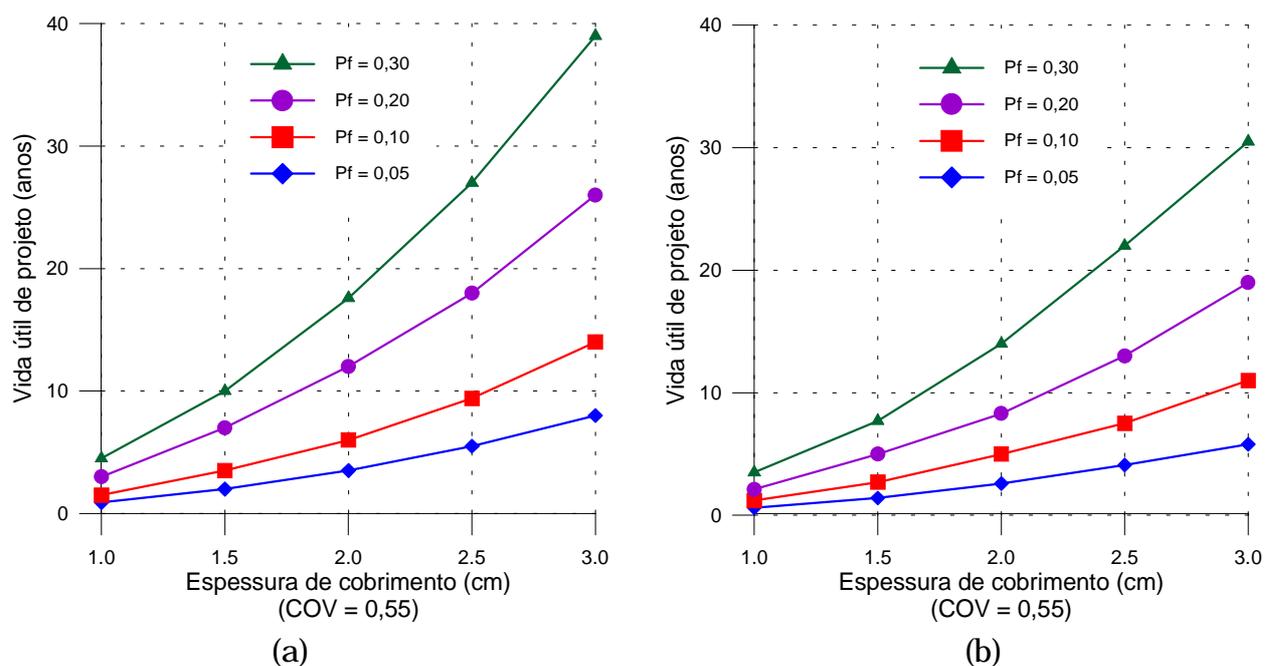


Figura 9.10 Efeito da espessura de cobrimento na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP IV: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

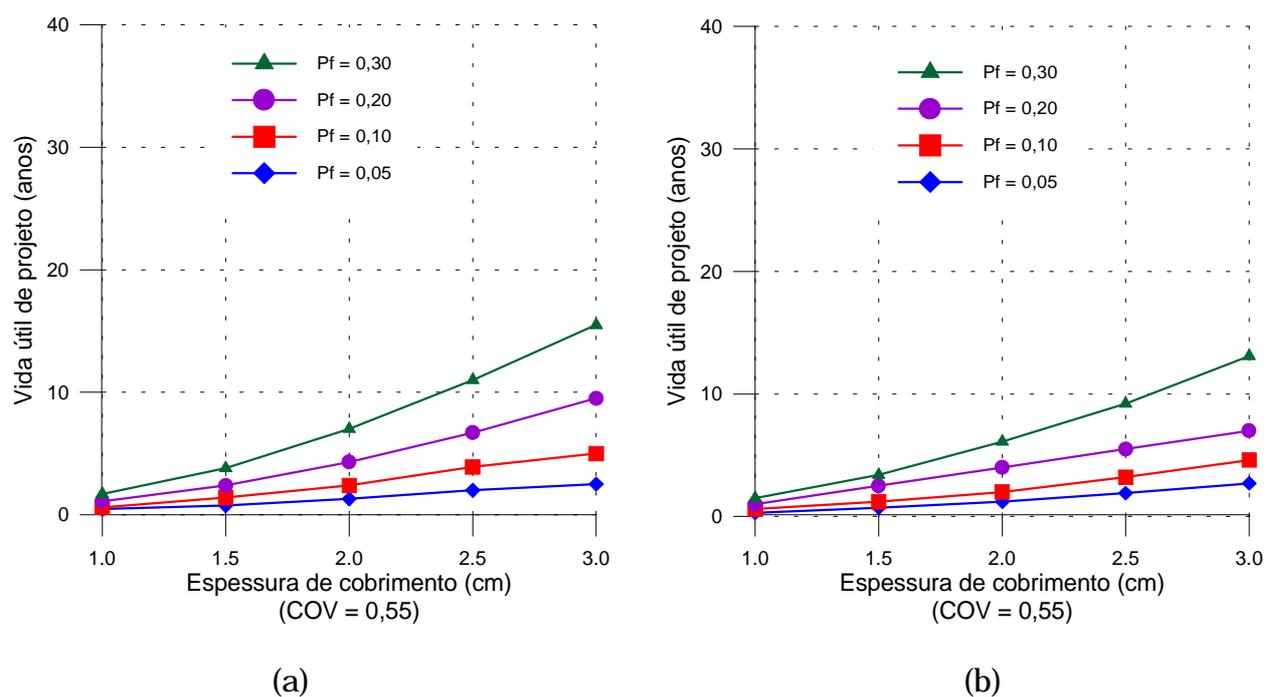


Figura 9.11 Efeito da espessura de cobrimento na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP V ARI: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

De uma forma geral observa-se que aumentando a espessura de cobrimento obtém-se maiores valores para a vida útil de projeto, independentemente da relação a/c e do tipo de cimento adotado. Sabe-se que a adoção de maiores espessuras de cobrimento é uma providência que pode ser tomada para que se tenha um aumento dos níveis de durabilidade de uma estrutura de concreto armado (HELENE, 1993,

ANDRADE, 1997). Nesse sentido, a Figura 9.9, a Figura 9.10 e a Figura 9.11 ratificam matematicamente a importância de tal conceito, onde a relação existente entre a probabilidade de falha e a vida útil de projeto quando se adota uma determinada espessura de revestimento (com um COV associado) tem uma utilidade significativa na etapa de projeto das estruturas, mais especificamente no momento da escolha da espessura de revestimento para uma estrutura que será construída em uma dada condição ambiental.

A influência da concentração superficial de cloretos para o cimento CP II F encontra-se apresentada na Figura 9.12, cujo efeito para os cimentos CP IV e CP V ARI estão mostrados na Figura 9.13 e na Figura 9.14, respectivamente.

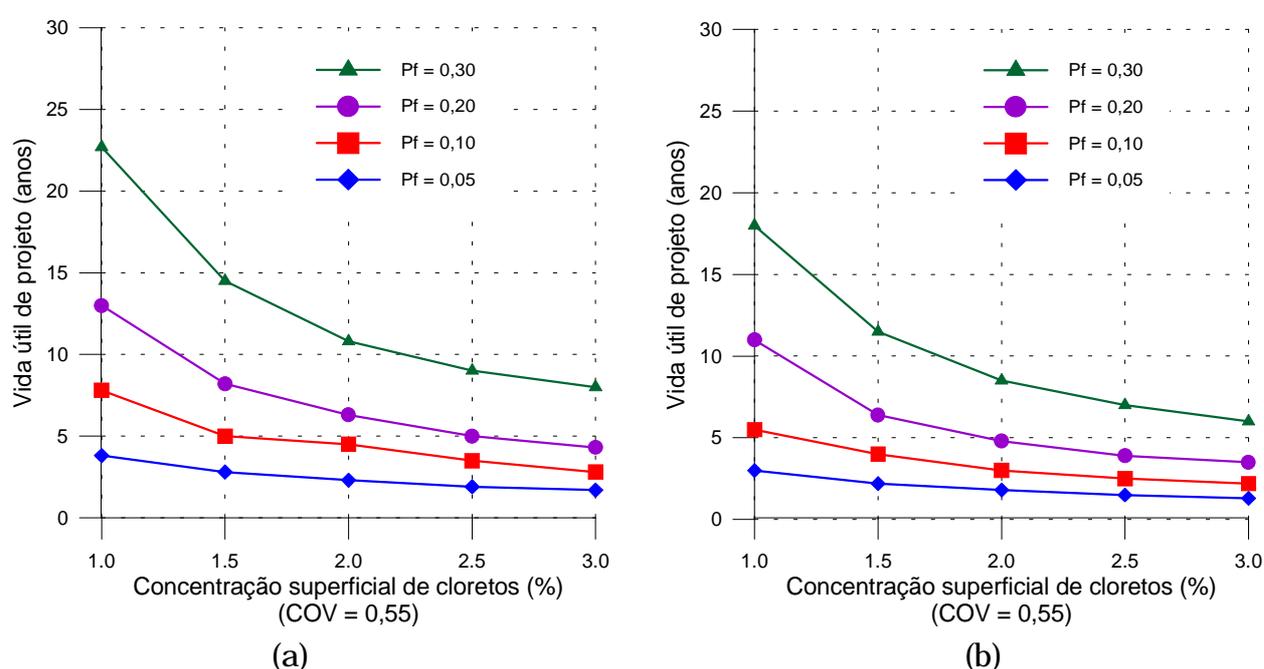


Figura 9.12 Efeito da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP II F: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

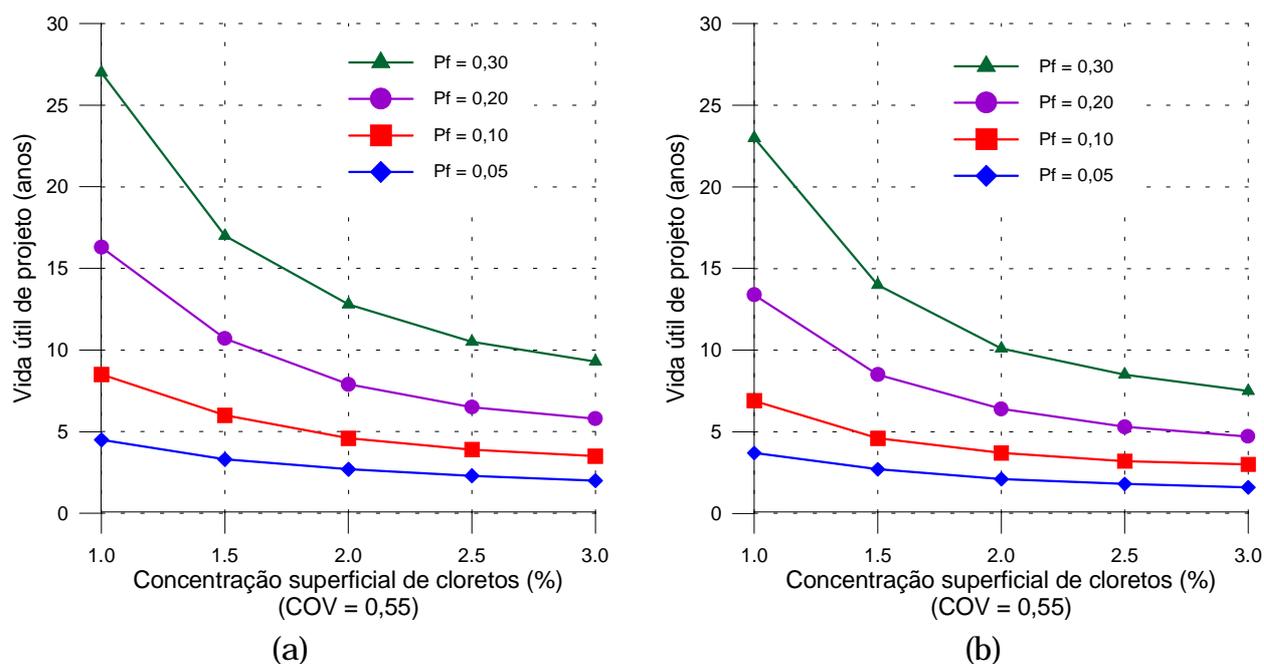


Figura 9.13 Efeito da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP IV: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

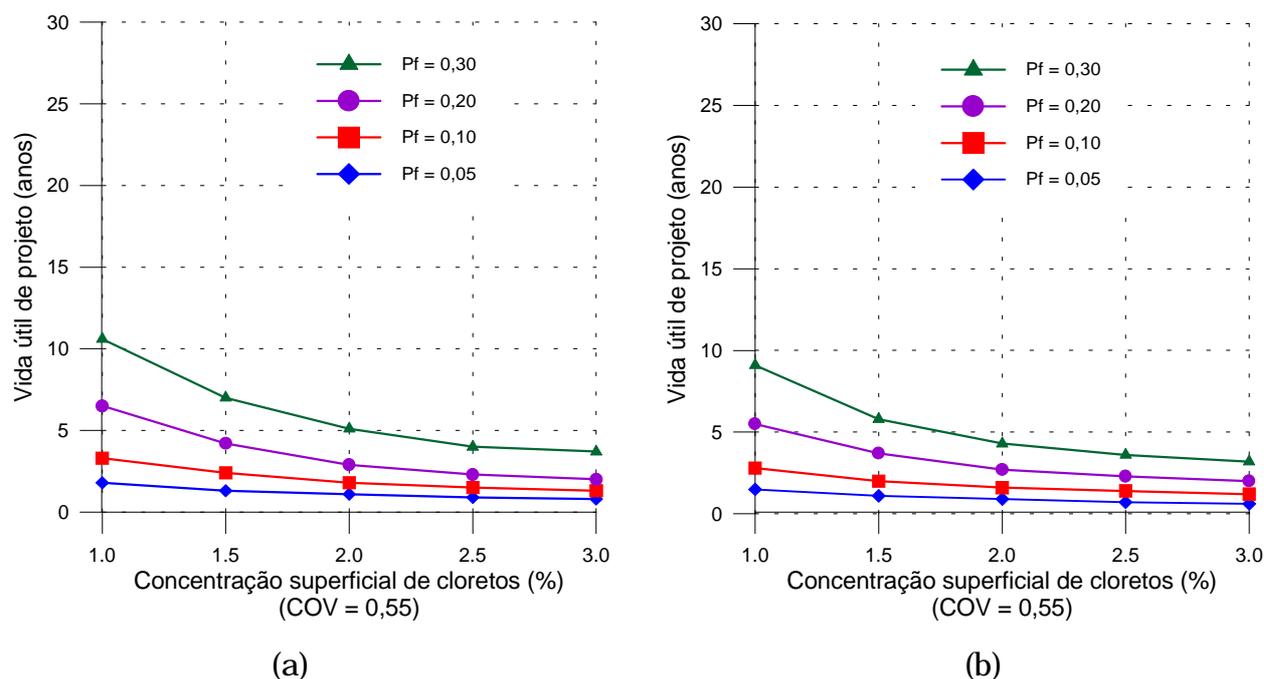


Figura 9.14 Efeito da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para diversas probabilidades de falha para o cimento CP V ARI: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

A princípio verifica-se que a concentração superficial de cloretos tem um efeito bastante significativo no tempo até a despassivação de um elemento de

concreto armado. Independentemente da relação a/c e do tipo de cimento avaliado, tem-se que a vida útil de projeto decresce significativamente quando há um aumento da concentração superficial de cloretos, para qualquer nível de probabilidade de falha estabelecida.

Considerando-se ao mesmos níveis da relação a/c, observa-se que o cimento CP IV mais uma vez apresentou o melhor desempenho com relação à proteção das armaduras contra a despassivação, seguido pelo CP II F. Já o cimento CP V ARI teve o pior desempenho, onde, para uma relação a/c igual a 0,60, considerando uma probabilidade de falha da ordem de 0,20 e admitindo um valor da concentração superficial de cloretos igual a 1,0% em relação à massa de cimento, o CP II F apresentou valores da vida útil de projeto 18% menores que o CP IV, enquanto que o CP V ARI apresentou uma redução da ordem de 57% para os mesmos parâmetros.

A importância da adoção de um valor adequado da probabilidade de falha requerida para uma determinada situação – conforme discutido no item 8.3.3 – se mostra bastante evidente. No caso da construção de uma estrutura com um concreto que apresente o melhor desempenho possível (CP IV com relação a/c igual a 0,35) e que vai ser inserido em ambientes com menores concentrações de cloretos (1,0%). A probabilidade de falha da ordem de 10^{-2} recomendada pelos Códigos Internacionais (SIEMES et al., 1998) está associada a um valor da vida útil de projeto um pouco menor que 5 anos [Figura 9.13(a)], sendo bastante inferior a um período mínimo de 50 anos previsto pelo EUROCODE (SIEMES et al., 1998).

Na Figura 9.15 está apresentado o efeito da espessura de cobrimento na vida útil de projeto para todos os cimentos avaliados, considerando uma probabilidade de falha igual a 0,2.

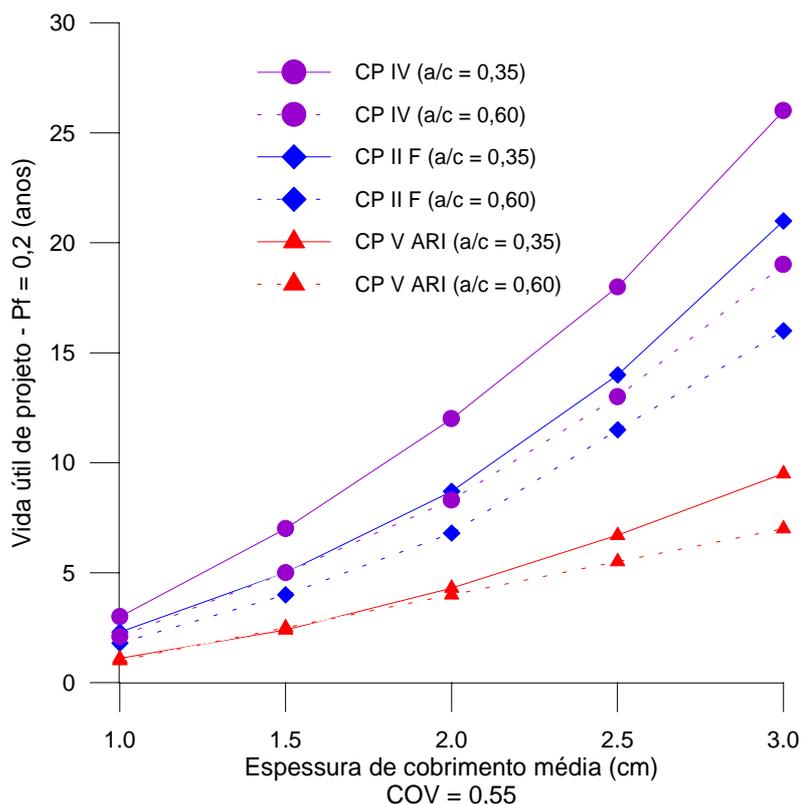


Figura 9.15 Influência da espessura de cobertura na vida útil de projeto

À medida que se aumenta a espessura de cobertura tem-se um incremento significativo da vida útil de projeto, conforme comentado anteriormente. O efeito da relação a/c na vida útil de projeto de uma estrutura é bem evidente, onde quanto menor tal valor, maior o período de iniciação do processo corrosivo para os concretos avaliados.

Ao se especificar uma espessura de cobertura de 2,0 cm para uma determinada estrutura a ser construída com as condições apresentadas, ter-se-ia um aumento de 100% no tempo até a despassivação das armaduras (para a mesma probabilidade de falha) ao se trocar o cimento CP V ARI para o cimento CP II F, mantendo-se a relação a/c constante (0,60). Raciocínios similares podem ser realizados para os demais tipos de concreto, quando for especificado um material que apresente uma maior vida útil de projeto, considerando as características construtivas e ambientais na penetração de cloretos no concreto.

O efeito da concentração superficial de cloretos no valor da vida útil de projeto associado a um índice de confiabilidade igual a 0,84 ($p_f = 0,20$) está apresentado na Figura 9.16.

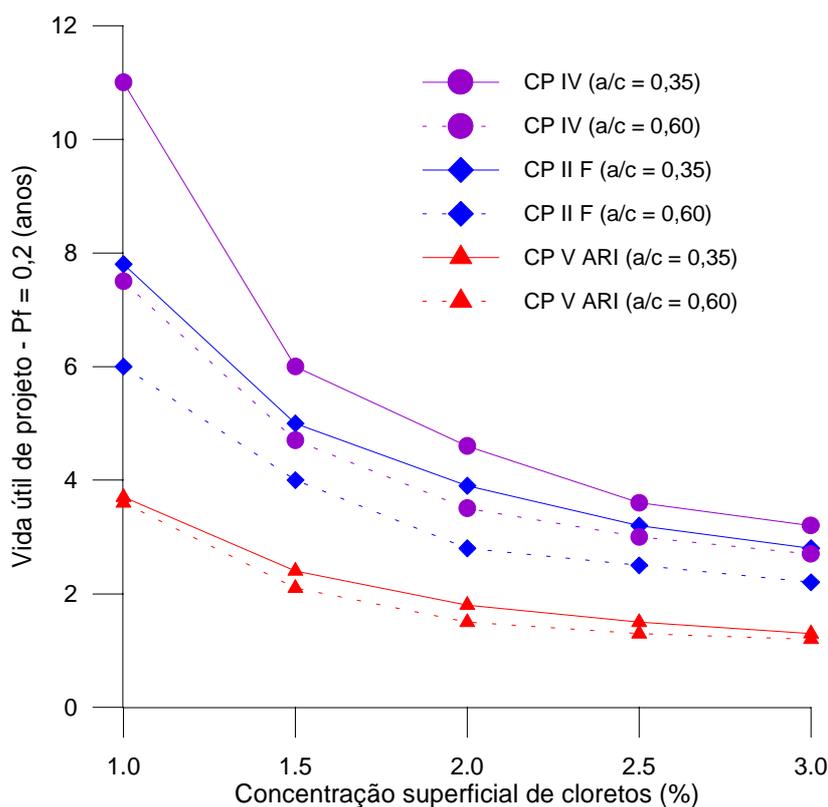


Figura 9.16 Influência da concentração superficial de cloretos na vida útil de projeto para todos os cimentos estudados

Verifica-se que a vida útil de projeto diminui significativamente com o aumento da concentração superficial de cloretos, onde o efeito da relação a/c e do tipo de cimento encontra-se bastante evidenciado. Os dados apresentados mostram a importância da realização de análises prévias da agressividade ambiental onde uma estrutura estará inserida, a fim de se escolher corretamente qual o tipo de cimento (bem como a relação a/c) que seria mais adequado para a dosagem do concreto.

A fim de contribuir no estudo da atividade de projeto das estruturas, foram avaliados os efeitos combinados da concentração superficial de cloretos (que varia em função da agressividade ambiental) e da espessura de cobrimento, admitindo um dado valor de p_f (0,20), para os cimentos CP II F, CP IV e CP V ARI, conforme apresentado na Figura 9.17, na Figura 9.18 e na Figura 9.19, respectivamente.

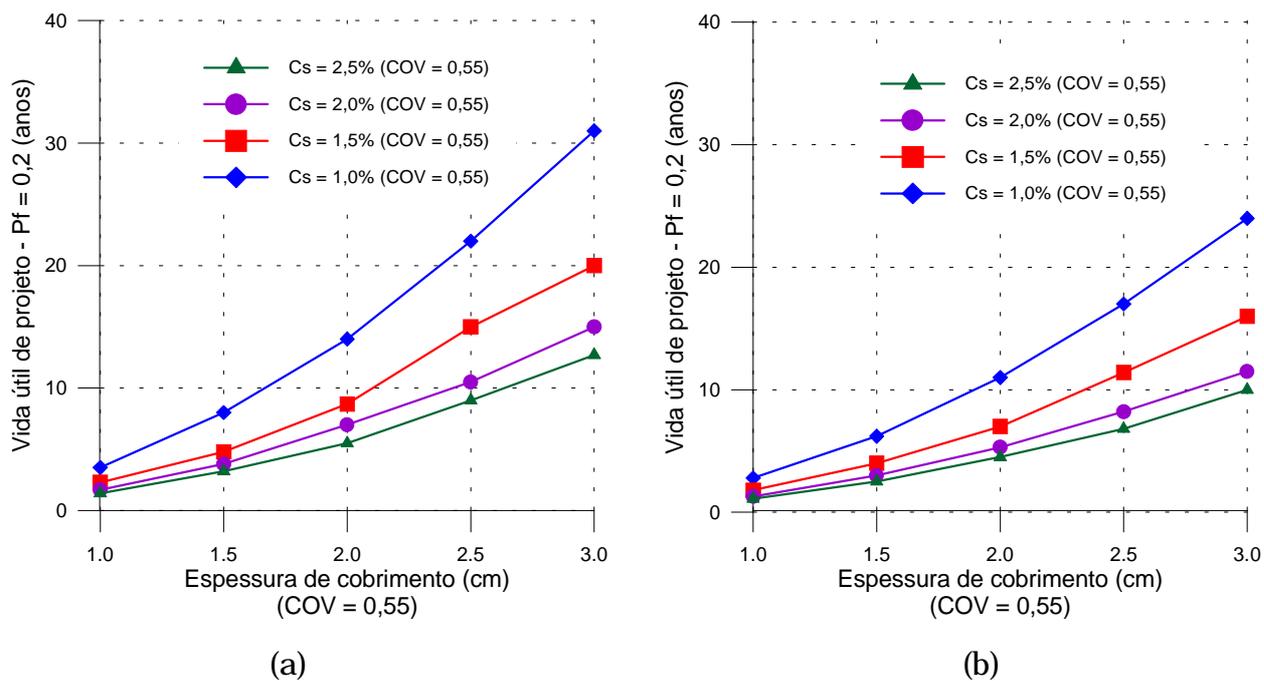


Figura 9.17 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores da concentração superficial de cloretos para o cimento CP II F : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

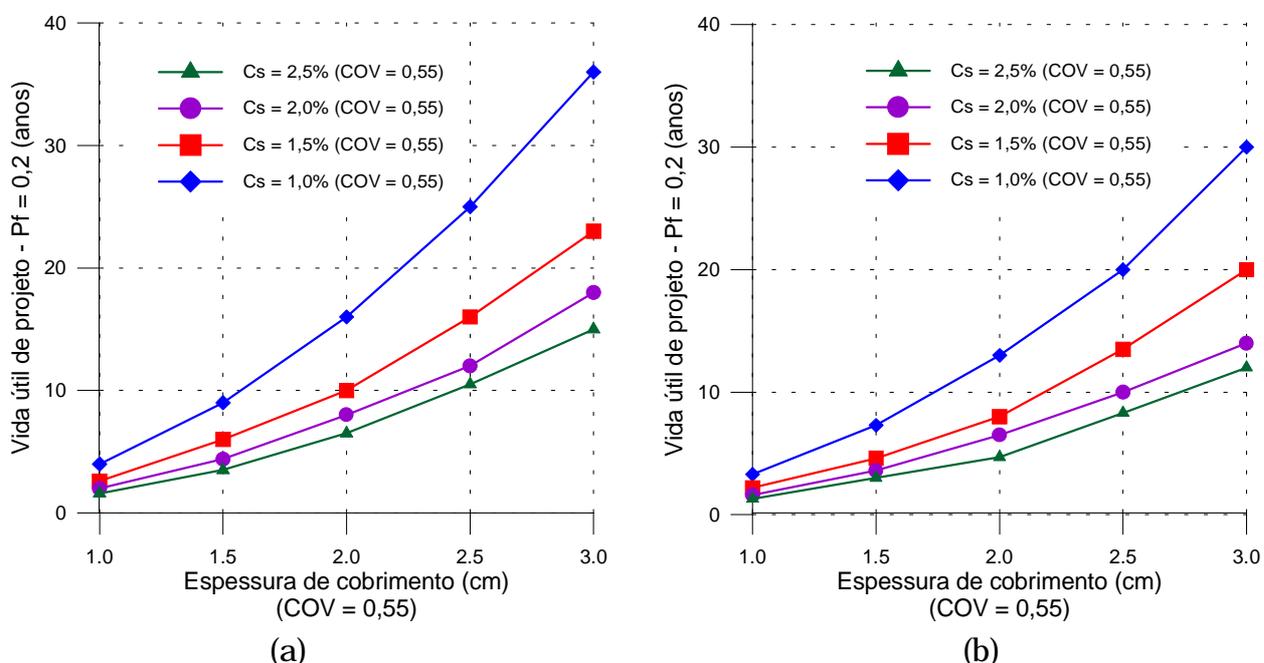


Figura 9.18 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores da concentração superficial de cloretos para o cimento CP IV: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

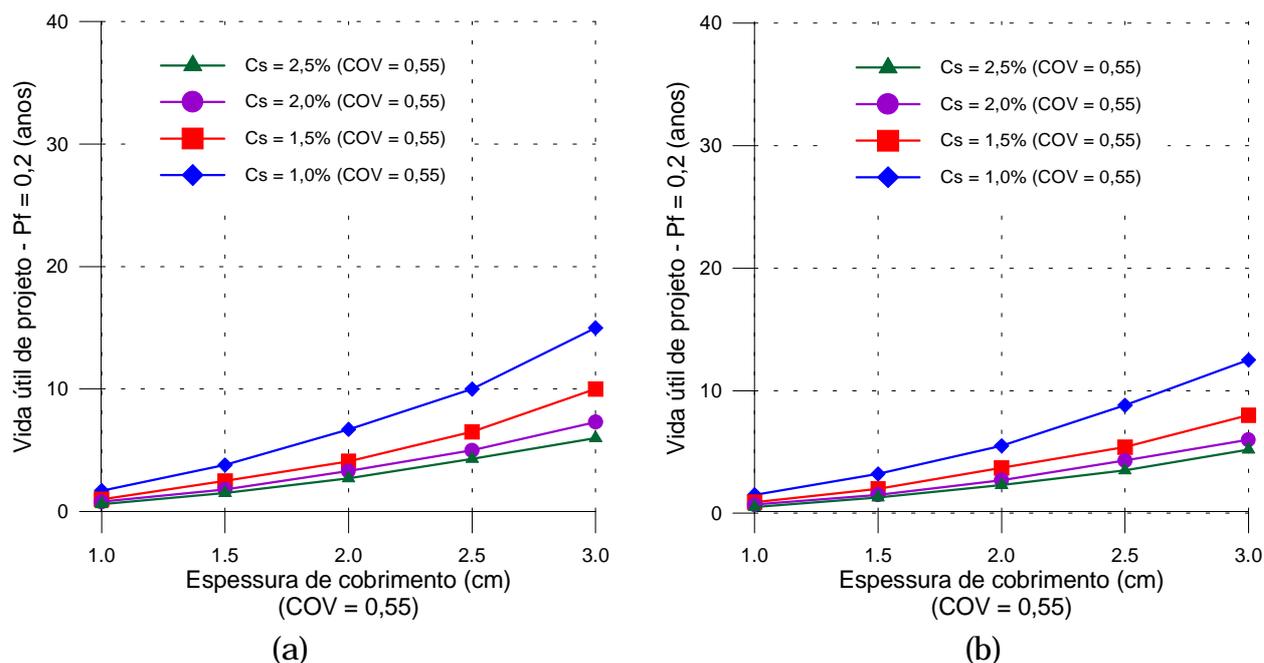


Figura 9.19 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores da concentração superficial de cloretos para o cimento CP V ARI: (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

Para espessuras de cobrimento iguais a 1,0 cm observa-se que não há uma diferença tão significativa entre os valores da vida útil de projeto para a probabilidade de falha especificada, independentemente do nível da concentração superficial de cloretos. Contudo, à medida em que se aumenta a espessura de cobrimento em intervalos de apenas 0,5 cm observa-se que o efeito na vida útil de projeto é pronunciado, para todos os tipos de cimento empregados e do valor da concentração superficial de cloretos. Os maiores valores de vida útil foram encontrados para o cimento CP IV com uma relação a/c igual a 0,35, onde a diferença em relação ao concreto de pior desempenho (cimento CP V ARI com relação a/c igual a 0,60) foi de aproximadamente 66%.

Com os ábacos apresentados anteriormente, pode-se calcular qual a espessura de cobrimento mais adequada para uma dada condição de utilização, considerando a variabilidade incorporada a cada uma das variáveis básicas e um nível de desempenho desejado. De posse desse tipo de análise, as atividades de projeto e manutenção das estruturas de concreto armado podem ser melhor conduzidas, a fim de garantir a condição de passividade das armaduras quando inseridas no concreto.

9.3.2 Modelo de UJI et al. (1990)

Neste item, as previsões de vida útil foram realizadas considerando a função de estado limite obtida do modelo proposto por UJI et al. (1990), cujos dados empregados nas análises de confiabilidade estão apresentados na Tabela 9.10.

Tabela 9.10 Dados para a análise de confiabilidade segundo o modelo apresentado por UJI et al. (1990)

Variável	Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de cobrimento	cm	2,0	0,55	Lognormal
Concentração crítica de cloretos	%	0,4	0,41	Lognormal
Quantidade de cloretos no concreto (t = 1 ano) (k)	%	1,5	0,60	Lognormal

Assim como foi discutido para o caso da 2ª Lei de Fick, distintos tipos de cimento apresentarão valores de absorção de cloretos no primeiro ano de exposição (k) também diferenciados. Contudo, como não existe na literatura nem em ensaios realizados em estruturas informações confiáveis a respeito desse valor, será considerado que o mesmo é igual para todos os tipos de cimento avaliados.

Tanto os valores médios quanto a variabilidade do coeficiente de difusão de cloretos adotados para os cálculos de confiabilidade estão apresentados na Tabela 9.11, onde admite-se que tal parâmetro tem uma distribuição do tipo lognormal.

Tabela 9.11 Dados relacionados ao coeficiente de difusão (em cm^2/ano) empregados na análise de confiabilidade (63 dias; $T = 30^\circ\text{C}$)

Relação a/c	CP II F		CP IV		CP V ARI	
	Média (μ)	COV	Média (μ)	COV	Média (μ)	COV
0,35	0,059	0,75	0,051	0,75	0,126	0,75
0,60	0,076	0,75	0,063	0,75	0,148	0,75

Com a definição dos valores médios e das variabilidades dos parâmetros envolvidos na formulação apresentada por UJI et al. (1990), realizou-se a análise de confiabilidade com os resultados apresentados na Figura 9.20.

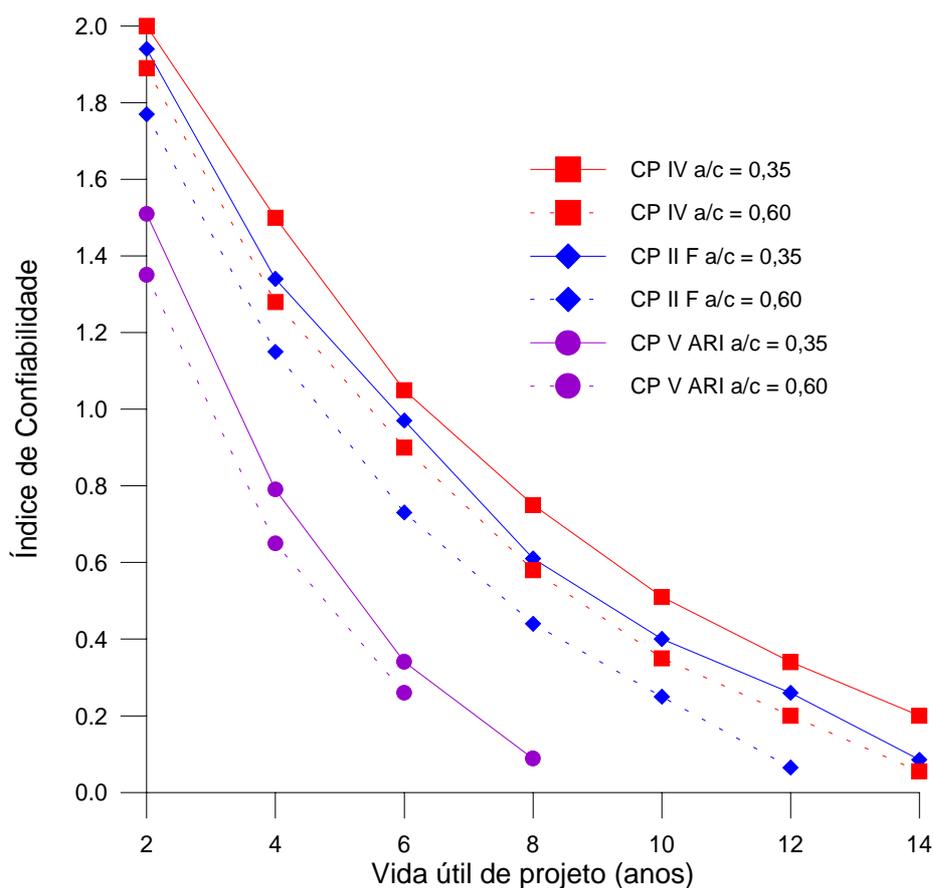


Figura 9.20 Índices de confiabilidade obtidos a partir do modelo proposto por UJI et al. (1990)

Com a diminuição da relação a/c observa-se que há um aumento do índice de confiabilidade para uma mesma idade, considerando um mesmo tipo de cimento. Isso ocorre em função da melhoria microestrutural que ocorre quando se reduz a relação a/c para um dado concreto.

O efeito do tipo de cimento no tempo até a despassivação também é bastante evidenciado, onde verifica-se que concretos que apresentam menores valores do coeficiente de difusão de cloretos têm maiores valores da vida útil de projeto. Contudo, independentemente do tipo de cimento ou da relação a/c adotada para o concreto, tem-se que os valores da vida útil de projeto são muito baixos, sendo inferiores a 12 anos. Ao se adotar a formulação apresentada por UJI et al. (1990) para a previsão da vida útil, admite-se uma condição que efetivamente se verifica na superfície dos elementos estruturais, onde o aumento da concentração de cloretos já foi constatado em algumas análises realizadas em estruturas de concreto (SWAMY et al., 1994; AMEY et al., 1996; OLLIVIER, 1998). Com esse aumento verificado na concentração superficial de cloretos no decorrer do tempo, é de se esperar que ocorra um aumento da quantidade de cloretos no interior do concreto, diminuindo o tempo até a despassivação de uma determinada estrutura.

A fim de verificar qual o efeito da quantidade de cloretos absorvida na superfície da estrutura após um ano de exposição (k) e da espessura de cobrimento na vida útil de projeto – admitindo uma P_f igual a 0,2 – foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 9.21 para o cimento CP II F, na Figura 9.22 para o cimento CP IV e na Figura 9.23 para o cimento CP V ARI. Vale salientar que todas as simulações foram realizadas considerando uma temperatura ambiental de 30°C, onde os concretos apresentavam uma idade de 63 dias.

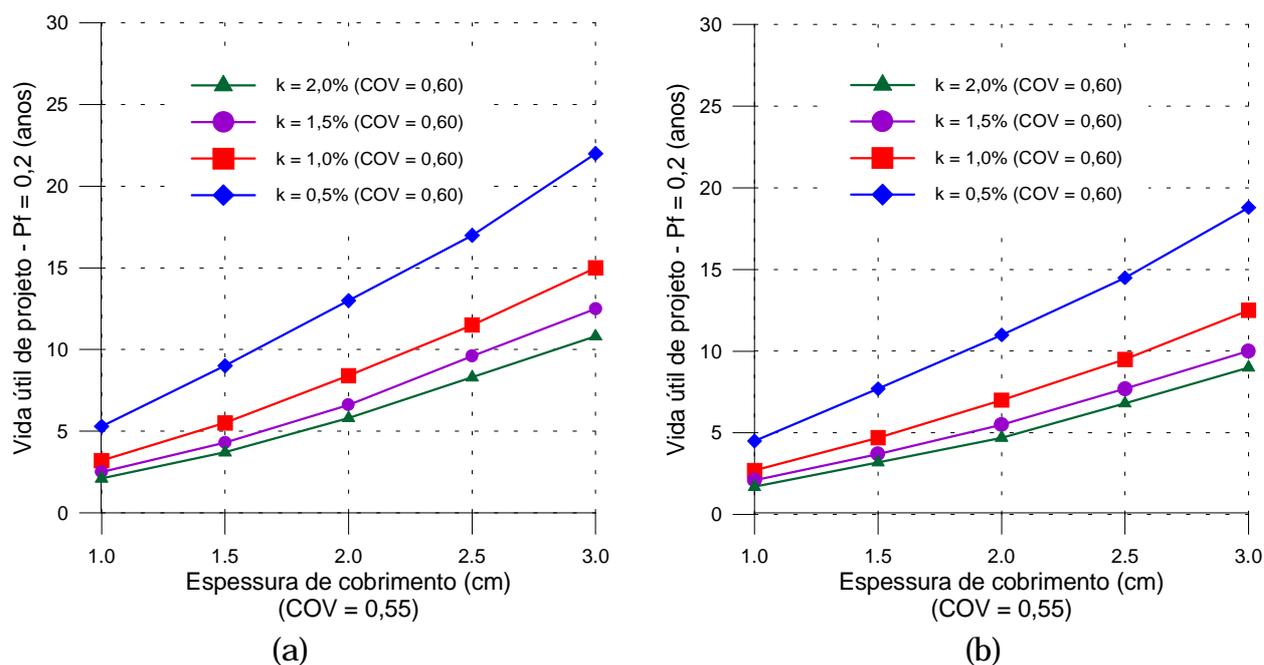


Figura 9.21 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores do parâmetro k para o cimento CP II F : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

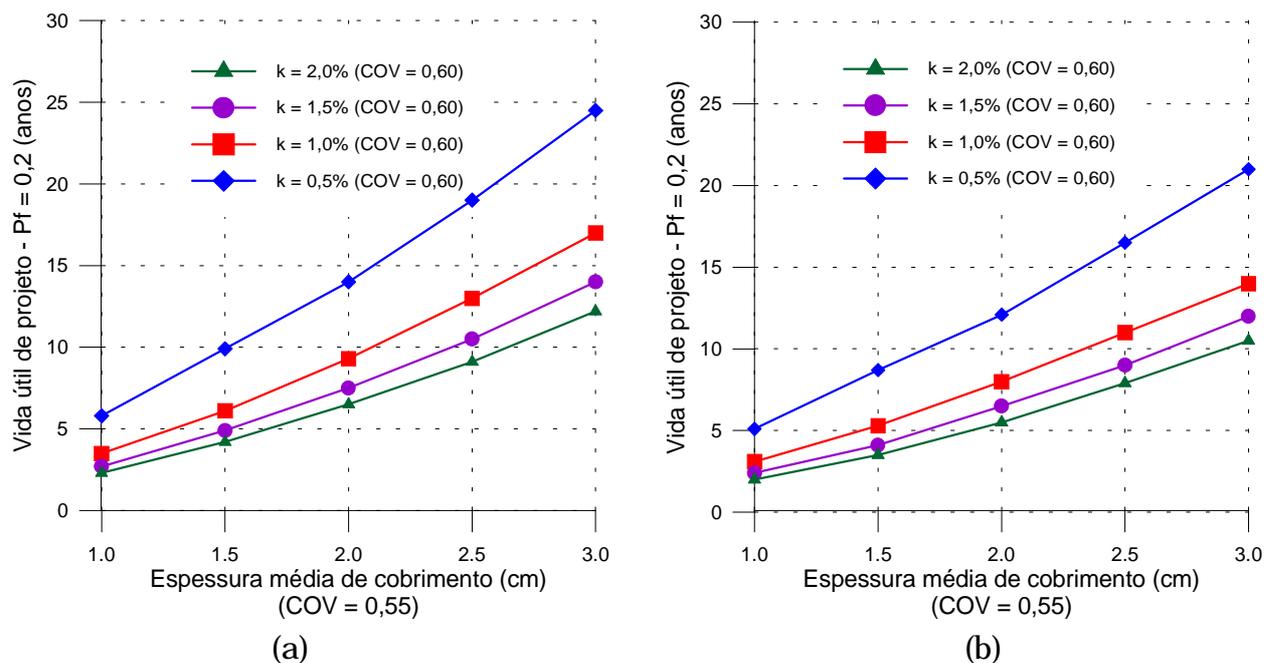


Figura 9.22 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores do parâmetro k para o cimento CP IV : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

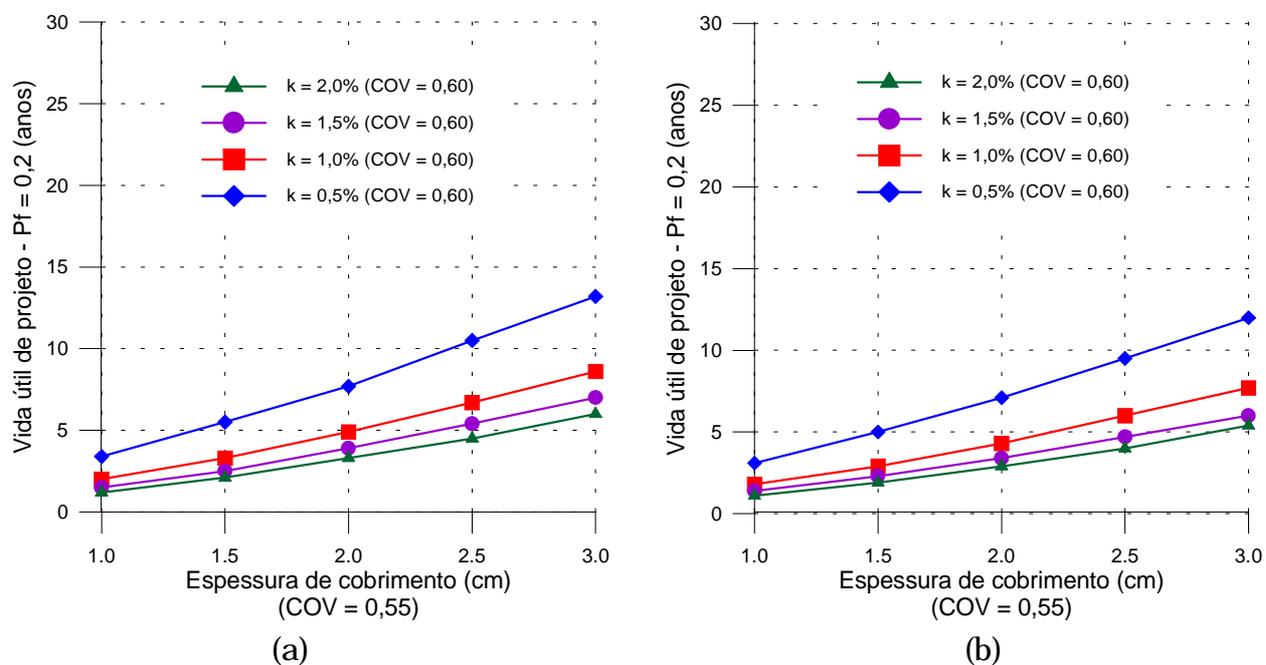


Figura 9.23 Vida útil de projeto, considerando uma dada espessura de cobrimento para distintos valores do parâmetro k para o cimento CP V ARI : (a) $a/c = 0,35$; (b) $a/c = 0,60$

De uma forma geral, pode-se observar que com o aumento da espessura de cobertura obtém-se um incremento na vida útil de projeto; concomitantemente, à medida que a agressividade ambiental vai aumentando (traduzida pelo aumento do valor de k), a vida útil de projeto para a probabilidade de falha especificada vai diminuindo.

Considerando um mesmo tipo de cimento, tem-se que o tempo para despassivação tende a diminuir com o aumento da relação a/c . Essa diminuição é mais significativa para o caso do CP II F e do CP IV, considerando principalmente as maiores espessuras de cobertura. Em função dos baixos valores de vida útil de projeto encontrados para o cimento CP V ARI, o efeito da diminuição da relação a/c se apresenta como sendo menos pronunciado.

Desta forma, com base nos dados apresentados na Figura 9.21, na Figura 9.22 e na Figura 9.23, uma aplicação prática pode ser realizada: admita-se que se queira construir uma estrutura em uma área salina, onde o valor da concentração superficial de cloretos após 1 ano de construção, medido em outras estruturas similares e inseridas nas mesmas condições de exposição, seja igual a 1,0% (SWAMY et al., 1994), com um desvio-padrão igual a 0,6%. Admitindo que o calculista tenha especificado uma espessura de cobertura igual a 2 cm (com um desvio-padrão da ordem de 1,1 cm) para um concreto de relação a/c igual a 0,35, se teria um aumento da vida útil de projeto ($P_f = 0,2$) de aproximadamente 71% (de 4,9 para 8,4 anos) ao se trocar o cimento CP V ARI pelo cimento CP II F e de aproximadamente 90% (de 4,9 para 9,3 anos) ao se substituir o cimento CP V ARI pelo CP IV.

9.3.3 Modelo de MEJLBRO (1996)

Os valores dos índices de confiabilidade também foram calculados através do modelo proposto por MEJLBRO (1996), sendo que os dados empregados para a realização das simulações encontram-se apresentados na Tabela 9.12.

Tabela 9.12 Dados para a análise de confiabilidade empregados na formulação apresentada por MEJLBRO (1996)

Variável		Unidade	Média (μ)	COV	Distribuição
Espessura de cobertura		cm	2,0	0,55	Lognormal
Concentração crítica de cloretos		%	0,4	0,41	Lognormal
Relação a/c		–	0,6	0,10	Lognormal
Parâmetros ambientais	S	–	1,2	0,37	Lognormal
	p	–	0,12	0,30	Lognormal

Através da realização de uma análise paramétrica, verificou-se que para se obter um mesmo valor da concentração superficial utilizado para as análises através da 2ª Lei de Fick e do modelo proposto por UJI et al. (1990) com um coeficiente de variação idêntico ($COV = 0,55$), os valores mais adequados para o COV dos parâmetros S e p deveriam ser iguais a 0,37 e 0,30, respectivamente.

No momento da realização da análise de confiabilidade, foi percebido que ocorriam inconsistências matemáticas na resolução do modelo quando se empregavam relações a/c menores que 0,40. Tal restrição já havia sido comentada por POULSEN (1996), onde as formulações descritas para a resolução do modelo foram ajustadas para concretos com valores da relação a/c compreendidos entre 0,40 e 0,75. Desta forma, as análises aqui apresentadas referem-se apenas aos concretos moldados com uma relação a/c igual a 0,60, cujos respectivos coeficientes de difusão estão indicados na Tabela 9.13.

Tabela 9.13 Coeficientes de difusão empregados para a análise de confiabilidade no modelo de MEJLBRO (1996) (63 dias; $T = 30^{\circ}C$)

Relação a/c	Coeficiente de difusão (cm^2/ano)		
	CP II F	CP IV	CP V ARI
0,60	0,076	0,063	0,148

Os índices de confiabilidade calculados através do processo de simulação em relação a diversos instantes no tempo para os três cimentos avaliados estão apresentados na Figura 9.24.

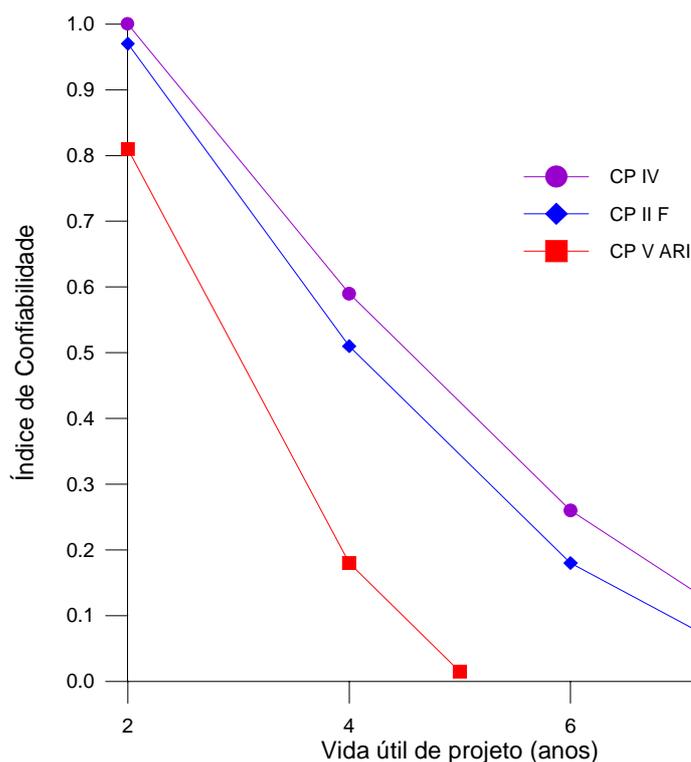


Figura 9.24 Índices de confiabilidade obtidos a partir do modelo proposto por MEJLBRO (1996)

Assim como nas análises realizadas através da 2ª Lei de Fick e do modelo de UJI et al. (1990), o cimento CP IV apresentou os maiores valores do índice de confiabilidade para uma mesma idade, seguido de perto pelo cimento CP II F. Já o CP V ARI apresentou o pior desempenho com relação à penetração de cloretos, como já observado anteriormente. Tais valores excessivamente baixos provavelmente ocorreram pela adoção de uma relação a/c bastante elevada, o que propiciaria uma maior penetração de cloretos para o interior dos elementos estruturais.

Outro fator importante e que deve ser objeto de consideração diz respeito aos baixos valores da vida útil de projeto associados a um determinado índice de confiabilidade. Como no modelo proposto está englobado o crescimento da concentração superficial de cloretos nos elementos estruturais, a influência de tal variável básica é determinante na obtenção desses baixos valores de vida útil.

Similarmente aos modelos anteriores, foi avaliado o efeito combinado da espessura de cobrimento e do valor de S (que representa o teor de cloretos na superfície do elemento estrutural) na vida útil de projeto, para uma probabilidade de falha especificada ($p_f = 0,2$), onde os resultados estão mostrados na Figura 9.25. Vale salientar que os demais parâmetros básicos relacionados ao modelo permaneceram constantes, conforme apresentado na Tabela 9.12.

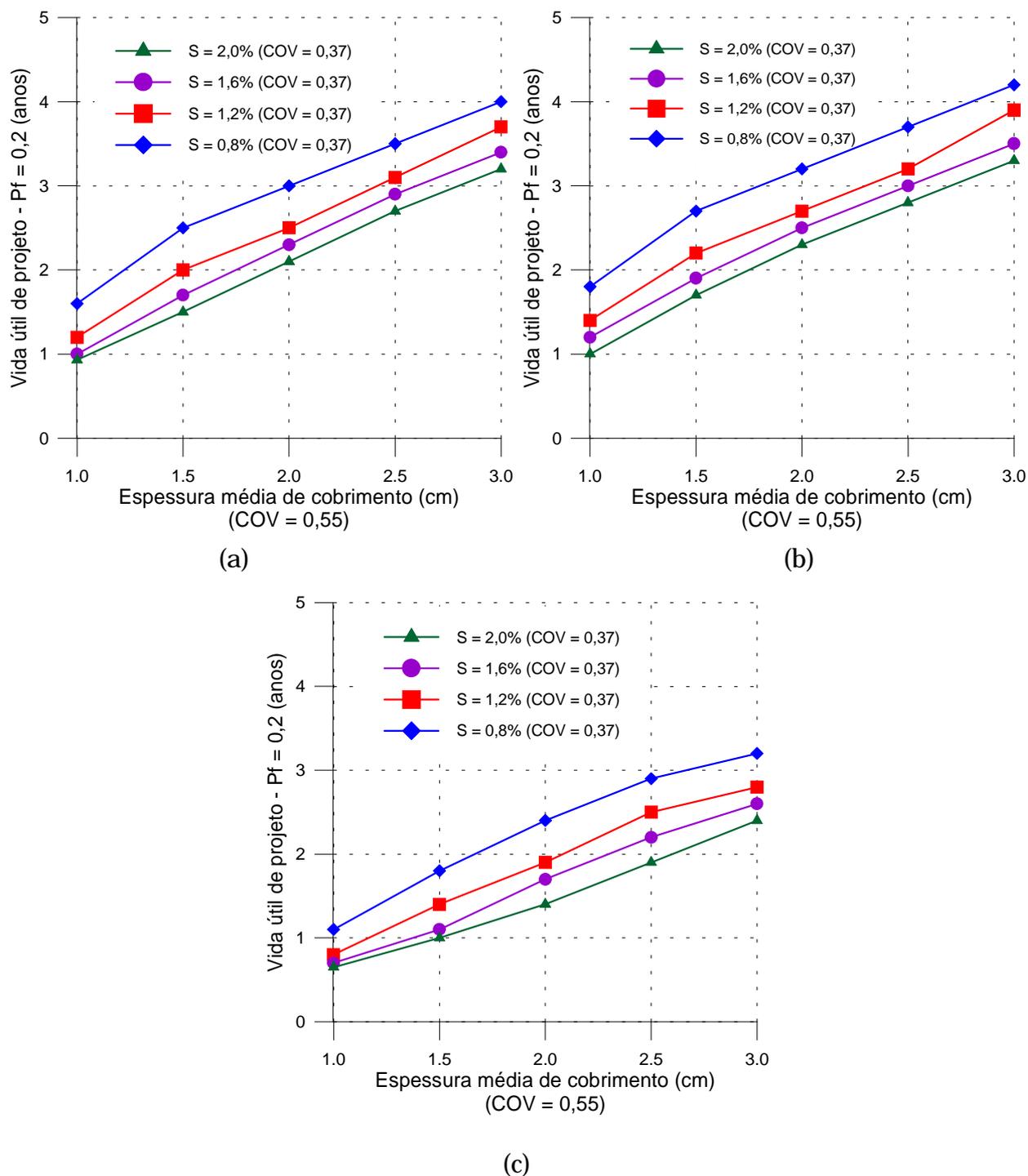


Figura 9.25 Vida útil de projeto, considerando uma espessura média de cobrimento para distintos valores do parâmetro S ($a/c = 0,60$): (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI

Com os ábacos apresentados na Figura 9.25, caso se queira construir uma estrutura em uma área salina, com um concreto de relação a/c igual a 0,60, e com uma espessura de cobrimento igual a 2,5 cm, o ganho em relação à vida útil de projeto será de aproximadamente 32% ao se empregar o cimento CP IV ao invés do

CP V ARI e de 24% ao se trocar o cimento CP V ARI pelo CP II F, considerando a situação mais desfavorável em relação à agressividade ambiental ($S = 2,0\%$). Avaliações similares podem ser realizadas para as condições apresentadas nos ábacos da Figura 9.25, onde o modelo de predição empregado representa mais adequadamente as variações que ocorrem nas condições ambientais e microestruturais do concreto no decorrer do tempo.

9.3.4 Considerações sobre os Modelos Analisados

De posse dos dados apresentados nas seções anteriores, foram realizadas comparações entre as funções de estado limite empregadas para determinar o tempo até a despassivação das armaduras, onde os índices de confiabilidade resultantes do processo de simulação considerando uma relação a/c igual a 0,60 podem ser observados na Figura 9.26.

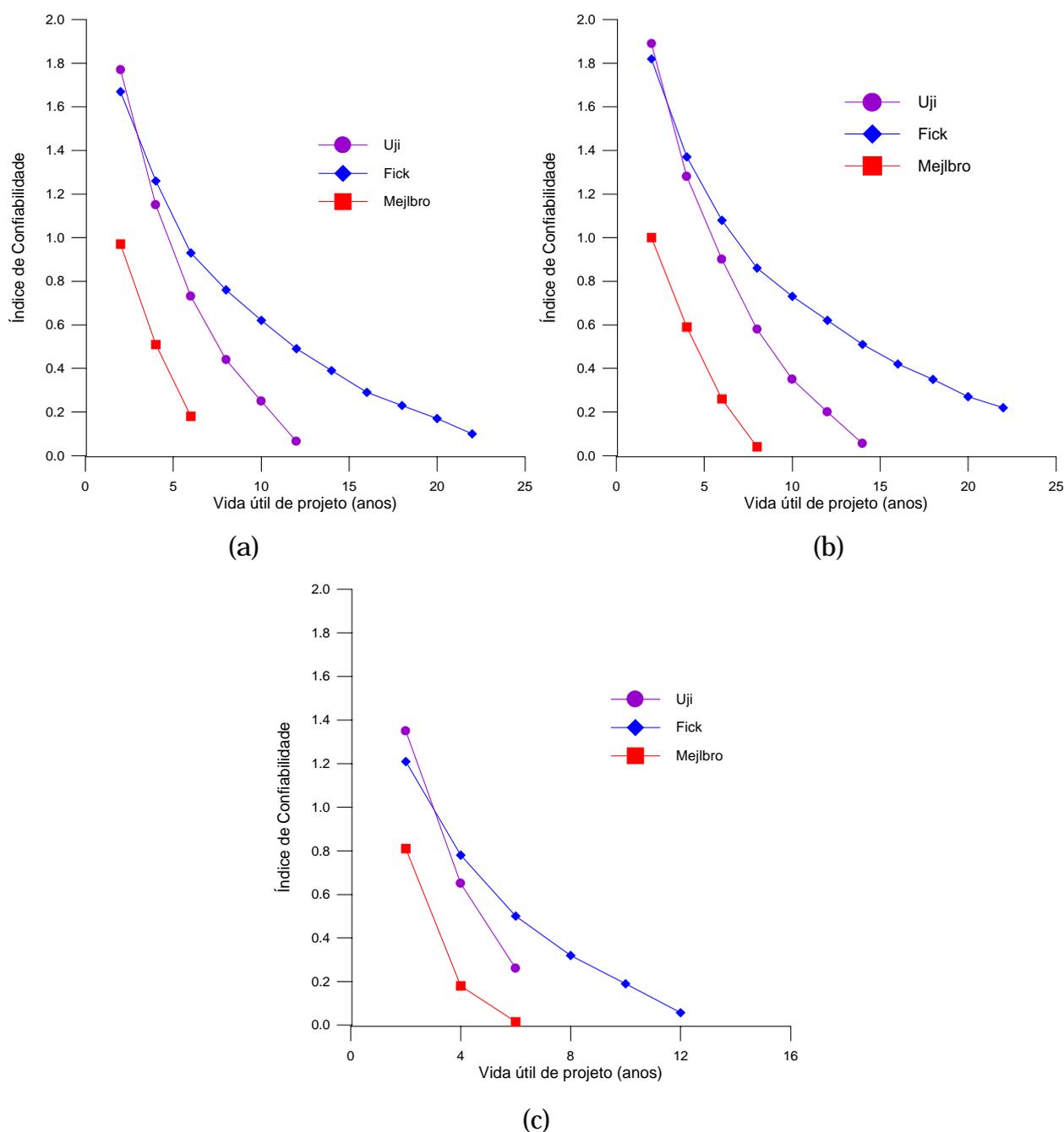


Figura 9.26 Comparações entre a vida útil de projeto para as funções de estado limite avaliadas ($a/c = 0,60$): (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI

Verifica-se que as previsões realizadas através da 2ª Lei de Fick fornecem maiores valores da vida útil de projeto para índices de confiabilidade próximos a zero (limite de despassivação), independentemente do tipo de cimento avaliado, em comparação com as formulações apresentadas por UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996).

Ao se empregar a 2ª Lei de Fick para prever a penetração de cloretos para o interior de um dado elemento estrutural, pode-se estar superestimando o tempo de

despassivação do mesmo, pois na formulação em questão o aumento da concentração superficial de cloretos no tempo não é considerado, admitindo-se que tal parâmetro permanece constante. Além disso, os dados que foram adotados para a realização das análises de confiabilidade consideram que a estrutura apresentava apenas um ano de construção, onde estudos mostram que a concentração de cloretos tende a aumentar na superfície dos elementos após tal intervalo de tempo (POULSEN, 1996; AMEY et al., 1998).

Pode-se observar que tanto a formulação de UJI et al. (1990) quanto aquela apresentada por MEJLBRO (1996) tem a mesma forma para todos os cimentos avaliados. Tal ocorrência está possivelmente relacionada com a incorporação da variação temporal da concentração superficial (UJI et al., 1990; MEJLBRO, 1996) e do coeficiente de difusão de cloretos (MEJLBRO, 1996) nos modelos de predição.

Uma consideração importante deve ser realizada: no modelo proposto por UJI et al. (1990) o coeficiente de difusão de cloretos permanece constante, enquanto que no modelo de MEJLBRO (1996) tal parâmetro decresce no tempo. Assim, esperaria-se que o modelo de MEJLBRO (1996) fornecesse valores maiores para os índices de confiabilidade, em relação ao modelo de UJI et al. (1990), para uma mesma idade, em função do refinamento microestrutural que ocorre durante o processo de hidratação do cimento. Porém, como pode ser visto na Figura 9.26, o modelo de MEJLBRO (1996) fornece menores índices de confiabilidade, onde o tempo de despassivação é menor do que aqueles apresentados pelos demais modelos avaliados.

Uma possível explicação para tal fato pode ser formulada considerando que o efeito da minimização do coeficiente de difusão de cloretos é menor que o efeito provocado pelo acúmulo da concentração superficial de cloretos no concreto, admitindo um mesmo intervalo de tempo. Como o processo de hidratação do cimento vai ocorrer continuamente e é um fenômeno que contribui sempre a favor da durabilidade de uma estrutura de concreto, deve-se tomar providências quanto à necessidade de se prescrever sistemas de proteção adequados para minimizar a penetração de agentes agressivos no concreto.

Já na Figura 9.27 está apresentado o efeito da espessura de cobrimento para uma probabilidade de falha igual a 0,2 referentes aos tipos de cimento avaliados.

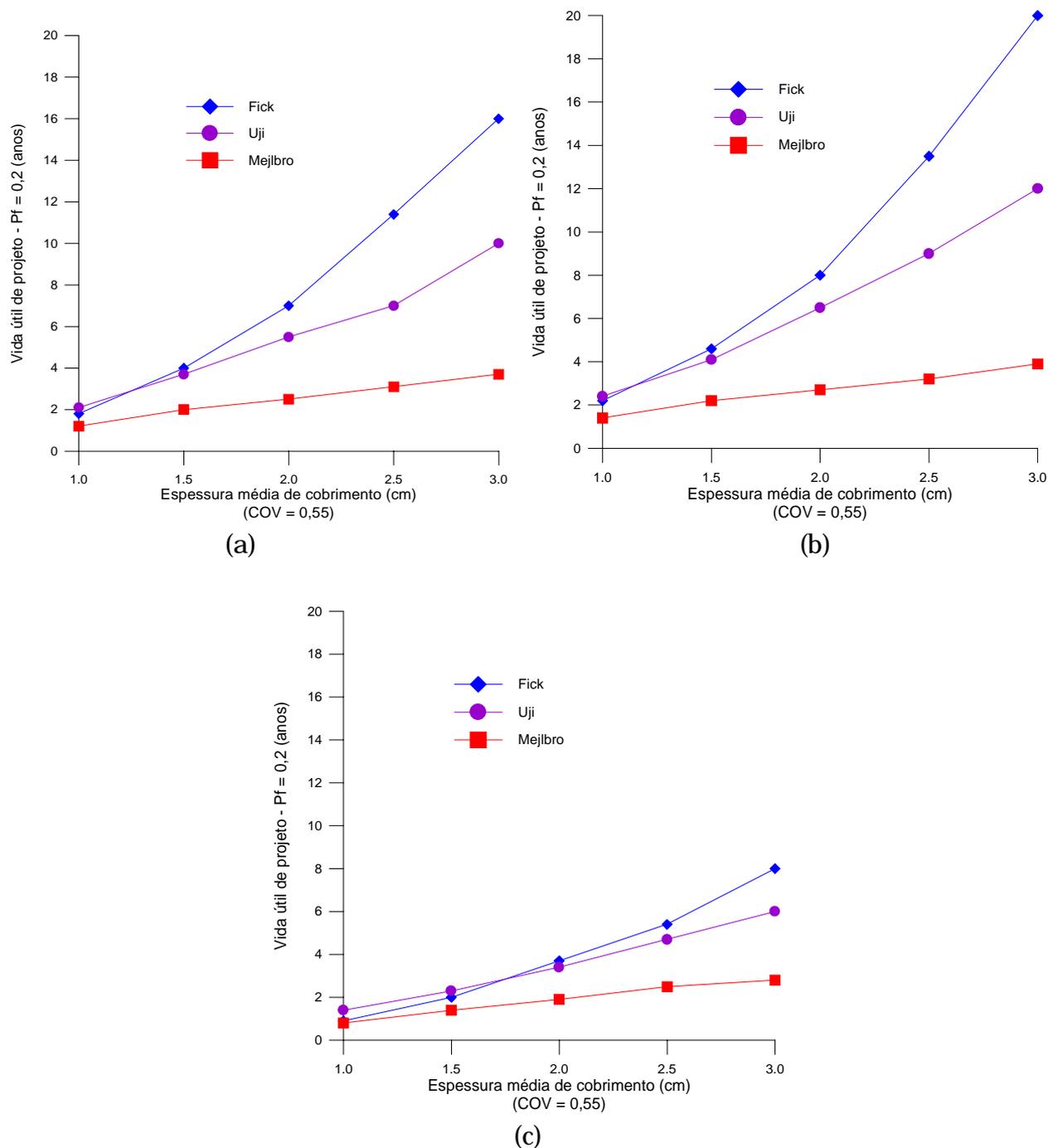


Figura 9.27 Efeito da espessura de cobrimento às armaduras para uma dada probabilidade de falha, considerando os modelos avaliados ($a/c = 0,60$): (a) CP II F; (b) CP IV; (c) CP V ARI

Tem-se que para espessuras de cobrimento inferiores a 1,5 cm, as formulações propostas por Fick e UJI et al. (1990) apresentam valores do tempo até a despassivação bastante similares, independentemente do tipo de cimento adotado nas simulações. Contudo, ao serem estabelecidos valores maiores de tal variável básica, tem-se que a diferença entre os modelos de predição adotados se torna bastante acentuada, podendo atingir valores da ordem de 45% entre o modelo

proposto por Fick e UJI et al. (1990) e de 87% entre a formulação de MEJLBRO (1996) e o modelo de Fick, para o cimento CP IV com uma espessura de cobrimento igual a 3 cm.

As considerações realizadas para o caso da variação da concentração superficial de cloretos também são aplicáveis ao caso da espessura de cobrimento: quanto mais o modelo de predição tenta se aproximar do fenômeno real, menor o valor da vida útil de projeto para uma dada probabilidade de falha. A importância do aumento da espessura de cobrimento fornece resultados mais expressivos em relação ao tempo de despassivação para o caso da 2ª Lei de Fick, onde a concentração superficial e o coeficiente de difusão de cloretos permanecem constantes, do que para o caso do modelo proposto por MEJLBRO (1996), onde há uma variação de tais parâmetros básicos.

Os resultados das simulações realizadas mostram a importância da escolha do modelo de predição que é utilizado para se estabelecer a vida útil de projeto para uma estrutura de concreto armado. Muitos relatos têm sido publicados evidenciando a precocidade verificada na degradação das estruturas de concreto quando atacadas pelo fenômeno corrosivo. Um dos fatores responsáveis por essa queda de desempenho pode ser atribuída, entre outros, à inadequada estimativa do tempo necessário para que os íons cloreto atinjam a armadura, através do emprego de funções de estado limite que não contemplem determinados fenômenos que efetivamente são verificados no transporte de substâncias no concreto. Todavia, a necessidade de maiores investigações nesse sentido é necessária, a fim de validar a aplicabilidade das formulações aqui apresentadas para a grande maioria dos concretos existentes atualmente.

10 PROPOSTA DE UM MODELO PARA PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE PROJETO PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

10.1 Introdução

Através das considerações realizadas nos Capítulos precedentes, constatou-se que existe uma grande quantidade de modelos que tentam prever o tempo necessário para que a frente de cloretos penetre pela espessura de cobrimento até as armaduras, despassivando-as. Todas essas tentativas de modelagem têm uma importância significativa dentro do estudo da Durabilidade das Construções, onde cada formulação apresentada esclarece uma parte do processo de penetração. Contudo, observa-se uma dificuldade no momento da aplicação dos modelos resultantes das análises efetuadas, principalmente em função de alguns fatores, conforme explicitados no Capítulo 5.

Desta forma, a fim de contribuir nessa linha de investigação, procurou-se desenvolver um modelo para prever o avanço da frente de penetração de cloretos no concreto. Nesse Capítulo será descrito o procedimento que foi empregado no desenvolvimento do mesmo, onde um exemplo de aplicação será apresentado e posteriormente serão realizadas algumas considerações sobre o resultado das análises efetuadas.

10.2 Análise em Grupos Focalizados (*Focus Group*)

Atualmente observa-se que as Ciências Sociais estão lançando mão de uma técnica para a coleta de dados sob a forma de entrevistas, sejam individuais ou coletivas. Tal técnica, chamada de Grupos Focalizados (ou *Focus Group*), são fóruns de um pequeno número de indivíduos que reúnem-se para discutir algum tópico específico de interesse. De acordo com OLIVEIRA et al. (1998), o *Focus Group* é um tipo de entrevista em profundidade realizada em grupo, cujas reuniões apresentam características definidas quanto à proposta, tamanho, composição e procedimentos de condução.

Segundo KIDD et al. (2000), os grupos focalizados tiveram sua origem na Sociologia, sendo largamente empregados em outras áreas, como Administração, Saúde, Sistemas de Informação, entre outras. Uma das suas primeiras aplicações deu-se na Segunda Guerra Mundial, para se medir as respostas da audiência para a propaganda e as transmissões de rádio. Ainda de acordo com KIDD et al. (2000), tal trabalho foi realizado por dois pesquisadores do Instituto de Pesquisa Social

Aplicada da Universidade de Columbia – Paul Lazarsfeld e Robert Melton – que denominaram o método de entrevista focada. Coube ao primeiro desenvolver um sistema para informar as reações positivas e negativas da audiência, onde a tarefa de aperfeiçoar um método de análise dos dados foi feita pelo segundo pesquisador.

O *Focus Group* é recomendado para orientar e dar referencial à investigação ou à ação em novos campos, gerar hipóteses baseadas na percepção dos informantes, avaliar diferentes situações de pesquisa ou populações de estudo, desenvolver planos de entrevistas e questionários, fornecer interpretações dos resultados dos participantes a partir de estudos iniciais e gerar informações adicionais a um estudo em larga escala (OLIVEIRA et al., 1998).

O foco ou o objetivo de análise é a interação dentro do grupo. Os participantes influenciam uns aos outros pelas respostas às idéias e colocações durante a discussão, estimulados por comentários ou questões fornecidas pelo moderador, que pode ser o próprio pesquisador ou outra pessoa. Os dados fundamentais produzidos por essa técnica são transcritos das discussões do grupo, acrescidos das anotações e das reflexões do moderador e de outros observadores, caso existam. Como um método de pesquisa, o *Focus Group* deve ser conduzido com rigor científico durante todo o seu processo de elaboração e efetivação, a fim de que se tenha uma perfeita análise e interpretação dos dados (BEYEA et al., 2000). As principais vantagens e desvantagens do emprego do *Focus Group*, segundo alguns pesquisadores, estão apresentadas na Tabela 10.1.

Tabela 10.1 Vantagens e desvantagens do *Focus Group* (KRUEGER, 1994; MORGAN, 1988)

Vantagens	Desvantagens
Comparativamente, é fácil de conduzir	Não é baseado em um ambiente natural
Habilidade em explorar tópicos e gerar hipóteses	O pesquisador tem menor controle sobre os dados gerados
Há a oportunidade de coletar dados a partir da interação do grupo, o qual se concentra no tópico de interesse do pesquisador	Não é possível saber se a interação em grupo reflete ou não o comportamento individual
Alta validade dos dados (<i>face validity</i>), ou seja, além do procedimento medir efetivamente o que se deseja, tem-se plena legitimidade e convicção nos dados levantados	Os dados podem ser mais difíceis de analisar. A interação do grupo forma um ambiente social, e os comentários devem ser interpretados dentro desse contexto
Baixo custo em relação à outros métodos	Exige entrevistadores treinados cuidadosamente
Rapidez no fornecimento dos resultados (em termos de evidência da reunião do grupo)	Os grupos são, às vezes, difíceis de reunir
Permite ao pesquisador aumentar o tamanho da amostra nos estudos qualitativos	A discussão deve ser conduzida em um ambiente que propicie o diálogo

De acordo com OLIVEIRA et al. (1998), apesar das desvantagens enumeradas, a aplicação do *Focus Group* possibilita a coleta de dados interessantes, os quais aportam uma convicção ao pesquisador ou analista e lhe fornecem subsídios para a elaboração de hipóteses ou a construção de instrumentos, ou mesmos de referenciais que permitam avançar nas investigações. O *Focus Group* propicia riqueza e flexibilidade na coleta de dados, normalmente não disponíveis quando se aplica um instrumento individualmente, além do ganho em espontaneidade pela interação entre os participantes. Essa coleta de dados pode ser feita em um curto intervalo de tempo e em quantidade adequada, onde algumas das informações registradas via *Focus Group* são potencialmente de grande valia, visto que dificilmente seriam coletadas a partir da simples observação da realidade (OLIVEIRA et al., 1998).

Como um método de conteúdo próprio, o *Focus Group* pode ser usado para explorar novas áreas de pesquisa e examinar questões de pesquisa bem conhecidas a partir da perspectiva dos participantes. Associado a esta colocação, tal método, em conjunto com outros procedimentos, também pode ser usado como uma pesquisa preliminar para preparar questões específicas em um grande projeto e/ou investigação, bem como esclarecer resultados de outros estudos (OLIVEIRA et al., 1998).

Atualmente alguns pesquisadores (RUPPENTHAL et al., 2000) estão reconhecendo as vantagens de associar métodos de pesquisa qualitativos e quantitativos, resultando em misturas metodológicas que enriquecem e fortalecem o desempenho da investigação. Dentro desse contexto, os *Focus Group* podem ser aplicados em diferentes instantes da pesquisa, tais como (MORGAN, 1988; KRUEGER, 1994):

- Precedendo um método quantitativo, auxiliando o pesquisador a fazer inferências bem focadas sobre um determinado assunto específico;
- Simultaneamente a um procedimento quantitativo, onde objetiva-se o uso de dois ou mais métodos diferentes (de forma complementar) para uma mesma questão de pesquisa; e
- Sucedendo um método quantitativo, onde o *Focus Group* tem o objetivo básico de esclarecer questões no momento da análise de dados obtidos pelo método quantitativo.

Em relação à validade da pesquisa em *Focus Group* para áreas experimentais de pesquisa, OLIVEIRA et al. (1998) citam que tal procedimento pode ser usado preliminarmente para definir manipulações da variável independente e medir as variáveis dependentes quando associado a um experimento. Outra vantagem resultante da combinação do *Focus Group* com experimentos está em aumentar a interpretação de como os efeitos induzidos de maneira experimental realmente operam, onde pode-se comparar as interpretações do pesquisador e dos participantes sobre o evento. Dentro desse contexto, RIBEIRO (1999) coloca que o ponto mais importante nas análises qualitativas reside na análise e não na coleta dos dados, onde o efetivo emprego dos mesmos é que vai transformá-los em conhecimento e em novas formas de entender a realidade.

Operacionalmente falando, o estudo em *Focus Group* pode ser dividido em três etapas: planejamento, condução das entrevistas e análise dos dados. A fase de planejamento é considerada fundamental para que sejam atingidos os objetivos desejados no estudo, pois nessa fase o pesquisador considera a intenção do estudo e os usuários da informação, além de desenvolver um plano que guiará o restante do processo da pesquisa, incluindo a elaboração das questões e a seleção dos participantes. A etapa de condução diz respeito à moderação das reuniões, a fim de manter sempre o foco no objeto em análise e promover a efetiva participação dos pesquisadores na discussão. Finalmente, na fase de análise, são realizados o tratamento e a análise dos dados obtidos de acordo com o produto final desejado. A análise mais aprofundada sobre tais etapas foge aos objetivos do presente trabalho, e uma descrição completa sobre as mesmas pode ser encontrada na literatura (OLIVEIRA et al., 1998; RUPPENTHAL et al., 2000).

10.3 Definição das Variáveis e Condução dos Trabalhos

Através de considerações prévias determinou-se as variáveis relacionadas tanto às características do concreto quanto às condições ambientais que seriam objeto de avaliação pelo *Focus Group*. As mesmas foram escolhidas de acordo com as considerações realizadas no Capítulo 5, onde as principais características desejáveis para cada uma das variáveis podem ser sumarizadas nas seguintes premissas:

- Relevância dentro do estudo proposto: as variáveis teriam que apresentar uma importância significativa no processo de penetração de cloretos nas estruturas; e
- facilidade de obtenção dos dados: na escolha das variáveis que iriam compor o modelo foram considerados os aspectos relacionados à facilidade de obtenção das mesmas através de coleta de dados em campo (estudos de caso) e/ou através da realização de experimentos em laboratório.

Assim, tanto os parâmetros quanto as variáveis que foram escolhidas para a elaboração do questionário estão apresentadas na Tabela 10.2.

Tabela 10.2 Parâmetros e variáveis escolhidos para a formulação do modelo

Parâmetros	Variáveis analisadas
Características do concreto	Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})
	Tipo de adição incorporada ao concreto
	Teor de adição (%)
	Tipo de cimento
Condições ambientais	Concentração superficial de cloretos ¹ (%)
	Temperatura ambiental (°C)
	Umidade relativa (%)

¹a relação existente entre a concentração ambiental de cloretos e a concentração desse elemento na superfície dos elementos estruturais encontra-se descrita no item 5.1.4.

Primeiramente foi elaborado um questionário para ser respondido pelos participantes do *Focus Group*. Foram propostas 14 questões que abordavam pontos a respeito da penetração dos íons cloreto no concreto, onde foram realizados questionamentos baseados na simulação de uma obra construída com um determinado tipo de concreto inserida em uma condição ambiental definida previamente (área salina). Foram feitas perguntas diretas sobre os fatores investigados e questionamentos que consideravam a interação existente entre os mesmos. Os detalhes do questionário aplicado estão apresentados no Anexo 2.

Foi reunido um grupo de 9 pesquisadores especialistas na área de Durabilidade das Estruturas e Tecnologia dos Materiais, sendo um da Universidade de Brasília (UnB), um da Universidade de Campinas (UNICAMP), seis da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), além de um representante da indústria do cimento que tem uma atuação intensa na área. Posteriormente o questionário foi remetido a um pesquisador da Universidade de São Paulo (USP) e outro da Universidade da Califórnia (UC), em Berkeley, que também enviaram as suas considerações e os dados foram incorporados nas atividades de análise e formulação do modelo.

O *Focus Group* foi conduzido por um moderador neutro, especializado na realização de trabalhos dessa natureza no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção da UFRGS. As perguntas eram feitas simultaneamente para os participantes, onde as considerações dentro do grupo sobre o questionamento realizado eram estimuladas pelo moderador, e as respostas individuais dos pesquisadores foram registradas. Todo o trabalho foi realizado em aproximadamente 3 horas de reunião, e os dados coletados foram armazenados e posteriormente analisados.

10.4 Desenvolvimento do Modelo

Com base nos dados fornecidos pelo *Focus Group* procurou-se estabelecer um modelo que levasse em consideração os parâmetros básicos que interferem no processo de penetração de cloretos no concreto. No processo de elaboração do modelo é importante que sejam feitas considerações a respeito das condições de aplicabilidade da formulação proposta, a fim de que sejam estabelecidos limites adequados para o universo de aplicação da mesma. As seguintes condições de contorno foram então estabelecidas:

- A análise é unidimensional;
- admite-se que o concreto é homogêneo e isotrópico;
- as possíveis variações locais da frente de penetração de cloretos não foram consideradas, estabelecendo-se que a penetração é uniforme; e
- admite-se que a estrutura de concreto foi bem executada.

Definidas as variáveis (item 10.3), desenvolveu-se um raciocínio lógico para a construção do modelo. Primeiramente admitiu-se que o efeito individual de cada variável na profundidade de penetração de cloretos obedece a uma relação exponencial da forma indicada pela Equação 10.1.

$$y_i = a_i \cdot var_i^{b_i} \quad \text{Equação 10.1}$$

onde:

y_i = penetração de cloretos relativa a cada variável i ;

var_i = variável que influencia na penetração de cloretos; e

a_i e b_i = constantes obtidas através de ajuste dos dados do *Focus Group*.

A formulação genérica apresentada acima é válida para o caso dos efeitos da umidade relativa, da temperatura, da concentração superficial de cloretos e do tempo, pois o aumento de uma das quatro variáveis acarreta uma maior profundidade de penetração (conforme descrito no Capítulo 5). Já para o caso da resistência e do teor de adições, o efeito é inverso, ou seja, quanto maiores os níveis de resistência e da quantidade de adições incorporadas ao concreto, menores os valores de penetração de cloretos (DAL MOLIN, 1995; ISAIA, 1995). Dessa forma, para tais variáveis, a relação básica apresenta a forma da Equação 10.2.

$$y_i = \frac{a_i}{var_i^{b_i}} \quad \text{Equação 10.2}$$

Sendo assim, as relações individuais de cada variável com a profundidade de penetração de cloretos podem ser expressas através das seguintes equações:

$$y_{UR} = a_1 \cdot UR^{b_1} \quad \text{Equação 10.3}$$

$$y_T = a_2 \cdot T^{b_2} \quad \text{Equação 10.4}$$

$$y_{Cl} = a_3 \cdot Cl^{b_3} \quad \text{Equação 10.5}$$

$$y_t = a_4 \cdot t^{b_4} \quad \text{Equação 10.6}$$

$$y_{f_{ck}} = \frac{a_5}{f_{ck}^{b_5}} \quad \text{Equação 10.7}$$

$$y_{ad} = \frac{a_6}{(1 + ad)^{b_6}} \quad \text{Equação 10.8}$$

onde:

y_i = profundidade de penetração relacionada com cada variável individual (mm);

UR = umidade relativa média do ambiente, em %;

T = temperatura média ambiental, em °C;

CI = concentração superficial de cloretos, em % sobre a massa de cimento;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

Ad = teor de adição no concreto, em % sobre a massa de cimento;

t = tempo, em anos; e

a_i e b_i = constantes de ajustes dos modelos individuais.

Definidas as formas individuais das variáveis, procedeu-se os ajustes com os dados coletados através do *Focus Group*, obtendo-se as relações proporcionais expressas nas Equações a seguir.

$$y_{UR} \propto UR^{0,7} \quad \text{Equação 10.9}$$

$$y_T \propto T^{0,1} \quad \text{Equação 10.10}$$

$$y_{CI} \propto CI^{0,7} \quad \text{Equação 10.11}$$

$$y_t \propto t^{0,5} \quad \text{Equação 10.12}$$

$$y_{f_{ck}} \propto \frac{1}{f_{ck}^{1,0}} \quad \text{Equação 10.13}$$

$$y_{ad} \propto \frac{1}{(1 + ad)^{0,2}} \quad \text{Equação 10.14}$$

Determinadas as relações individuais de cada variável com a penetração de cloretos, estudou-se uma possível formulação que englobasse simultaneamente o efeito de todas as variáveis. Adotou-se o modelo multiplicativo como sendo aquele que mais representava o fenômeno de penetração de cloretos, sendo que o mesmo apresenta a forma básica indicada na Equação 10.15:

$$y = y_{UR} \cdot y_T \cdot y_{Cl} \cdot y_{f_{ck}} \cdot y_{ad} \cdot y_t \quad \text{Equação 10.15}$$

A forma geral do modelo está apresentada na Equação 10.16, onde está considerada a relação existente entre as condições ambientais – representadas no numerador – e as características do concreto – representadas no denominador – que influenciam na penetração de cloretos no tempo.

$$y = K_0 \cdot \frac{\text{Condições ambientais}}{\text{Resistência à penetração de cloretos}} \cdot t^b \quad \text{Equação 10.16}$$

Assim, o modelo final de penetração teria a forma da Equação 10.17.

$$y = K_0 \cdot \frac{UR^{b_1} \cdot T^{b_2} \cdot Cl^{b_3}}{K_1 \cdot f_{ck}^{b_4} \cdot K_2 \cdot (1 + Ad)^{b_5}} \cdot t^{b_6} \quad \text{Equação 10.17}$$

onde:

y = profundidade de penetração da frente de cloretos (teor de 0,4% em relação à massa de cimento) em mm;

K_0 = constante geral;

K_1 = constante que representa o efeito dos tipos de cimento;

K_2 = constante que representa o tipo de adição; e

b_1 a b_6 = coeficientes das variáveis.

A seguir, as relações individuais apresentadas da Equação 10.9 até a Equação 10.14 foram inseridas em um *software* de regressão não linear, a fim de determinar os valores dos coeficientes de b_1 a b_6 e da constante K_0 . Os valores de K_1 e K_2 foram obtidos através dos dados oriundos do *Focus Group* e representam, respectivamente, o tipo de cimento e o tipo de adição do concreto, cujos valores numéricos obtidos para tais incógnitas estão apresentados na Tabela 10.3 e na Tabela 10.4.

Tabela 10.3 Valores de K_1 em função do tipo de cimento

K_1	Tipo de cimento
0,98	CP II-E
1,00	CP II-F
1,05	CP II-Z
1,21	CP III-AF
1,17	CP IV Poz
0,95	CP V ARI

Tabela 10.4 Valores de K_2 em função do tipo de adições

K_2	Tipo de adição
1,00	Sílica ativa
0,97	Metacaulim
0,76	Cinza de casca de arroz

Os valores numéricos dos demais coeficientes, obtidos através de ajuste não linear (NANNI e RIBEIRO, 1987), estão apresentados na Tabela 10.5.

Tabela 10.5 Valores dos coeficientes da Equação 10.17, obtidas através de regressão não linear

Incógnitas	Valores
K_0	7,35
b_1	0,7
b_2	0,1
b_3	0,7
b_4	1,0
b_5	0,2
b_6	0,5

Finalmente o modelo desenvolvido durante o estudo em *Focus Group*, que representa o avanço da frente de penetração de cloretos em função do tempo no concreto, pode ser expresso através da Equação 10.18.

$$y = 7,35 \cdot \frac{UR^{0,7} \cdot T^{0,1} \cdot CI^{0,7}}{K_1 \cdot f_{ck} \cdot K_2 \cdot (1 + Ad)^{0,2}} \cdot \sqrt{t} \quad \text{Equação 10.18}$$

onde:

y = posição da frente de penetração de íons cloreto (equivalente a um teor de cloretos igual a 0,4% em relação à massa de cimento), em mm;

UR = umidade relativa média do ambiente, em %;

T = temperatura média ambiental, em °C;

Cl = concentração superficial de cloretos, em % sobre a massa de cimento;

K_1 = fator que varia em função do tipo de cimento empregado na fabricação do concreto (Tabela 10.3);

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

K_2 = fator que varia em função do tipo adição empregada na fabricação do concreto (Tabela 10.4);

Ad = teor de adição no concreto, em % sobre a massa de cimento; e

t = tempo, em anos.

Observando a Equação 10.18 duas colocações importantes devem ser ressaltadas. Primeiramente o valor do coeficiente b_6 determinado através da análise foi igual a 0,5, sendo consistente com a teoria apresentada por vários pesquisadores que consideram que a penetração de cloretos é proporcional à raiz quadrada do tempo (HELENE, 1993; MAAGE et al., 1996; BOB, 1996; ANDRADE, 1999). Além disso, o valor do coeficiente b_4 – que representa a influência da resistência característica à compressão do concreto no modelo – é igual ao índice encontrado através da formulação apresentada por BOB (1996) (Equação 6.38). Tais considerações mostram que algumas variáveis importantes que compõem o modelo proposto têm comportamentos equivalentes com outras formulações similares apresentadas na literatura.

10.5 Efeitos das Variáveis no Comportamento do Modelo

A fim de avaliar a consistência das respostas fornecidas pelo modelo desenvolvido, foram feitas análises alterando-se os níveis das variáveis, conforme apresentado a seguir.

10.5.1 Influência das Variáveis Isoladas

Primeiramente estabeleceu-se uma condição básica de análise, onde os valores de referência adotados estão mostrados na Tabela 10.6.

Tabela 10.6 Valores adotados para a realização do exemplo

Variáveis analisadas	Valores adotados
Resistência característica à compressão do concreto (MPa)	30 MPa
Tipo de adição ao concreto	–
Teor de adições	–
Tipo de cimento	CP II F
Concentração superficial de cloretos (%)	2,0
Temperatura ambiental (°C)	20
Umidade relativa (%)	70
Tempo (anos)	20

Com os dados apresentados foram feitas modificações nos níveis de cada uma das variáveis, mantendo-se as demais constantes. Para efeito de comparação, analisou-se a penetração de cloretos após um período de 20 anos para uma determinada estrutura.

A variação da profundidade de penetração de cloretos com a umidade relativa ambiental está representada na Figura 10.1.

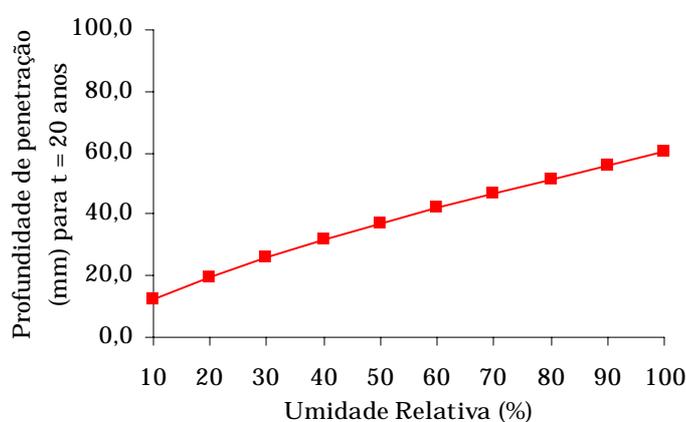


Figura 10.1 Influência da umidade relativa na penetração da frente de cloretos

Sabe-se que, de uma forma geral, quanto maior o nível de umidade no ambiente, maior a umidade presente no concreto (ANDRADE, 1988). FIGUEIREDO (1994) cita ainda que o concreto absorve com facilidade a água do meio ambiente e tende a perder essa água absorvida muito lentamente. Considerando tal assertiva, o teor de umidade dentro do elemento estrutural tende a ser um pouco superior à umidade ambiental, mesmo que o concreto encontre-se aparentemente seco (HELENE, 1993). Assim, deve-se considerar que quanto maior a umidade

ambiental, maior a probabilidade de penetração dos íons cloreto para o interior da massa de concreto, já que o transporte desses elementos se dá em meio aquoso.

Na Figura 10.2 está representado o efeito da temperatura apresentado pelo modelo na penetração dos íons no concreto.

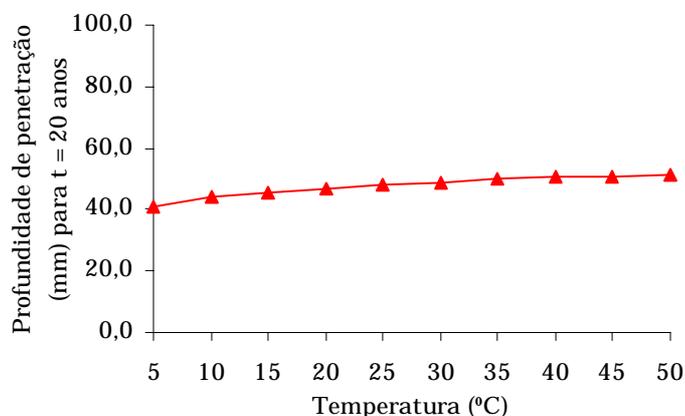


Figura 10.2 Influência da temperatura na penetração da frente de cloretos

Tem-se que um aumento da temperatura acarreta um leve incremento da profundidade de penetração dos íons cloreto, em função da maior mobilidade iônica observada (GOÑI e ANDRADE, 1990; GUIMARÃES, 2000).

O efeito da concentração superficial de cloretos na profundidade de penetração está mostrado na Figura 10.3.

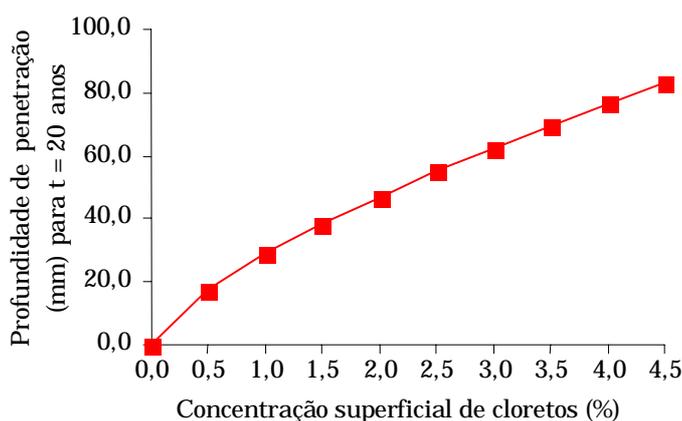


Figura 10.3 Influência da concentração superficial na penetração da frente de cloretos

Um aumento da concentração superficial de cloretos minimiza significativamente a vida útil de projeto das estruturas. Em função disso, estruturas localizadas em áreas salinas e industriais (cujo teor de cloretos no ambiente é

elevado) são mais suscetíveis à deterioração por corrosão das armaduras (NOVOKSHCHENOV, 1995; NEVILLE, 1997).

A relação apresentada pelo modelo entre a resistência característica à compressão do concreto e a profundidade de penetração de cloretos está mostrada na Figura 10.4.

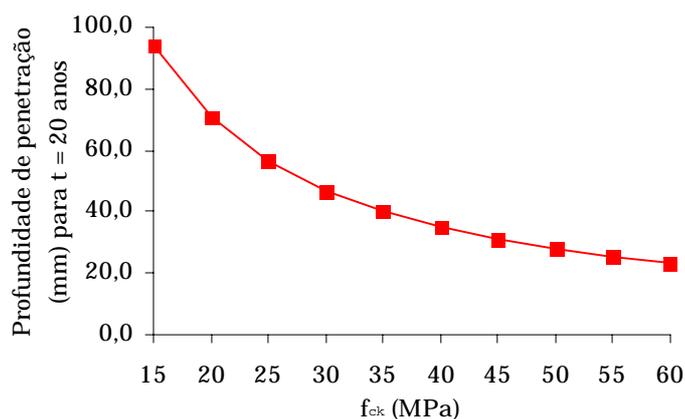


Figura 10.4 Efeito da resistência à compressão na profundidade de penetração de cloretos

De acordo com os resultados do estudo em *Focus Group* verifica-se que, para um concreto feito com os mesmos materiais, ao se aumentar a resistência característica à compressão do concreto tem-se uma diminuição significativa da penetração dos íons cloreto. Muitos pesquisadores têm realizado ensaios demonstrando que, quanto menores as resistências (para maiores relações a/c no concreto), maior a profundidade de penetração de íons cloreto (SWAMY et al., 1998). Ao analisar a influência da porosidade na penetração de cloretos, SATO (1998) observou que concretos com resistências à compressão aos 28 dias igual à 41 MPa ($a/c = 0,44$) apresentaram uma redução de aproximadamente 65% na penetração de cloretos que concretos com níveis de resistência da ordem de 21 MPa ($a/c = 0,76$), considerando os mesmos materiais. FERREIRA (1999) mostrou, através do ensaio de penetração acelerada de cloretos, que concretos com maiores resistências à compressão apresentaram uma menor carga passante total para concretos feitos com diferentes teores de cinza de casca de arroz. Resultados semelhantes foram encontrados por ISAIA (1995), onde foram verificadas reduções significativas na carga total passante com o aumento das resistências de 48 MPa ($a/c = 0,50$) para 73 MPa ($a/c = 0,30$) aos 91 dias de idade.

O tipo de cimento que é empregado para a fabricação do concreto também influencia na profundidade de penetração de cloretos, conforme apresentado na Figura 10.5.

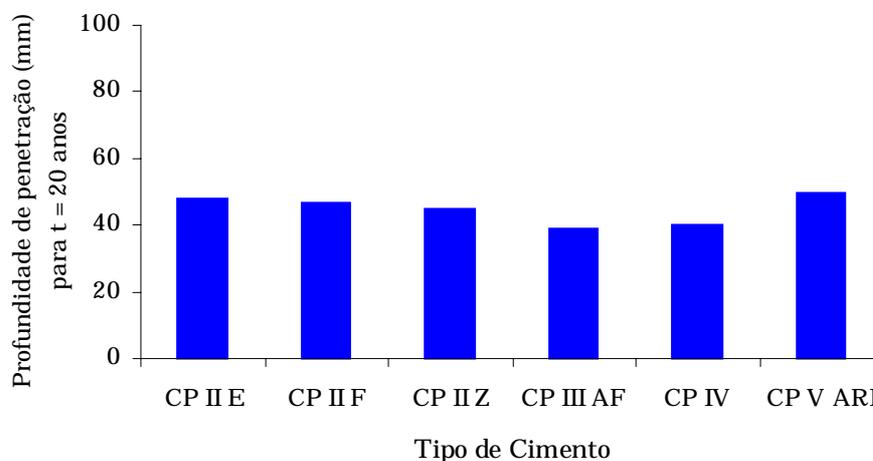


Figura 10.5 Influência do tipo de cimento na profundidade de penetração de cloretos no concreto, considerando um $f_{ck} = 30$ MPa

A partir dos resultados do estudo em *Focus Group* observa-se que o cimento com escória de alto forno (CP III AF) foi aquele que apresentou menores profundidades de penetração, seguido pelo cimento pozolânico (CP IV) e pelo cimento composto com pozolana (CP II Z). Tais resultados confirmam a colocação apresentada por MEHTA et. al. (1992), onde os coeficientes efetivos de difusão obtidos através de ensaios são menores nos cimentos que apresentam elevados teores de escória de alto forno, seguidos de perto pelos cimentos pozolânicos. LEA (1970) coloca que os cimentos com escórias, pozolanas ou resistentes ao sulfato têm um excelente desempenho em ambientes marinhos comparados com o cimento Portland comum, principalmente quando as estruturas estão inseridas em regiões de clima tropical. O gráfico apresentado na Figura 10.5 ratifica a colocação apresentada por HELENE (1999), onde o autor considera que para minimizar a penetração de íons cloreto no concreto é preferível o emprego de cimentos com adições de escória de alto forno (CP III) ou com cinza volante (CP IV).

Já o efeito individual do tipo de adição na profundidade de penetração de cloretos está mostrado na Figura 10.6.

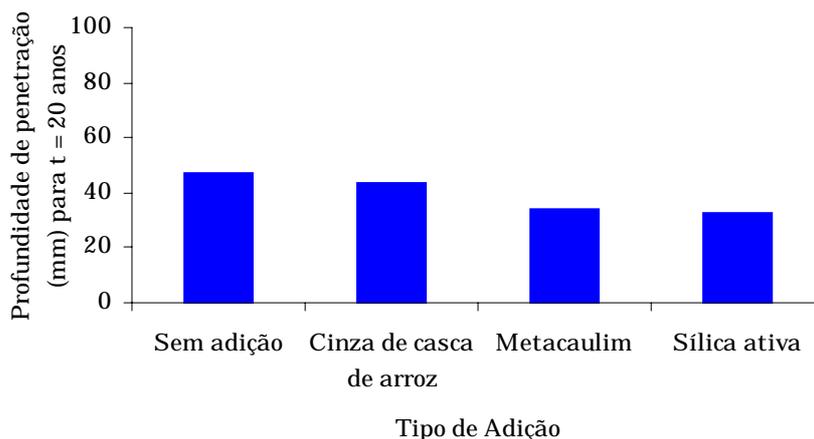


Figura 10.6 Efeito dos diversos tipos de adição mineral na profundidade de penetração de cloretos, considerando um $f_{ck} = 30$ MPa

Verifica-se que a profundidade de penetração de cloretos diminui com a presença de adições ao concreto. Segundo HELENE (1993), tal fato ocorre em função da redução da difusividade dos íons cloreto no concreto, devido aos efeitos fíler e pozolânico. EPERJESI et al. (1999) citam que concretos com pozolanas podem aumentar a vida útil de projeto em torno de 120% em relação aos concretos sem adições minerais, para uma mesma relação a/c (0,47).

Observa-se que a adição de sílica ativa no concreto minimiza a penetração de cloretos se comparada com outras adições, como os resultados apresentados por SANDBERG et al. (1998), mostrando que o uso de um teor de sílica ativa entre 5 e 10% sobre a massa de cimento exerce um melhor efeito do que os mesmos teores de cinza volante na penetração de cloretos.

Realizou-se uma análise de sensibilidade para verificar qual a resposta do modelo quando as variáveis são alteradas dentro de intervalos pré-determinados. Os resultados encontram-se apresentados na Figura 10.7, onde os valores entre colchetes indicam a faixa de variação (considerada a mais extrema) adotada para cada variável no momento da realização das análises.

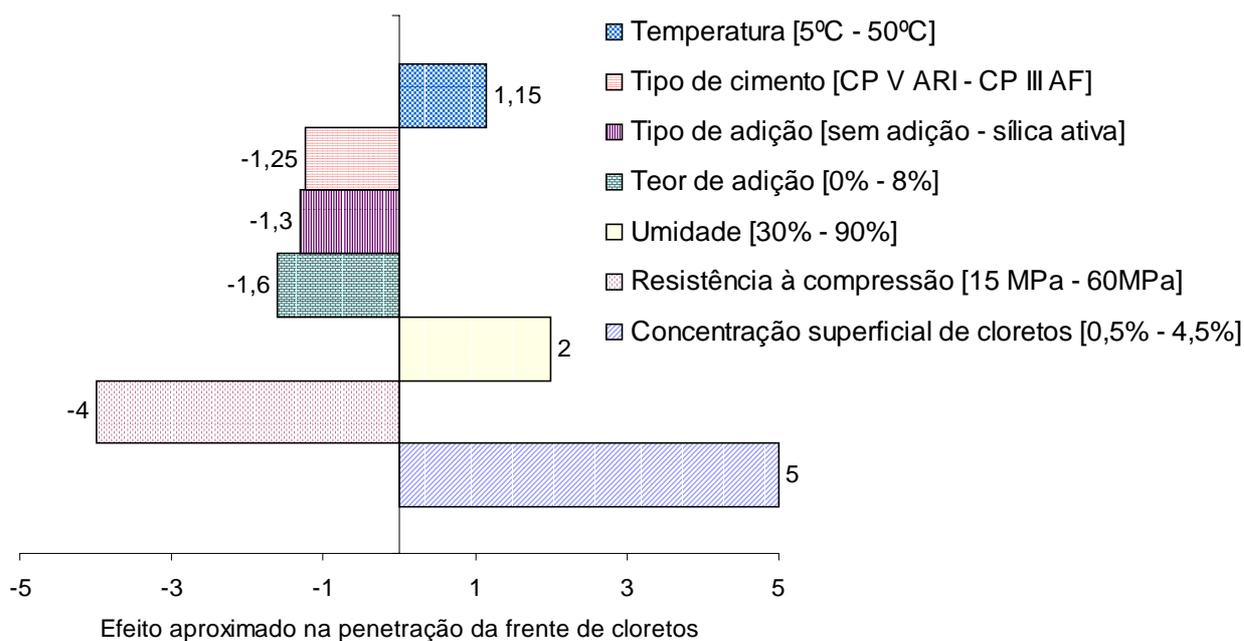


Figura 10.7 Análise de sensibilidade do modelo desenvolvido

Observa-se que a variação da concentração superficial de cloretos entre 0,5% e 4,5% corresponde a um aumento de 5 vezes na penetração de cloretos dentro desse intervalo. Logo após, o efeito da resistência característica à compressão do concreto se mostrou bastante evidente (diminuição da penetração em 4 vezes ao se elevar a resistência de 15 para 60 MPa), onde a variação de temperatura de 5°C para 50°C causou o menor efeito na penetração de cloretos (aumento de 1,15 vezes) segundo o modelo desenvolvido no *Focus Group*.

10.5.2 Efeito das Variáveis no Tempo

Nesta seção serão avaliadas as influências das variáveis na profundidade de penetração da frente de cloretos. Para tanto estabeleceu-se uma condição básica com relação aos valores adotados para as variáveis, conforme observado na Tabela 10.7, onde a resposta do modelo às modificações realizadas nas variáveis no decorrer do tempo serão avaliadas.

Tabela 10.7 Valores adotados para a realização do exemplo

Variáveis analisadas	Valores adotados
Resistência característica à compressão do concreto (MPa)	30
Tipo de adição ao concreto	–
Teor de adições	–
Tipo de cimento	CP II F
Concentração superficial de cloretos (%)	2,0
Temperatura ambiental (°C)	20
Umidade relativa (%)	70
Tempo (anos)	Variável

Na Figura 10.8 está apresentada a influência da temperatura ambiental na profundidade de penetração de cloretos, conforme os resultados obtidos no estudo em *Focus Group*.

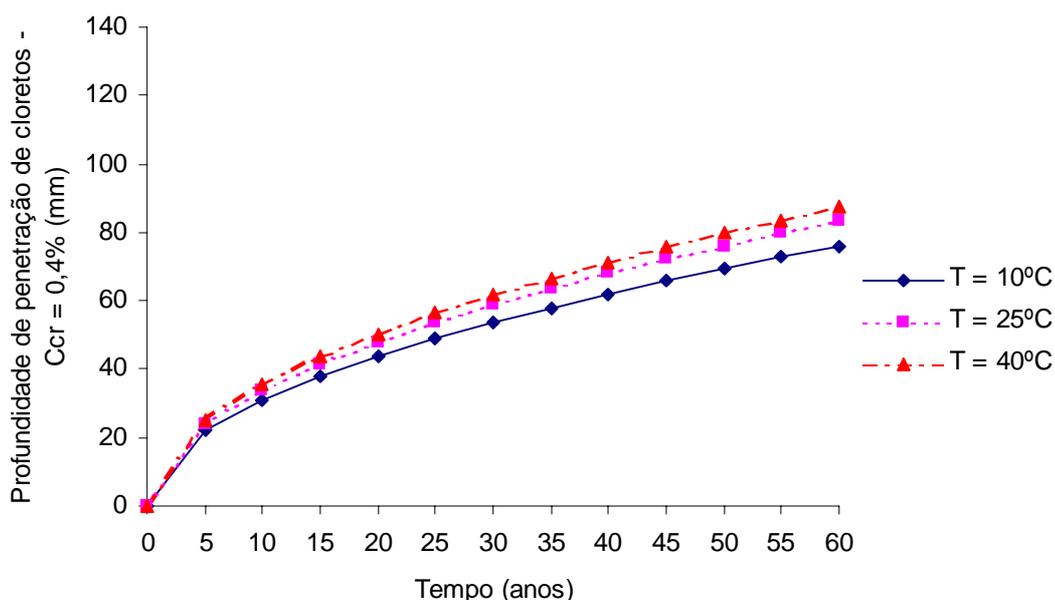


Figura 10.8 Efeito da temperatura ambiental no modelo proposto

Os resultados experimentais realizados por HOFFMANN (2001) e PEREIRA (2001) mostraram que há uma diminuição do coeficiente de difusão com o aumento da temperatura de exposição durante a cura dos concretos, onde deveria ocorrer uma minimização da profundidade de penetração de cloretos para uma dada idade. Por outro lado sabe-se que com o aumento da temperatura em um determinado sistema ocorre uma maior mobilidade iônica, levando a um aumento da velocidade

de transporte dos íons cloreto através do concreto (GOÑI e ANDRADE, 1990). O modelo apresentado considera que o efeito da mobilidade iônica é mais significativo, mas, para diferentes níveis de temperaturas (entre 10°C e 40°C), o efeito da temperatura tende a ser muito menor que o efeito das outras variáveis.

Ainda de acordo com os resultados obtidos no *Focus Group*, tem-se que o efeito da concentração de cloretos na profundidade de penetração está apresentado na Figura 10.9.

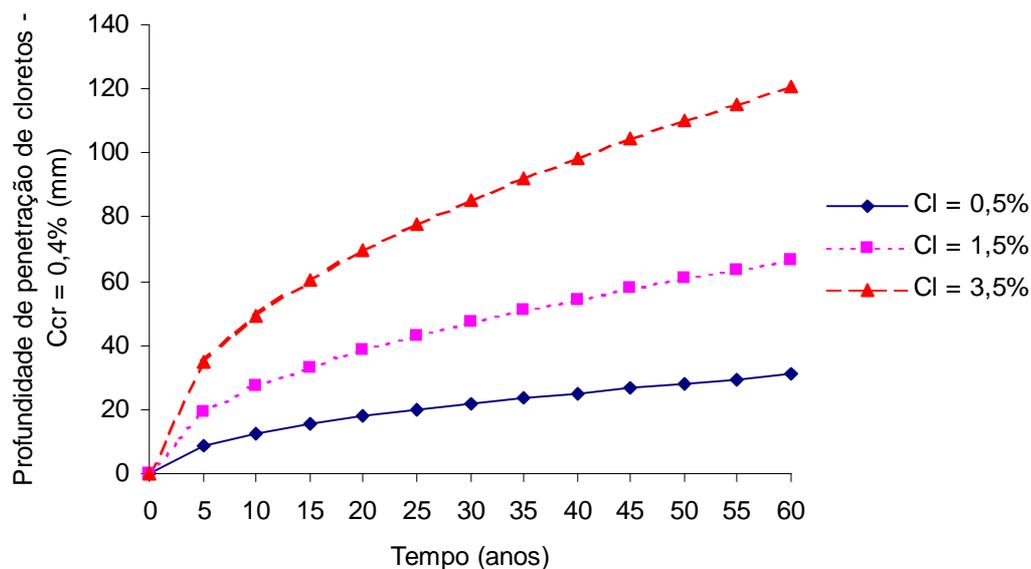


Figura 10.9 Efeito da concentração superficial de cloretos na profundidade da frente de penetração

Quanto maior a concentração de cloretos, maior a profundidade de penetração para uma dada idade. Essa tendência se apresenta bastante consistente, onde todos os resultados encontrados através da realização de estudos experimentais e os dados obtidos em análises de estudos de caso em obras mostram a relação direta entre a profundidade de penetração e a concentração de cloretos no ambiente (HELENE, 1993; HANSEN, 1997).

Na Figura 10.10 está apresentado o efeito das adições na profundidade de penetração de cloretos no concreto.

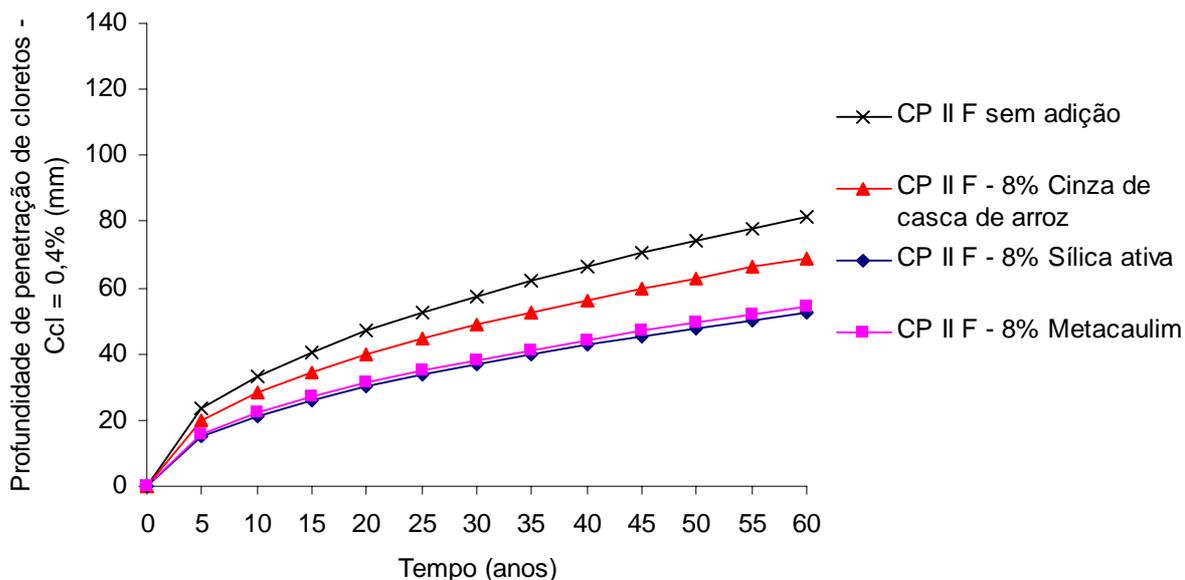


Figura 10.10 Efeito do tipo de adição na profundidade de penetração

A incorporação de adições minerais ao concreto é uma medida eficaz para se obter uma maior vida útil para as estruturas de concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994; ISAIA, 1995; NEVILLE, 1997), onde os efeitos microfíler e pozolânico atuam simultaneamente na formação de uma microestrutura mais densa, homogênea e uniforme do material.

De acordo com o modelo desenvolvido no *Focus Group*, a inclusão da sílica ativa como adição minimiza significativamente a penetração de cloretos para o interior do material, seguido do metacaulim e da cinza de casca de arroz. A diferença entre a profundidade de penetração de cloretos atingida no concreto com sílica ativa e com o metacaulim não foi significativa, se comparada com os resultados obtidos com a adição da cinza de casca de arroz, considerando uma dada idade. Tal diferença também foi observada por ISAIA (1995) e por FERREIRA et al. (1998), onde os pesquisadores mostraram, através da realização de ensaios experimentais, que concretos com sílica ativa apresentavam valores menores para a penetração de cloretos que concretos com cinza de casca de arroz, considerando os mesmos teores de substituição (10% e 20%).

Também foram realizadas análises considerando o efeito da quantidade de adição incorporada na frente de penetração de cloretos, onde na Figura 10.11 estão mostradas as profundidades de penetração no tempo fornecidas pelo modelo para 2 níveis de adição (4% e 8%) sobre a massa do cimento CP II F.

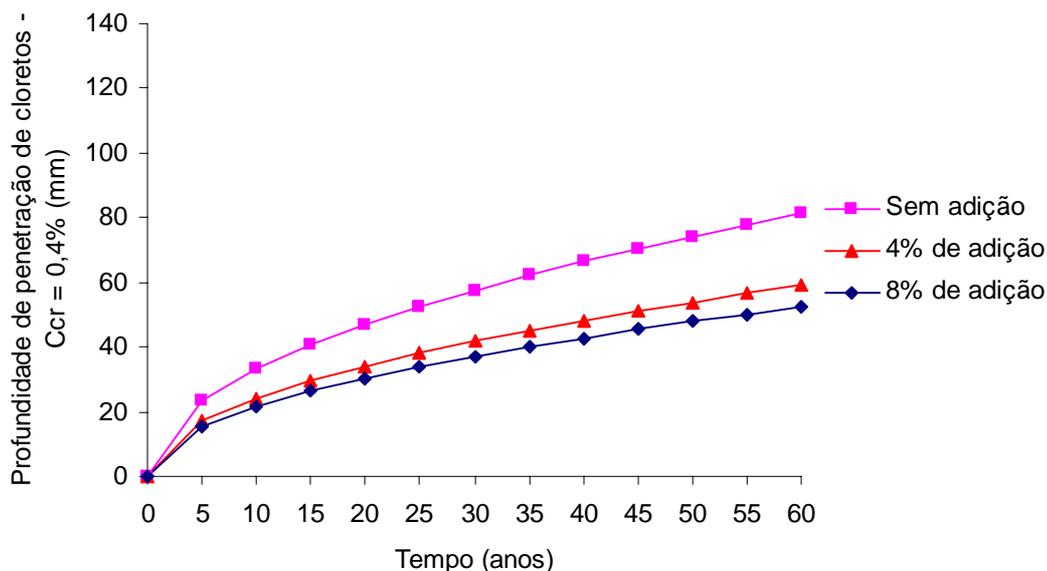


Figura 10.11 Efeito do teor de sílica ativa na profundidade da frente de penetração de cloretos

Observa-se que, de acordo com os resultados do *Focus Group*, um teor de adição da ordem de 4% em relação à massa de cimento leva a uma redução significativa da profundidade atingida pelos cloretos, em relação ao concreto sem adição. Contudo, os resultados fornecidos pelo modelo indicam que a diferença existente entre os teores de adição de 4% e 8% não é tão pronunciada. Essa constatação indica que existe um teor ótimo para as adições que são incorporadas ao concreto. Nesse sentido, FORNASIER (1995) realizou um levantamento sobre o percentual mais indicado de adições ao concreto, onde o autor verificou que poderiam ser empregados valores de sílica ativa entre 5% e 30%, cujo valor ótimo de adição adotado pela maioria dos pesquisadores fica entre 8 e 10%.

O efeito do tipo de cimento na profundidade de penetração de cloretos está apresentado na Figura 10.12.

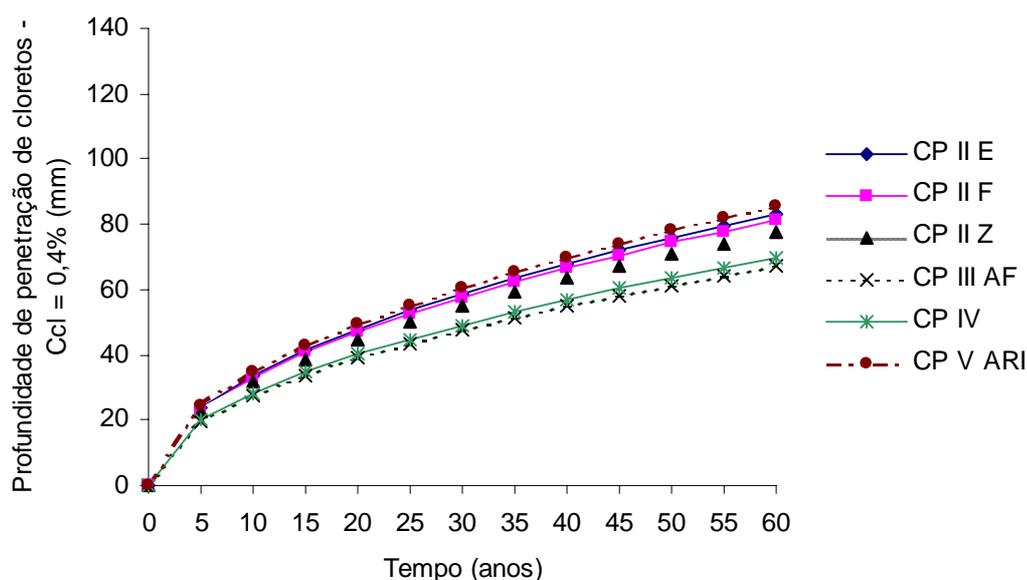


Figura 10.12 Influência do tipo de cimento na profundidade de penetração

Segundo os resultados obtidos no estudo através do *Focus Group*, o cimento com escória de alto forno (CP III AF) apresentou um melhor desempenho quanto à penetração dos íons cloreto se comparado aos demais tipos de cimento. De acordo com RASHEDUZZAFAR et al. (1990), a escória tem uma influência preponderante na penetração de cloretos ao concreto, em função do elevado teor de aluminatos presente na sua composição. Desta forma, concretos que apresentam cimentos com escória apresentam uma capacidade de fixação de cloretos potencialmente superior em relação aos cimentos sem adição de escória, devido ao elevado teor de C_3A presente, levando conseqüentemente a um aumento do período de iniciação do processo corrosivo (BAUER, 1995; CASCUDO et al., 1996). ARYA et al. (1990) ratificam tal colocação, mostrando que os níveis de fixação de cloretos em cimentos com adições de escória e cinza de carvão podem chegar a valores da ordem de 85% e 57%, respectivamente, se comparados ao cimento Portland comum.

Observa-se também que o cimento CP V ARI apresentou o pior desempenho com relação à penetração de íons cloreto que os outros tipos de cimento. Resultados semelhantes foram determinados nos ensaios acelerados de penetração de cloretos conduzidos por FERREIRA (1999), onde a pesquisadora verificou que, aos 180 dias, o cimento CP V ARI apresentou uma carga total passante aproximadamente 2,7 vezes maior que o cimento CP IV para uma mesma faixa de resistência (50 MPa).

O efeito da umidade relativa ambiental na penetração de cloretos, de acordo com o modelo proposto, está mostrado na Figura 10.13.

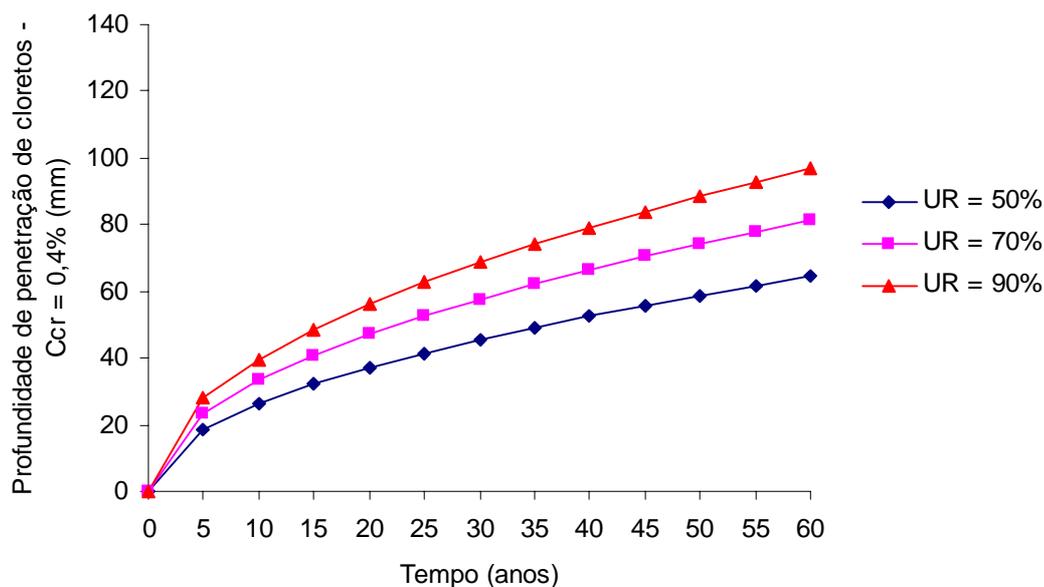


Figura 10.13 Efeito da umidade relativa na profundidade de penetração

Na opinião dos participantes do *Focus Group*, tem-se que quanto maior o teor de umidade, maior a profundidade de penetração de cloretos. Isso ocorre devido a maior quantidade de água presente nos poros do concreto, facilitando o transporte de íons através da espessura de cobrimento (HELENE, 1993).

Também foi avaliado o efeito da resistência característica à compressão do concreto na penetração de cloretos, conforme apresentado na Figura 10.14.

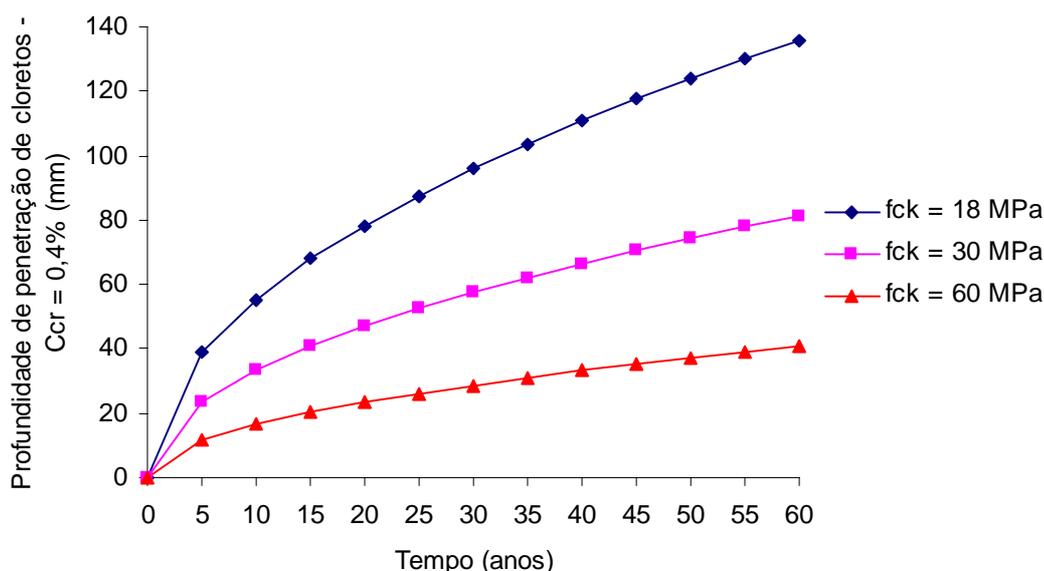


Figura 10.14 Influência da resistência característica à compressão do concreto na profundidade de penetração de cloretos

Com uma elevação dos níveis de resistência mecânica estar-se-á indiretamente minimizando a porosidade de concretos feitos com os mesmos materiais, dificultando a penetração e o transporte dos íons cloreto (FERREIRA, 1999; LOPES, 1999; HOFFMANN, 2001; PEREIRA, 2001).

Analisando-se os resultados da análise paramétrica tem-se que a concentração de cloretos no ambiente e a resistência característica à compressão do concreto são os fatores que exercem um efeito mais pronunciado na profundidade de penetração de cloretos comparados às demais variáveis. Tal consideração ratifica o conceito já fundamentado que em áreas com elevados teores de cloreto a deterioração das estruturas é mais pronunciada, principalmente nas áreas salinas (ANDRADE, 1997; NEVILLE, 1997). Concomitantemente, considerando o mesmo tipo de cimento, tem-se que concretos com níveis mais elevados de resistência mecânica tendem a apresentar uma maior resistência à penetração dos íons cloreto (GOWRIPALAN et al., 1996).

De acordo com as considerações realizadas observa-se que o modelo proposto apresenta tendências gerais de comportamento bastante coerentes no que se refere ao efeito esperado das variáveis intervenientes na penetração de cloretos no concreto, mostrando que existe a possibilidade potencial da aplicação do mesmo para prever a vida útil de projeto das estruturas de concreto armado.

10.6 Exemplo de Aplicação do Modelo

Em função da grande quantidade de parâmetros que formam o modelo proposto, é difícil a disponibilização de dados para a completa validação do mesmo.

A análise de uma estrutura inserida em uma determinada condição de utilização foi um pressuposto básico que conduziu os trabalhos do *Focus Group* (Anexo 2). Desta forma, a validação dos dados com o emprego de resultados oriundos de experimentos realizados em laboratório não seria adequada, pois geralmente neste tipo de investigação são aplicados alguns fatores de aceleração (aumento da concentração de cloretos, da temperatura, da diferença de potencial, entre outros), a fim de minimizar o tempo necessário para a obtenção dos resultados. Detalhes a respeito de ensaios acelerados podem ser vistos em ELSAYED (1996).

Assim considerou-se que os dados oriundos de ensaios não acelerados e os estudos de caso em obras seriam mais adequados para a validação do modelo proposto. Com relação aos ensaios não acelerados verificou-se a presença de alguns entraves no momento da análise dos dados oriundos dessas fontes, tais como:

- Geralmente nesse tipo de ensaio os corpos-de-prova são inseridos em condições de exposição que podem não representar efetivamente as

condições reais de uma estrutura, principalmente no que diz respeito às oscilações ambientais (ciclos de molhagem/secagem, insolação, entre outros); e

- o tempo necessário para a penetração de cloretos nos corpos-de-prova seria bastante elevado, principalmente para concretos com características diferenciadas – baixas relações a/c, presença de adições, entre outras (LOPES, 1999).

Face a tais considerações, concluiu-se que os dados oriundos da análise de estruturas acabadas seriam mais adequados para a validação do modelo. Porém, através da verificação de uma razoável quantidade de dados encontrados na literatura nacional e internacional (aproximadamente 30 artigos de periódicos e anais de congressos), observou-se que no momento da realização da vistoria nas estruturas uma grande quantidade de informações necessárias para a introdução no modelo não estavam disponíveis, tais como:

- Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) aos 28 dias;
- tipo de cimento: na grande maioria dos casos não eram realizadas investigações para a determinação do tipo de cimento empregado na execução da estrutura. Como as inspeções eram realizadas em obras relativamente antigas (entre 15 e 25 anos) os dados referentes à construção das mesmas não foram apresentados, visto que não se tinha informações completas sobre os materiais e o processo construtivo utilizado;
- concentração ambiental de cloretos: nas análises realizadas geralmente eram feitas medidas da concentração de cloretos na superfície dos elementos estruturais para a obtenção dos perfis de penetração, porém os dados relativos à concentração desses elementos no ambiente não eram coletados; e
- temperatura e umidade relativa: em muitos casos tais variáveis não eram determinadas para a realização das análises, onde no máximo era realizada uma estimativa em função da localização geográfica da estrutura.

Desta forma, depois de um minucioso trabalho de análises de estudos de caso em diversas fontes (revistas científicas, artigos publicados em Congressos e análises de Dissertações e Teses no Brasil e no Exterior) verificou-se que o trabalho apresentado por GUIMARÃES (2000) possuía todas as informações necessárias para a aplicação do modelo desenvolvido. Vale salientar que tal estudo foi conduzido

de uma forma tão detalhada que subsidiou com dados importantes o trabalho de Doutorado do pesquisador.

Na investigação realizada, o autor teve acesso ao banco de dados referente à época de construção de uma estrutura em concreto armado inserida em uma área salina, onde estavam devidamente descritos todos os materiais empregados na fabricação do concreto, com as suas caracterizações físicas (agregados graúdos e miúdos) e físico-químicas (cimento), além dos processos de execução dos elementos estruturais. Além disso, o mesmo realizou análises criteriosas, tanto das características do concreto quanto das condições ambientais predominantes na região.

Desta forma, os dados apresentados na pesquisa de GUIMARÃES (2000) serão usados como subsídios para a aplicação do modelo proposto. Vale salientar que aqui serão apresentados apenas alguns dos resultados que servirão para análise do modelo, e uma descrição completa de outros ensaios realizados pode ser obtida no trabalho desenvolvido pelo autor.

10.6.1 Descrição Geral da Estrutura

Foi avaliado o desempenho de uma estrutura em concreto armado localizada em ambiente marítimo no complexo portuário da cidade de Rio Grande, na região sul do Estado do Rio Grande do Sul, com 22 anos de construção à época das investigações.

O cais é formado por 6 trechos com 50 m cada um, totalizando um comprimento de 300 m. Cada trecho apresentava uma laje com 50 m de comprimento, e 22,8 m de largura e 0,80 m de espessura [PORTOBRÁS (1977) *apud* GUIMARÃES (2000)]. Existe uma viga executada sobre a laje, com 1,30 m de altura e 0,80 m de largura, formando o paramento. As estacas pranchas eram elementos pré-moldados com 0,50 m de largura, 0,37 m de espessura e 17,30 m de comprimento, que foram cravadas na parte posterior do cais, engastadas na laje [PORTOBRÁS (1977) *apud* GUIMARÃES (2000)].

Desses elementos foram retiradas amostras por GUIMARÃES (2000) de concreto para a determinação dos teores de íons cloreto presentes no material, onde os elementos estruturais analisados pelo autor, bem como as características de cada um deles, estão apresentados na Tabela 10.8.

Tabela 10.8 Caracterização dos pontos de análise (GUIMARÃES, 2000)

Ponto	Elemento estrutural	Condições microclimáticas	Sentido de extração em relação ao sentido de concretagem
PS	Viga	Névoa salina	Perpendicular
PI	Laje	Névoa salina	Perpendicular
ES	Estaca prancha	Respingo de marés	Paralelo
EI	Estaca prancha	Respingo e variação das marés	Paralelo

A localização dos pontos de retirada de amostras está mostrada na Figura 10.15 e na Figura 10.16.

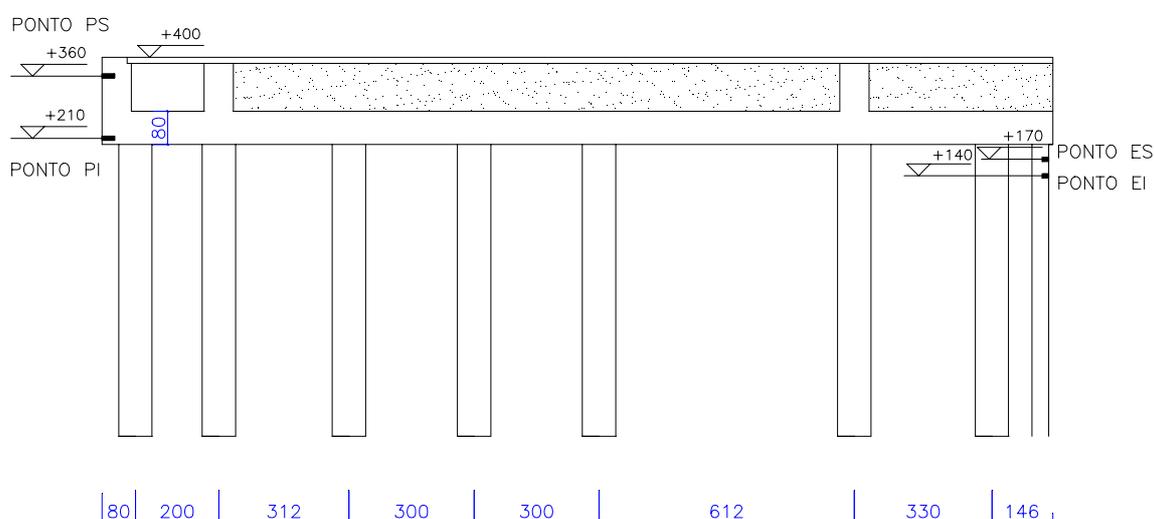


Figura 10.15 Estrutura do cais e localização dos pontos pesquisados (cotas em cm) (GUIMARÃES, 2000)

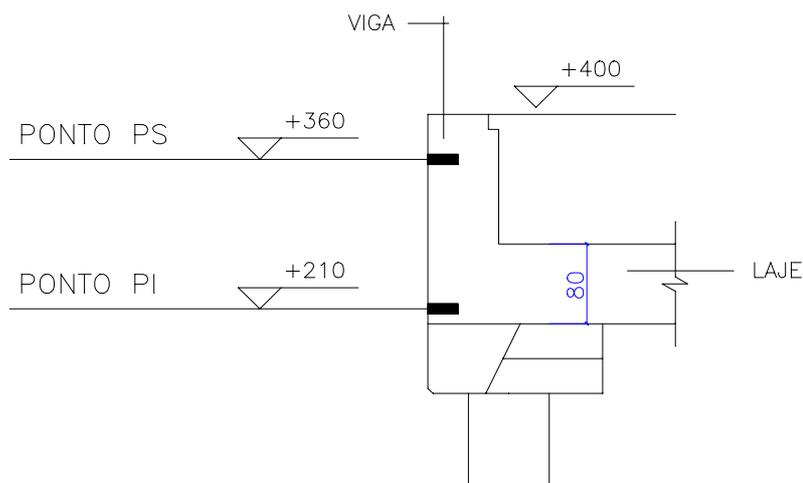


Figura 10.16 Detalhe dos pontos de retirada das amostras de cloretos (cotas em cm)
(GUIMARÃES, 2000)

10.6.2 Características do Concreto e Condições de Exposição

Durante a investigação foram realizados ensaios de caracterização do cimento e dos agregados empregados na obra. Os ensaios de caracterização dos agregados foram feitos segundo o antigo MB-7 (1939), onde os resultados estão apresentados na Tabela 10.9.

Tabela 10.9 Caracterização dos agregados (ECISA⁷ *apud* GUIMARÃES, 2000)

	Agregado miúdo	Agregado graúdo	
Origem	Pelotas (RS)		
Tipo	Areia quartzosa	Pedra britada granítica	
Massa específica absoluta (kg/dm ³)	2,62	2,70	2,70
Massa unitária (kg/dm ³)	1,56	1,38	1,36
Módulo de finura	2,65	6,75	7,83
Dimensão máxima característica (mm)	2,4	19 - 25	38
Classificação	Areia média	Brita 1	Brita 2

⁷ Empresa de Engenharia responsável pela emissão de relatórios e pareceres a respeito dos materiais empregados na construção da estrutura entre 1974 e 1977 (GUIMARÃES, 2000).

O aglomerante empregado foi o cimento pozolânico Gaúcho 320 para a laje e para a viga do cais e o cimento pozolânico Gaúcho 250 para as estacas prancha. Os principais dados a respeito do cimento Gaúcho 320 estão mostrados na Tabela 10.10.

Tabela 10.10 Propriedades do cimento Gaúcho 320 [ECISA e DIAS (1996) *apud* GUIMARÃES, 2000]

Propriedade	Nº de ensaios	Mínimo	Máximo	Média	
Resistência à compressão do cimento (MPa)	3 d	6	9,1	14,4	–
	7 d	6	16,3	21,6	–
	28 d	6	26,4	34,3	–
Início de pega (min)	6	180	280	225	
Finura retida #200 (%)	6	2,00	5,60	3,15	
Teor de cinza volante (%)	–	34	40	–	
Teor de C ₃ A (%)	–	–	–	6	

Os traços empregados para a concretagem dos elementos estruturais avaliados estão indicados na Tabela 10.11.

Tabela 10.11 Características dos concretos avaliados (GUIMARÃES, 2000)

Ponto	Período de concretagem	Traço (cimento : areia : brita 1 : brita 2)	Relação a/c	C (kg/m ³)	Absorção (%)	f _{ck} ^d (MPa)	Abatimento (cm)
PS ^a	02/76 – 03/76	1 : 1,6 : 0,7 : 2,2	0,44	403	4,95	23	8
PI ^b	06/76 – 09/76	1 : 1,6 : 0,7 : 2,2	0,44	403	5,20	24	8
ES/EI ^c	03/76 – 04/76	1 : 1,6 : 0,7 : 2,2	0,42	400	5,91	19	8

^a Laje do paramento do cais

^b Viga do paramento do cais

^c Estacas prancha

^d Valor estimado através do procedimento descrito em GUIMARÃES(2000)

A diferença de resistência encontrada para o caso das estacas prancha para o mesmo traço ocorreu devido à mudança no tipo de cimento, onde procurou-se reduzir a relação a/c e empregou-se um aditivo superplastificante a fim de se obter os níveis desejados de resistência (GUIMARÃES, 2000).

A atmosfera da região foi caracterizada como sendo marinha. De acordo com dados coletados entre os anos de 1993 e 1995 da Estação Meteorológica da Fundação Universidade de Rio Grande, verificou-se que a umidade relativa do ar apresentava uma média anual acima de 80%. Ainda de acordo com os dados coletados, quando a umidade relativa baixa de 80% é por um período normalmente curto de tempo

(GUIMARÃES, 2000). Assim, será adotado o valor de 80% para representar a umidade relativa ambiental nas proximidades da estrutura.

Ainda de acordo com os dados fornecidos pela mesma Estação Meteorológica, entre os anos de 1993 e 1994, observou-se que a temperatura máxima e mínima para esse período foram respectivamente de 38,1°C e -0,5°C, onde as variações diárias atingiam valores de até 16,2°C. Com base nos dados apresentados em GUIMARÃES (2001), verificou-se que a temperatura média anual oscilava em torno dos 25°C (entre 1993 e 1994), sendo tomada como referência para as análises realizadas.

10.6.3 Perfis de Penetração de Cloretos

Foram coletadas amostras de concreto objetivando determinar o teor de íons cloreto nos pontos analisados. Para tanto foi empregada uma furadeira manual, onde as amostras foram retiradas sob a forma de pó a cada 5 mm de profundidade. As mesmas foram devidamente acondicionadas, identificadas e encaminhadas ao Laboratório de Química dos Materiais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) para a determinação dos teores de cloretos solúveis (GUIMARÃES, 2000). Os teores de cloretos em relação à massa de cimento obtidos na investigação encontram-se apresentados na Tabela 10.12.

Tabela 10.12 Teores de íons cloreto em relação à massa de cimento nos pontos avaliados (GUIMARÃES, 2001)

Ponto	Profundidade de extração (mm)	Teor de cloretos solúveis em água (%)
PS	0 a 5	3,71
	5 a 10	3,03
	10 a 15	1,83
	15 a 20	1,48
	20 a 25	0,68
	25 a 30	0,57
	30 a 35	0,28
	35 a 40	0,23
	40 a 45	0,06
PI	0 a 5	4,57
	5 a 10	3,66
	10 a 15	2,23
	15 a 20	2,40
	20 a 25	2,11
	25 a 30	2,00
	30 a 35	0,97
	35 a 40	0,68
	40 a 45	0,34
ES	0 a 5	1,88
	5 a 10	2,86
	10 a 15	3,43
	15 a 20	2,68
	20 a 25	2,00
	25 a 30	1,62
	30 a 35	0,74
	35 a 40	0,62
	40 a 45	0,46
EI	0 a 5	1,31
	5 a 10	2,34
	10 a 15	2,28
	15 a 20	1,77
	20 a 25	0,91
	25 a 30	0,28
	30 a 35	0,57
	35 a 40	0,22

Os perfis de penetração de cloretos resultantes para todos os pontos estão mostrados na Figura 10.17.

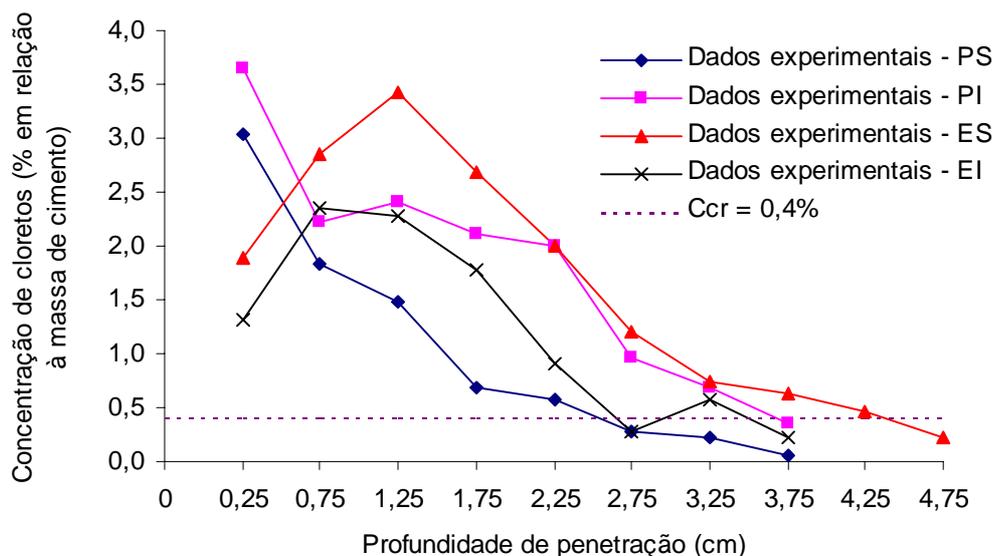


Figura 10.17 Perfis de penetração de cloretos nos pontos analisados (GUIMARÃES, 2000)

De acordo com alguns autores (HELENE, 1981; CEB, 1993; SWAMY et al., 1994), o ataque é mais intenso na zona de respingo de marés, seguido da zona de variação de marés, da zona de névoa salina e da zona completamente submersa. Isso justifica o fato de serem observados maiores teores de cloretos nas estacas prancha da estrutura avaliada, que localizam-se na zona de respingo e variação de marés. Além disso, observa-se a existência de um limite entre as zonas de absorção e de difusão de cloretos nos mesmos elementos, conforme apresentado por CASTRO et al. (1999) e comentado no item 5.1.4.

Vale salientar que a concentração ambiental de cloretos pode ser relacionada com a concentração de cloretos em relação à massa de cimento de acordo com a Equação 10.19 apresentada por HELENE (1993), como mostrado na Tabela 5.2 do item 5.1.4.

$$Cl_{cimento} = \frac{Cl_{ambiente} \cdot Ab_H \cdot \gamma_C}{C} \cdot 0,01 \quad \text{Equação 10.19}$$

onde:

$Cl_{cimento}$ = concentração superficial de cloretos em relação à massa de cimento (%);

$Cl_{ambiente}$ = concentração de cloretos no ambiente (%).

C = consumo de cimento no concreto (kg/m^3) (Tabela 10.11);

γ_c = massa específica do concreto (considerada igual a $2400 \text{ kg}/\text{m}^3$); e

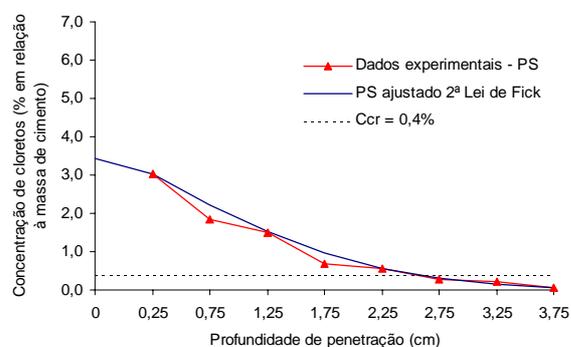
Ab_H = absorção máxima de água do concreto (%) (Tabela 10.11).

Conforme apresentado nos capítulos anteriores, o modelo representado pela 2ª Lei de Fick pode ser aplicado para ajustar os perfis de penetração de cloretos obtidos através de análises experimentais para um dado instante do tempo. Assim foi realizado um ajuste através do método dos mínimos quadrados para se determinar o valores da concentração superficial (C_s) e do coeficiente de difusão de cloretos (D) para os pontos avaliados, conforme apresentado na Tabela 10.13.

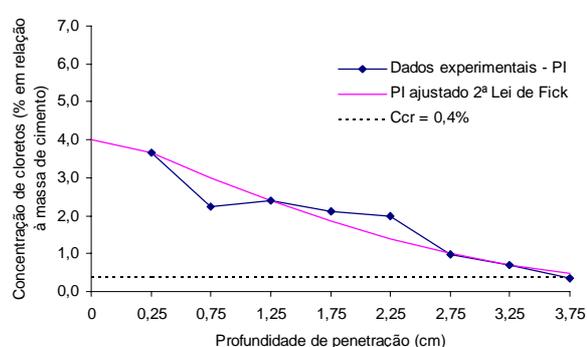
Tabela 10.13 Concentração superficial (C_s) e coeficiente de difusão de cloretos (D) ajustados pela 2ª Lei de Fick para os pontos analisados ($t = 22$ anos)

Ponto	C_s (%)	D (cm ² /ano)
PS	3,45	0,06
PI	3,99	0,13
ES	6,16	0,12
EI	4,96	0,07

As comparações entre os pontos obtidos experimentalmente e o modelo ajustado através da 2ª Lei de Fick encontram-se na Figura 10.18 e na Figura 10.19.



(a)



(b)

Figura 10.18 Melhores ajustes dos dados experimentais obtidos através da 2ª Lei de Fick para os pontos PS (a) e PI (b)

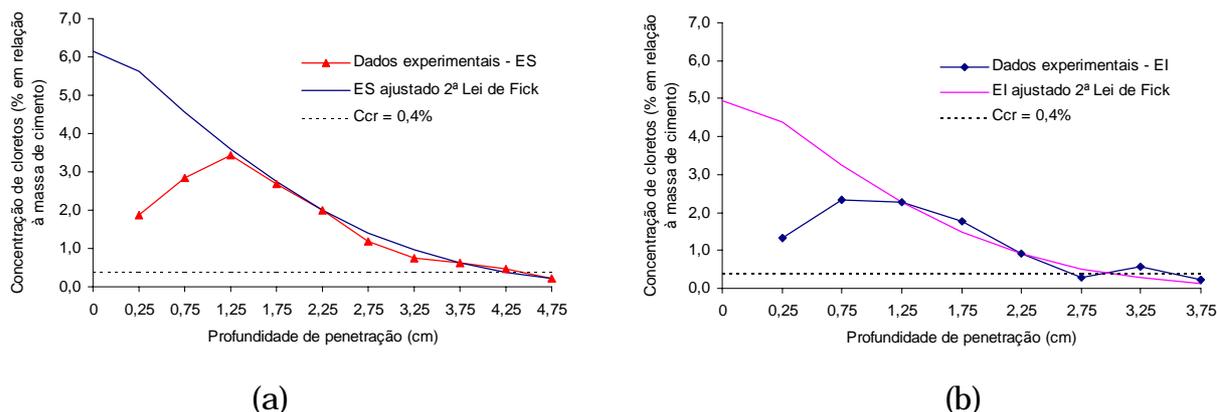


Figura 10.19 Melhores ajustes dos dados experimentais obtidos através da 2ª Lei de Fick para os pontos ES (a) e EI (b)

No trabalho apresentado por GUIMARÃES (2000) encontrava-se registrado o teor de cloretos na superfície dos elementos estruturais, mas a informação sobre o teor de cloretos no ambiente não estava disponível. A estimativa de tal parâmetro foi realizada empregando-se a formulação proposta por UJI et al. (1990). Conforme apresentado nos capítulos precedentes, a concentração de cloretos em um elemento estrutural pode ser dada através da Equação 10.20.

$$C(x, t) = k\sqrt{t} \cdot \left\{ e^{-\frac{x^2}{4Dt}} - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\} \quad \text{Equação 10.20}$$

onde:

$C(x, t)$ = concentração de cloretos no concreto nas proximidades da armadura em um tempo t ;

k = concentração de cloretos na superfície do concreto quando $t = 1$ ano (%);

x = espessura de cobrimento às armaduras (cm);

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

t = tempo de exposição (anos);

D = coeficiente de difusão de cloretos (constante) (cm²/ano); e

erfc = função de erro complementar de Gauss.

Conhecendo-se a idade da estrutura ($t = 22$ anos) e o coeficiente de difusão de cloretos para cada ponto avaliado (Tabela 10.13) pode-se determinar a concentração de cloretos na superfície do concreto ao final do primeiro ano de exposição (k) a partir da Equação 10.21.

$$k = \frac{C(x,t)}{\sqrt{t} \cdot \left\{ e^{-\frac{x^2}{4Dt}} - \left[\frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\}} \quad \text{Equação 10.21}$$

Admitindo-se que um ano é um período de tempo adequado para que a concentração de cloretos na superfície do concreto entre em equilíbrio com a concentração de cloretos ambiental, pode-se inferir que o valor de k pode ser relacionado com a concentração de cloretos no ambiente através da Equação 10.19. Desta forma, foram determinados os valores de k e da concentração de cloretos no ambiente para os diversos perfis de cloretos, conforme apresentado na Tabela 10.14.

Tabela 10.14 Valor do parâmetro k e da concentração ambiental de cloretos para os pontos avaliados

Ponto	C_s (%) (t = 22 anos)	D (cm ² /ano)	k (%) (t = 1 ano)	$C_{\text{ambiental}}$ (%)
PS	3,45	0,06	0,74	2,51
PI	3,99	0,13	0,85	2,74
EI	4,96	0,07	1,06	2,99
ES	6,16	0,12	1,31	3,69

Vale salientar que os valores de k e da concentração superficial de cloretos estão dentro da mesma ordem de grandeza que os valores apresentados por HELENE (1993) para os elementos estruturais localizados nas áreas de respingo de marés e sujeitos à ação da névoa salina (Tabela 5.2).

Os dados publicados por GUIMARÃES (2000) foram empregados para a aplicação no modelo proposto (Equação 10.18). Além disso, os mesmos foram comparados com os resultados fornecidos pelos ajustes feitos através da 2ª Lei de Fick, do modelo apresentado por UJI et al. (1990) e do modelo proposto por MEJLBRO (1996), a fim de verificar se existem diferenças significativas nos resultados obtidos. Na Tabela 10.15 estão mostrados os valores adotados para a realização das comparações entre os modelos, onde os resultados das análises podem ser verificados na Tabela 10.16.

Tabela 10.15 Dados empregados para a realização do exemplo

Variável	Unidade	Pontos			
		PS	PI	ES	EI
Tipo de cimento	–	CP IV			
Temperatura média	°C	25			
Umidade relativa	%	80			
Tempo de exposição	anos	22			
Relação a/c	–	0,44		0,42	
Resistência do concreto aos 28 dias	MPa	24	23	19	19
Concentração superficial de cloretos ¹	%	3,45	3,99	6,16	4,96
Coefficiente de difusão de cloretos ¹	cm ² /ano	0,06	0,13	0,12	0,07
Concentração de cloretos no 1º ano ²	%	0,74	0,85	1,31	1,06

¹ obtidos indiretamente através de ajustes através da 2ª Lei de Fick

² obtidos indiretamente através do modelo apresentado por UJI et al. (1990) e que podem ser relacionados com a concentração ambiental de cloretos através da Equação 10.19.

Tabela 10.16 Resultados das previsões através dos modelos avaliados (t = 22 anos)

Profundidade da frente de penetração de cloretos ($C_{cr} = 0,4\%$) – cm					
Pontos	Medida <i>in situ</i> (GUIMARÃES, 2000)	2ª Lei de Fick	UJI et al. (1990)	MEJLBRO (1996)	Modelo proposto
PS	2,55	2,56	2,11	2,25	2,95
PI	3,63	3,92	3,25	3,50	3,40
ES	4,38	4,24	3,57	3,62	5,55
EI	3,50	3,07	2,56	3,49	4,79

Na Tabela 10.17 estão apresentadas as diferenças percentuais entre os valores da frente de penetração de acordo com os modelos avaliados, relacionada com a medida *in situ*.

Tabela 10.17 Diferenças percentuais entre os modelos estudados, comparando-se com as medidas obtidas *in situ*

Pontos	Medida <i>in situ</i> (GUIMARÃES, 2000)	2ª Lei de Fick (%)	UJI et al. (1990) (%)	MEJLBRO (1996) (%)	Modelo proposto (%)
PS	2,55	+0,39	-17,2	-11,8	+15,7
PI	3,63	+7,9	-10,5	-3,48	-6,3
ES	4,38	-3,2	-18,5	-17,4	+26,7
EI	3,50	-12,3	-26,9	-0,30	+36,8

Nos pontos PS e PI verifica-se que o modelo proposto no presente trabalho forneceu resultados bastante próximos das medidas obtidas na estrutura. Estes pontos localizam-se na zona de ação da névoa salina, que foi a condição colocada no momento da realização do *Focus Group* para o desenvolvimento do modelo (conforme apresentado no item 10.3). Além disso, nesses pontos as amostras foram retiradas perpendicularmente à direção de concretagem, como é o caso das vigas e dos pilares nos elementos estruturais.

Já para o caso dos pontos ES e EI observou-se que existe uma diferença da ordem de 1,0 cm entre o valor previsto pelo modelo e as medidas encontradas *in situ*. Alguns fatores podem ter influência nessa diferença encontrada, tais como:

- As características microambientais dos locais pesquisados (zonas de respingo e variação de marés) são bastante diferenciadas em relação aos pontos PS e PI, onde o transporte de cloretos varia significativamente. Tal fato pode ser notado através da verificação dos perfis de penetração de cloretos em tais pontos (Figura 10.17);
- as estacas prancha eram constituídas por elementos pré-moldados, cujas características construtivas (moldagem, adensamento e cura) diferem da condição inicial proposta na análise do *Focus Group* (concreto convencional);
- a posição de extração das amostras de cloretos (paralelamente ao sentido de concretagem) exerce uma influência significativa no resultado obtido. CREMONINI (1994) cita, para o caso da resistência mecânica, que testemunhos extraídos paralelamente ao lançamento e adensamento do concreto tendem a apresentar resistências diferenciadas em relação aos extraídos no sentido horizontal. Admitindo que existe uma relação entre a resistência mecânica e a porosidade do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994), tal fator pode ter interferido nos resultados da penetração de cloretos obtidos pelo modelo; e
- ratificando as colocações apresentadas, vale salientar que no momento da realização do *Focus Group* considerou-se que a estrutura em análise esteja sob a ação da névoa salina, e que os questionamentos foram realizados tomando como base um pilar de concreto armado (Anexo 2), onde a direção de penetração de cloretos seria perpendicular ao plano de concretagem.

10.7 Considerações sobre o Modelo Desenvolvido

Hoje em dia observa-se que está sendo realizado um esforço por parte dos pesquisadores para modelar a penetração de cloretos no concreto. Contudo, as formulações propostas variam em complexidade, onde a obtenção de determinados parâmetros exige um tempo substancial para a sua obtenção. Assim, seria interessante o desenvolvimento de um modelo que tivesse, além de uma base teórica sedimentada, uma aplicabilidade prática para o uso pelos engenheiros responsáveis pela atividade de projeto das estruturas de concreto armado.

Sendo assim, verifica-se que o modelo proposto mostrou-se como uma potencial ferramenta para se avaliar a frente de penetração de cloretos em um determinado concreto inserido em uma dada condição ambiental. Ao se comparar os resultados fornecidos pelo modelo com dados reais obtidos através de análises em uma estrutura verificou-se que o mesmo apresenta níveis de resposta similares à penetração de cloretos medida *in situ*. Algumas diferenças encontradas podem ser atribuídas a determinados fatores, principalmente às variabilidades existentes nas características do concreto, nas condições ambientais e no processo de extração de amostras e análise dos resultados.

Na Tabela 10.18 está realizada uma comparação entre as variáveis que compõem os modelos que foram analisados.

Tabela 10.18 Variáveis consideradas nos modelos estudados

Variável	Representação	Modelos			
		Teóricos		Teórico-experimental	Experimental
		2ª Lei de Fick	UJI et al. (1990)	MEJLBRO (1996)	Modelo desenvolvido (<i>Focus Group</i>)
Tempo	t	Sim	Sim	Sim	Sim
Umidade	UR	Não	Não	Não	Sim
Temperatura	T	Não	Não	Não	Sim
Concentração de cloretos	Cl	Sim	Sim	Sim	Sim
Tipo de cimento	K_1	$f(D)$	$f(D)$	$f(D)$	Sim
Resistência à compressão	f_{ck}	$f(D)$	$f(D)$	$f(D)$	Sim
Tipo de adição	K_2	$f(D)$	$f(D)$	$f(D)$	Sim
Teor de adição	Ad	$f(D)$	$f(D)$	$f(D)$	Sim
Coefficiente de difusão	D	Sim	Sim	Sim	$f(K_1 f_{ck} K_2 Ad)$
Crescimento da concentração superficial	C_s	Não	Sim	Sim	$f(t)$

Observando-se a Tabela 10.18 podem ser realizadas as seguintes considerações:

- Os modelos teóricos não consideram explicitamente os efeitos da umidade relativa e da temperatura na penetração de cloretos, enquanto que o modelo desenvolvido através do *Focus Group* considera;
- os modelos teóricos consideram que o tipo de cimento, a resistência à compressão aos 28 dias, o tipo e o teor de adição estão diretamente relacionados com o coeficiente de difusão de cloretos, enquanto que o modelo desenvolvido no *Focus Group* estima o coeficiente de difusão através dessas mesmas variáveis;
- o efeito do crescimento da concentração superficial de cloretos é desconsiderado no modelo representado pela 2ª Lei de Fick, enquanto que no modelo desenvolvido no *Focus Group* tal fenômeno é levado em conta implicitamente na variação do tempo;
- o modelo resultante da análise em *Focus Group* é simples de ser aplicado na atividade de projeto das estruturas, onde os dados de entrada podem ser obtidos facilmente; e
- os modelos avaliados – 2ª Lei de Fick, UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996) – envolvem uma maior complexidade matemática no momento da sua resolução [emprego de funções de erro, adoção de hipóteses referentes ao crescimento da concentração superficial, uso da função de MEJLBRO (1996) e obtenção de constantes que dependem de ajustes experimentais]. Tais dados e/ou ferramentas nem sempre estão à disposição do engenheiro responsável pelo projeto das estruturas de concreto, exigindo a presença de um profissional especializado no momento da previsão da vida útil das estruturas.

É evidente que as considerações resultantes das avaliações realizadas em apenas um estudo de caso não podem ser tomadas como conclusivas sobre a aplicabilidade do modelo proposto. Outras análises em estruturas diferentes devem ser realizadas, a fim de validar o modelo para o maior número de combinações possíveis. O desenvolvimento do modelo realizado neste trabalho é apenas a primeira parte de uma análise global, que leva tempo para ser realizada. Seria interessante que a formulação proposta fosse utilizada por uma grande quantidade de profissionais e pesquisadores, a fim de verificar a sua validade e subsidiar o seu aperfeiçoamento a longo prazo.

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da investigação efetuada no presente trabalho podem ser feitas as seguintes considerações:

- Dentre os modelos avaliados para representar os estados limites de utilização com relação à etapa de iniciação do processo corrosivo – 2ª Lei de Fick (COLLEPARDI, 1970), UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996) – observou-se que todos se ajustam bem a um perfil de penetração de cloretos em um elemento de concreto para uma mesma idade;
- contudo, observou-se que existem diferenças significativas entre os modelos avaliados com relação à previsão da vida útil das estruturas através de uma análise determinística, onde o modelo representado pela 2ª Lei de Fick fornece valores maiores da vida útil, seguido do modelo proposto por UJI et al. (1990) (aproximadamente 27% menores que a 2ª Lei de Fick). Os menores valores foram obtidos através do emprego da formulação de MEJLBRO (1996) (aproximadamente 39% menores que a 2ª Lei de Fick);
- as variações da concentração superficial de cloretos e do coeficiente de difusão no tempo devem ser incorporadas nos modelos de predição da vida útil, a fim de simular adequadamente o fenômeno de penetração de cloretos que ocorre nas estruturas reais. Todavia, vale salientar que os mesmos podem ser considerados implicitamente, a partir dos coeficientes da variável tempo;
- através do presente trabalho se apresentou uma proposta de classificação para os valores do coeficiente de variação (COV) de cada uma das variáveis que influem no processo de penetração de cloretos para o concreto;
- nas simulações realizadas neste trabalho verificou-se que a vida útil de projeto das estruturas é maximizada com o aumento da temperatura de cura do concreto e minimizada com o aumento da relação a/c ;
- constatou-se ainda que, para um mesmo índice de confiabilidade os maiores valores de vida útil de projeto foram encontrados para o cimento CP IV, seguido pelos cimentos CP II F e CP V ARI;
- a adição de sílica ativa ao cimento CP V ARI em teores de 10% de adição aumentou em 40% a vida útil de projeto. Já para 20% de adição a vida útil de projeto foi aumentada em 60%, considerando os mesmos índices de

confiabilidade ($\beta = 0,4$) empregando a 2ª Lei de Fick como função de estado limite;

- através dos ábacos apresentados no *Capítulo 9*, pode-se escolher parâmetros adequados de projeto (espessura média de cobrimento) considerando uma dada agressividade ambiental (concentração superficial de cloretos), admitindo as variabilidades existentes nos referidos parâmetros para os cimentos CP IV, CP II F e CP V ARI;
- os resultados da penetração de cloretos obtidos através do modelo obtido das análises em *Focus Group* (desenvolvido no *Capítulo 10*) se mostraram bastante similares aos valores encontrados em uma análise de uma estrutura real, mostrando a potencial aplicabilidade do mesmo na previsão da vida útil de projeto das estruturas; e
- o modelo desenvolvido no *Capítulo 10* pode ser aplicado com facilidade pelos engenheiros responsáveis pelo projeto das estruturas de concreto armado, onde os demais modelos apresentados exigem dados de entrada difíceis de serem obtidos e/ou a sua formulação matemática é complexa.

12 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O presente trabalho caracterizou-se por uma abordagem multidisciplinar do processo corrosivo, onde foram aplicados métodos de análise de confiabilidade para a previsão da vida útil de projeto das estruturas de concreto armado. Como esta interface é uma nova área de pesquisa, existem alguns pontos que precisam ser melhor explicados através da realização de futuros trabalhos a fim de consolidar as considerações aqui apresentadas, tais como:

- Caracterizar estatisticamente a variabilidade dos parâmetros que influenciam na penetração de cloretos nas estruturas (espessura de cobrimento, coeficientes de difusão, concentração superficial de cloretos) para obras com diferentes níveis de controle de qualidade de execução, em nível nacional;
- realizar ensaios comparativos para validar a formulação proposta por SHA'AT et al. (1994), que correlaciona os coeficientes de difusão obtidos através do ensaio de migração com os coeficientes obtidos através da difusão natural, para os cimentos nacionais;
- aplicar os princípios de confiabilidade na etapa de propagação do processo corrosivo;
- estudar uma relação adequada entre os valores do índice de confiabilidade desejado e as condições executivas e ambientais para os concretos nacionais, a fim de estabelecer um valor adequado da probabilidade de falha para cada caso específico;
- realizar ensaios não acelerados para verificar a relação existente entre a concentração ambiental e a concentração superficial de cloretos após 1 ano de exposição para diferentes tipos de cimento utilizados nacionalmente;
- realizar ensaios de longa duração em diferentes concretos expostos em diversas condições de exposição, com o objetivo de se coletar os parâmetros exigidos nos modelos de UJI et al. (1990) e MEJLBRO (1996);
- realizar uma análise bayesiana para ajustar e possivelmente rever os coeficientes do modelo desenvolvido no *Focus Group*, através de ensaios realizados por outros pesquisadores; e
- aplicar sistematicamente o modelo proposto na avaliação de estruturas acabadas, a fim de validar o mesmo para uma grande maioria das combinações possíveis.

13 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AÏTCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. 1ª Ed. PINI. São Paulo, 2000. 667p.
- AÏTCIN, P. C. Durable Concrete - Current Practice and Future Trends. In: Concrete Technology: Past, Present and Future, **Proceedings**, ACI SP-144, 1994. p. 85-104.
- AKTAN, A. E. et al. Issues Related to Intelligent Bridge Monitoring. In: XIV Structures Congress. Ghosh, S.K., Mohammadi, J. (Eds.). **Proceedings**. 2v. v. 2 ASCE. p. 750-757.
- AL-AMOUNDI, O. S. Durability of Reinforced Concrete in Agressive Sabkha Environments. **ACI Materials Journal**, v. 92, nº 3, mai-jun 1995. p. 236-245.
- ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; CASTRO, P. Valores Críticos de Cloruros pada Despassivar Aceros de Refuerzo Embebidos en un Mortero Estandarizado de Cemento Portland. IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções. **Anais**, v.2, 1997. p. 555-562.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Recommended Practice for Developing Short-Term Accelerated Test for Prediction of the Service Life Building Components and Materials**. E 632-82 Philadelphia, 1982.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride ion Penetration**. ASTM C 1202. Philadelphia, 1992. 6p.
- ANDRADE, C. Calculation of Chloride Diffusion Coefficients in Concrete from Ionic Migration Measurements. **Cement and Concrete Research**, v. 23, 1993. p. 724-742.
- ANDRADE, C. Chloride Penetration Modelling. In: Workshop Design of Durability of Concrete. **Proceedings**. Berlin, 1999. 5p.
- ANDRADE, C. et al. Remaining Service Life of Corroding Structures. **Report IABSE Symposium - Durability of Structures**. Lisboa, 1989. p. 359-364.
- ANDRADE, C. **Manual: Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras**. Madrid, 1988. 122p.
- ANDRADE, C.; ALONSO, C. Vida Útil y Vida Residual de Estructuras de Hormigón. Seminário: Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado. **Proceedings**. LNEC, Lisboa. 1996.
- ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado: Análises das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco**. Porto Alegre, 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. 148p.

- ANG, A.; TANG, W. ***Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Basic Principles***. v. 1, 1ª Ed., Ed. John Wiley and Sons, 1975. 409p.
- ANG, A.; TANG, W. ***Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, Risk and Reliability***. v. 2, 1ª Ed., Ed. John Wiley and Sons, 1984. 562p.
- ARANHA, P.M.S. ***Contribuição ao Estudo das Manifestações Patológicas nas Estruturas de Concreto Armado na Região Amazônica***. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1994. 144 p.
- ARYA, C.; BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. Factors Influencing Chloride-Binding in Concrete. ***Cement and Concrete Research***. v.20, 1990. p. 291-300.
- ASHTON, H. E.; SEREDA, P. J. Environment, Microenvironment and Durability of Building Materials. In: ***Durability of Building Materials***, v 1. 1982. p. 49-65.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ***Determinação da Composição Granulométrica dos Agregados***. MB-7. Rio de Janeiro, 1939.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ***Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado***. NBR 6118, 1978. 76p.
- ATKINSON, A.; NICKERSON, A. The Diffusion of Ions Through Water-Saturated Cement. ***Journal of Materials Science***. nº 19, 1984. p. 3068-3078.
- BAKKER, R. F. M. Initiation Period. In: ***Corrosion of Steel in Concrete***. P. Schiessl (Ed.) RILEM, 1988. p. 22-54
- BARATA, M. ***Concreto de Alto Desempenho no Estado do Pará: Estudo da Viabilidade Técnica e Econômica da Produção de Concreto de Alto Desempenho com os Materiais Disponíveis em Belém e Através do Emprego de Adições de Sílica Ativa e Metacaulim***. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1998. 153p.
- BARBUDO, M. A. S. ***Cálculo del Período de Iniciación de la Corrosión de la Armadura del Hormigón***. D.Sc. Tesis. Universidad Complutense de Madrid. Madrid, 1992. 386p.
- BASHEER, L.; KROPP, J.; CLELAND, D. Assessment of the Durability of Concrete from its Permeation Properties: A Review. ***Construction and Building Materials***. nº 15, 2001. p. 93-103.
- BAUER, E. ***Avaliação Comparativa da Influência da Adição de Escória de Alto-Forno na Corrosão de Armaduras Através de Técnicas Eletroquímicas***. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995. 236p.
- BAZANT, Z. Physical Model for Steel Corrosion in Sea Structures – Applications. ***Journal of the Structural Division***. 1977. p. 1155-1166.

- BENTZ, D.; STUTZMAN, P. Evolution of Porosity and Calcium Hydroxide in Laboratory Concretes Containing Silica Fume. ***Cement and Concrete Research***. v. 24, nº 6, 1994. p. 1044-1050.
- BEYEA, S.; NICOLL, L. Colleting, Analyzing and Interpreting Focus Data Group. ***Association of Operating Room Nurses Journal***, v. 71, nº 6, 2000. p. 1278-1283.
- BOB, C. Probabilistic Assessment of Reinforcement Corrosion in Existing Structures. In: International Conference: Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. ***Proceedings***. Dundee, 1996. p. 17-28.
- BODDY, A., et. al. An Overview and Sensivity Study of a Multimechanistic Chloride Transport Model. ***Cement and Concrete Research***. v. 29, 1999. p. 827-837.
- BORGES, P. C. et al. ***Corrosión en Estructuras de Concreto Armado: Teoría, Inspección, Diagnóstico, Vida Útil y Reparaciones***. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC. 1ª Ed., 1998. 128p.
- BREITENBUCHER et. al. Service Life Design for the Western Scheldt Tunnel. In: Workshop Design of Durability of Concrete. ***Proceedings***, Berlin, 1999. 12p.
- CABRAL, A. E. B. ***Avaliação dos Sistemas de Reparo Utilizados em Estruturas Atacadas por Cloretos Através da Resistência de Polarização***. Porto Alegre, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- CADY, P. D.; WEYERS, R. E.; Deterioration Rates of Concrete Bridge Decks. ***Journal of Transportation Engineering***, v. 110, nº 1, 1984. p. 34-44.
- CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da Patologia no Brasil: Estudo Estatístico. In: ***Trabajos Presentados en la Jornada Español e Potuques sobre Estructuras y Materiales***. Madrid, 1988. Anais... Madrid: CEDEX/ICcET, 1988, p. 99-124.
- CASCUDO, O. et al. Comportamento quanto à Durabilidade de Tipos de Aço quando Sujeiros ã Corrosão no Concreto. In: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. ***Proceedings***. Prudêncio, Helene e Dal Molin (Eds). Florianópolis, 1996. p. 390-401.
- CASCUDO, O. ***O Controle da Corrosão das Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas***. Ed. PINI, São Paulo, Ed. UFG, 1997. 237p.
- CASTRO, P. et al. Chloride Penetration Profiles in Marine Environments. In: II International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. ***Proceedings***. Malhotra, Prudêncio, Helene e Dal Molin (Eds.) SP186-22. Gramado, 1999. p. 371-389.
- CHEUNG et al. Service Life Prediction of Concrete Structures by Reliability Analysis. ***Construction and Building Materials***, v.10, n. 1, 1996. p. 45-55.

- CLEAR, K. C.; HAY, R. E. ***Time to Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs***. Federal Highway Administration, Report FHWA/RD-73/32. Washington, D.C., 1973. p. 361-373.
- COLLEPARDI, M. et. al. Cinética da Penetração de Íons Cloreto no Concreto (em Italiano). ***Il Cemento***, nº 4, 1970.
- COLLEPARDI, M. et. al. Penetration of Chloride Ions Into Cement Paste and Concrete. ***American Ceramic Society***, v. 55, USA, 1972.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. ***CEB-FIP Model Code 1990 Design Code***. Bulletin D'Information nº 203. Suíça, 1993.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. ***Durable Concrete Structures***. Bulletin D'Information nº 183. Suíça, 1992.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. ***New Approach to Durability Design: An Example for Carbonation Induced Corrosion.*** Bulletin D'Information nº 238. Suíça, 1997. 142p.
- CRANK, J. ***The Mathematics of Diffusion***. Oxford University Press, 2ª Ed. 1975. 414p.
- CREMONINI, R. A. ***Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto***. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994. 195 p.
- DAL MOLIN, D. C. C. ***Contribuição ao Estudo das Propriedades Mecânicas dos Concretos de Alta Resistência com e sem Adições de Sílica Ativa***. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995. 285p.
- DAL MOLIN, D.C.C. ***Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul***. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1988. 220 p
- DAS, P. C. Application of Reliability Analysis in Bridge Management. ***Engineering Structures***, v. 20, n. 11, 1998. p. 957-959.
- DER KIUREGHIAN, A. Structural Reliability Methods for Seismic Safety Assessment: a Review. In: ***Engineering Structures***, v. 18, nº 6, 1996. p. 412-424.
- DETWILER, R.; KJELLEN, K.; GJØRV, O. Resistance to Chloride Intrusion of Concrete Cured at Different Temperatures. ***ACI Materials Journal***. v. 88, nº 1, 1991. p. 19-24.
- DHIR, R. K. et al. PFA Concrete: Exposure Temperature Effects on Chloride Diffusion. ***Cement and Concrete Research***. v. 23, nº 5, 1993. p. 1105-1114.
- DIAS, W. P. S. Durability Indicators of OPC Concretes Subject to Wick Action. ***Magazine of Concrete Research***, v. 45, nº 165, dez. 1993. p. 263-274.

- DURACRETE. ***Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures***. The European Union – Brite EuRam III, 1999. 86p.
- ELSAIED, A. ***Reliability Engineering***. Ed. Addison Longman. EUA, 1996. 736p.
- ENGELUND, S. Probabilistic Models and Computational Methods for Chloride Ingress in Concrete. ***PhD thesis***. Aalborg University, Aalborg, 1997. 154p.
- ENRIGHT, M.; FRANGOPOL, D. Probabilistic Analysis of Resistance Degradation of Reinforced Concrete Bridge Beams Under Corrosion. ***Engineering Structures***, v. 20, nº 11, 1998. p. 960-971.
- ENRIGHT, M.; FRANGOPOL, D. Service-Life Prediction of Deteriorating Concrete Bridges. ***Journal of Structural Engineering***, v. 124, nº 3, mar 1998b. 309-317.
- EPERJESI, L.; GIOVAMBATTISTA, A.; TRAVERSA, L. Evaluation of Corrosion Initial Time of Bars in Conventional and High-Performance Concrete. In: II International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. ***CD ROM Proceedings***. Malhotra, Prudêncio, Helene e Dal Molin (Eds.) Gramado, 1999. SP-161.
- FERREIRA, A. ***Concreto de Alto Desempenho com Adição de Cinza de Casca de Arroz: Avaliação de Propriedades Relacionadas com a Durabilidade***. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRGS. Porto Alegre, 1999. 152 p.
- FERREIRA, A.; STOLFO, R.; DAL MOLIN, D. Estudo da Penetração de Íons Cloreto em Concretos com Adições Mineraias. In: International Congress of Concrete Technology. ***Anais***. Buenos Aires. v.1, 1998. p. 351-362.
- FISSLER, B. et al. Quadratic Limit States in Structural Reliability. ***Journal of Engineering Mechanics Division of American Society of Civil Engineers***. v. 105, nº 4, 1979. p. 661-676.
- FIGUEIREDO, E.J.P. ***Avaliação do Desempenho de Revestimentos para Proteção da Armadura Contra a Corrosão Através de Técnicas Eletroquímicas - Contribuição ao Estudo de Reparo de Estruturas de Concreto Armado***. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994. 423 p
- FORNASIER, R. S. ***Porosidade e Permeabilidade do Concreto de Alto Desempenho com Adição de Sílica Ativa***. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1995. 129p.
- FRANGOPOL, D.; LIN, K.; ESTES, A. Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures. ***Journal of Structural Engineering***. v. 123, nº 10, 1997. 1390-1401.

- FRANGOPOL, D.; LIN, K.; ESTES, A. Reliability of Reinforced Concrete Girders Under Corrosion Attack. *Journal of Structural Engineering*. v. 123, nº 3, 1997. 286-297.
- FUNAHASHI, M. Predicting Corrosion-Free Service Life of a Concrete Structure in a Chloride Environment. *ACI Materials Journal*, v. 87, nº 6, nov-dez. 1990. p. 581-587.
- GENTIL, V. *Corrosão*. 3ª Ed. Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 1996. 345p.
- GERDES, A.; MAYER, G.; WITTMANN, F. H. Application of Reactor Theory to Investigate Migration of Reactive Ions Into Concrete. In: Mass-Energy Transfer and Deterioration of Building Components – Models and Characterisation of Transfer Properties. *Proceedings*, CSTB-BRI, Paris, 1995. p. 33-51.
- GJØRV, O.; TAN, K.; KHANG, M. Difusivity of Chlorides from Seawater into High-Strength Lightweight Concrete. *ACI Materials Journal*. v. 89, nº 1, 1994. p. 3-12.
- GJØRV, O.; VENNESLAND, Ø. Diffusion of Chloride Ions from Seawater into Concrete. *Cement and Concrete Research*. v. 24, nº 8, 1979. p. 229-238.
- GJØRV, O. Concrete Performance Criteria Based on Migration Testing. In: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. *Proceedings*. Prudêncio, Helene e Dal Molin (Eds.) Florianópolis, 1996. p. 425-432.
- GOMES, H. M. *Análise da Confiabilidade de Estruturas de Concreto Armado usando o Método de Elementos Finitos e os Processos de Simulação*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRGS. Porto Alegre, 1997. 118 p.
- GOMES, H. M. et al. Análise da Confiabilidade de Estruturas de Concreto Armado Incluindo o Efeito da Corrosão. 1º Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas. *Anais*. PUC-RJ, 1997. CD ref. T911.
- GOMES, H. M. *Técnicas de Avaliação da Confiabilidade em Estruturas de Concreto Armado*. Tese (Doutorado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRGS. Porto Alegre, 2001. 220 p.
- GOÑI, S.; ANDRADE, C. Synthetic Concrete Pore Solution Chemistry and Rebar Corrosion Rate in the Presence of Chlorides. *Cement and Concrete Research*. v. 20, nº 14, 1990. p. 525-539.
- GONZÁLEZ, J. A. et al. Some Questions on the Corrosion of Steel in Concrete - Part I: When, How and How Much Steel Corrodes. *Materials and Structures*. v. 29, 1996. p. 40-46.
- GUIMARÃES, A. *Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado em Micro-Ambientes Marítimos*. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2000. 240p.

- HABUCHI, T. et al. Evaluation on Saline Environment of Concrete Jetty Using Surface Chloride Concentration. In: In: Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions. Banthia, Sakai, Gjorv (Eds.). **Proceedings**. University of British Columbia, Vancouver, 2001. p. 214-221.
- HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. First-Order and Second-Order Reliability Methods. In: **Probabilistic Structural Mechanics Handbook**. C. Sundararajan (ed.). Chapman & Hall Ltd., New York, 1995. p. 27-52.
- HANSEN, E. J. Rate Deterioration Investigation of Bridge Decks Based on Diffusion/Fracture Mechanics Numerical Study. **M.Sc. Dissertation**. University of Colorado, 1997. 152p.
- HELENE, P. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, 1993, 271 p. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- HELENE, P. Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. In: 4º Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto. **Anais**. São Paulo, 1981. p. 1-44.
- HELENE, P. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. Ed. PINI, 2ª ed. São Paulo, 1992. 213 p.
- HELENE, P. **Revisão da NB-1 - Comentário: Critérios de Projeto**. 1995a. 5p.
- HELENE, P. Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: International Conference on High-Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures. **Proceedings CD ROM**. Gramado, 1999.
- HELENE, P. Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle de Qualidade. **Anais**. Porto Alegre, 1997. v.1. p. 1-30.
- HOFFMANN, A. T. **Influência da Adição de Sílica Ativa, da Relação Água/Aglomerante, Temperatura e Tempo de Cura no Coeficiente de Difusão de Cloretos em Concretos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 2001. 133p.
- HUSSAIN, S.; AL-MUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A. Factors Affecting Threshold Chloride for Reinforcement Corrosion in Concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25, nº 7, 1995. p. 1543-1555.
- HUSSAIN, S.; RASHEEDUZZAFAR. Corrosion Resistance Performance of Fly Ash Blended Cement Concrete. **ACI Materials Journal**. 1994. p. 264-272.
- ISAIA, G. **Efeito de Misturas Binárias e Terciárias de Pozolanas em Concreto de Elevado Desempenho: Um Estudo com Vistas à Corrosão da Armadura**. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995. 235 p.

- JONES, M.; DHIR, R.; GILL, J. Concrete Surface Treatment: Effect of Exposure Temperature on Chloride Diffusion Resistance. **Cement and Concrete Research**. v. 25, nº 1, 1991. p. 197-208.
- JUSTNES, H.; RODUM, E. Chloride Ion Diffusion Coefficients for Concrete – A Review of Experimental Methods. In: 10th International Congress in the Chemistry of Cement. **Proceedings**. H. Justnes (Ed.) Gøteborg, 1997. n.p.
- KIDD, P. S.; PARSHALL, M. B. Getting the Focus and the Group: Enhancing Analytical Rigor in Focus Group Research. **Qualitative Health Research**, v. 10, nº 3, 2000. p. 293-308.
- KIDD, P. S.; PARSHALL, M. B.; Getting the Focus and the Group: Enhancing Analytical Rigor in Focus Group Research. **Qualitative Health Research**. Thousand Oaks, v. 10, nº 3, may, 2000. p. 293-308.
- KRAKER, A. et al. Safety, Reliability and Service Life of Structures. **HERON**, v. 27, n. 01, Delft University of Technology,, 1982.
- KRAKOVSKI, M. Monte Carlo Simulation of the Acceptance Control of Concrete. **Structural Safety**, nº 17, 1995. p. 43-56.
- KRUEGER, R. A. **Focus Groups: A Practical Guide for Applied Research**. 2^a Ed. Thousand Oaks, SAGE Publications, 1994.
- KULAKOWSKI, M. P. **Argamassa com Adição de Microssilica para Reparos Estruturais: Estudo da Penetração de Cloretos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1994. 106p.
- KURTIS, K.; MONTEIRO, P. J. M.; MADANAT, S. Empirical Models to Predict Concrete Expansion Caused by Sulfate Attack. **ACI Materials Journal**. v. 97, nº 2, 2000. p. 156-161.
- LEA, F. M. **The Chemistry of Cement and Concrete**. Ed. Edward Arnold. Great Britain, 1970.
- LI, C. Q. A Case Study on the Reliability Analysis of Deteriorating Structures. In: **Proceedings of Institute of Civil Engineers, Structures and Buildings**. v. 110, ago, 1995. p. 269-277.
- LI, Z.; PENG, J.; MA, B. Investigation of Chloride Diffusion for High-Performance Concrete Containing Fly Ash, Microsilica and Chemical Admixtures. **ACI Material Journal**. v. 96, nº 3, 1999. p. 391-396.
- LIANG, M. T et al.. Service Life Prediction of Reinforced Concrete Structures. **Cement and Concrete Research**. v. 29, 1999. p. 1411-1418.
- LIM, C. C. et al. Effect of Initial Exposure Age of Concrete on the Chloride Concentration Prediction. In: In: Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions. Banthia, Sakai, Gjorv (Eds.). **Proceedings**. University of British Columbia, Vancouver, 2001. p. 317-324.

- LIMA, M. G. ***Influência dos Componentes do Concreto na Corrosão das Armaduras***. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1990. 133p.
- LIN, S. H. Chloride Diffusion in a Porous Concrete Slab. ***Corrosion Science***, v. 46, n. 12, 1990. p. 964-967.
- LIN, S. H. Chloride Diffusion in a Porous Cylindrical Concrete Column. ***Chemical Engineering Science***. v. 46, nº 4, 1991. p. 1189-1192.
- LIU, Y. Modeling The Time-to-Corrosion Cracking in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures. ***PhD Thesis***. Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, 1996. 117p.
- LIU, Y.; WEYERS, R. Modeling The Time-to-Corrosion Cracking in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures. ***ACI Materials Journal***, v. 95, nº 6 nov-dec. 1998. P. 675-681.
- LOO, Y. H. et al.. A Carbonation Prediction Model for Accelerated Carbonation Testing of Concrete. ***Magazine of Concrete Research***. v. 46, nº 168, set. 1994. p. 191-200.
- LOPES, A. ***Avaliação Comparativa de Concretos com e sem Sílica Ativa para Concretos entre 50 e 60 MPa.*** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília, 1999, 170p.
- LOUNIS, Z.; MIRZA, M. S. Reliability-Based Service Life Prediction of Deteriorating Concrete Structures. In: Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions. ***Proceedings***. Banthia, Sakai, Gjorv (Eds.). Vancouver, 2001. p. 965-972.
- LUCIANO, J.; MILTENBERGER, M. Predicting Chloride Diffusion Coefficients from Concrete Mixture Proportions. ***ACI Materials Journal***, v. 96, nº 6, 1999. p. 698-702.
- MAAGE, M. et. al. Service Life Prediction of Existing Concrete Structures Exposed to Marine Environment. ***ACI Materials Journal***, v. 93, nº 6, 1996. p. 602-608.
- MACHADO, F. G. ***Estudo da Movimentação dos Íons Cloreto no Concreto: Influência na Corrosão das Armaduras.*** Relatório (Projeto de Iniciação Científica) Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília, 1998.
- MAILVAGANAM, N. P. ***Repair and Protection of Concrete Structures***. Boca Raton, CRC Press, 1992. 470p.
- MALHOTRA. V.; RAMEZANIANPOUR, A. Effect of Curing on the Compressive Strength, Resistance to Chloride-Ion Penetration and Porosity of Concretos Incorporating Slag, Fly Ash or Silica Fume. ***Cement and Concrete Composites***. v. 97, 1995. p. 125-133.

- MANGAT, P. S. Microestrutura, Chloride Diffusion and Reinforcement Corrosion in Blended Cement Paste and Concrete. ***Cement and Concrete Composites***, v. 16, 1994. p. 73-81.
- MANGAT, P.; MOLLOY, B. Prediction of Long Term Chloride Concentration in Concrete. ***Materials and Structures***. v. 27, nº 170, 1994. p. 338-346.
- MASLEHUDDIN, M. et al. Concrete Durability in a Very Agressive Environment. In: Concrete Technology: Past, Present And Future, V. Mohan Malhotra Symposium, ***Proceedings***, 1994. p. 191-211.
- MASUDA, Y. Experiments on Chloride Ion Penetration into Hardened Cement Matrix. In: Mass-Energy Transfer and Deterioration of Building Components – Models and Characterisation of Transfer Properties. ***Proceedings***, CSTB-BRI, Paris, 1995. p. 102-113.
- MATSUSHIMA, M. A Study of the Application of Reliability Theory to the Design of Concrete Cover. ***Magazine of Concrete Research***, v. 50, nº 1, mar 1998, p. 5-16.
- MAZARS, J.; BOURNAZEL, J. P. Damage in Concrete Structures Due to Some Physical and Chemical Effects. In: Mass-Energy Transfer and Deterioration of Building Components – Models and Characterisation of Transfer Properties. ***Proceedings***, CSTB-BRI, Paris, 1995. p. 55-66.
- McGRATH, P. F. Development of Test Methods for Predicting Chloride ingress Into High Performance Concrete. ***D.Sc. Thesis***. Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1996.
- MEDEIROS, M. H. F. et al. A Corrosão de Armaduras sob a Ação de Íons Cloreto em Relação à Capacidade de Proteção de Alguns Cimentos Nacionais com Adições Pozolânicas. In: V Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VII Congresso de Controle de Qualidade. ***Anais***. Montevideo, 1999. v.1. p. 500-506.
- MEHTA, P. K. Concrete Technology at the Crossroads - Problems and Opportunities. In: Concrete Technology: Past, Present and Future, ***Proceedings***, ACI SP-144, 1994. p. 1-30
- MEHTA, P. K. ***Durability of Concrete - Fifty Years of Progress?*** In: Seminário Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto. (Anexo aos Anais). Porto Alegre, NORIE/CPGEC/UFRGS, 1993. 33 p.
- MEHTA, P. K. Performance of Concrete in Marine Environment. American Concrete Institute. ACI SP-65. ***Proceedings***, 1980. p. 1-20.
- MEHTA, P. K.; MANMOHAN, D. Pore Size Distribution and Permeability of Hardened Cement Pastes. 7th Int. Cong. Chemistry of Cement. ***Proceedings***. Paris, v. 3, 1980. Pp. 1-5.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. ***Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais***. 1ª Ed. São Paulo. Ed. PINI, 1994. 580p.

- MEJLBRO, L. The Complete Solution of Fick's Second Law of Diffusion with Time-Dependent Diffusion Coefficient and Surface Concentration. In: Durability of Concrete in Saline Environment. *Proceedings*. P. Sandberg (Ed.) Lund, May 1996. p. 127-158.
- MELCHERS, R. E. *Structural Reliability: Analysis and Prediction*. Ed. John Wiley & Sons. 1987. 400p.
- MIDGLEY, M.; ILLSTON, H. The Penetration of Chlorides into Hardened Cement Pastes. *Cement and Concrete Research*. V. 14, nº 4, 1984. p. 546-558.
- MIRZA, S. A.; MACGREGOR, J. G. Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members. *Journal of the Structural Division*, ASCE, n. 105. 1979. p. 751-766
- MONTEIRO, E. C. B. *Estudo da Capacidade de proteção de Alguns tipos de Cimentos Nacionais em Relação à Corrosão de Armaduras sob a Ação Conjunta do CO₂ e dos Íons Cloreto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília, 1996, 138p.
- MORGAN, D. L. *Focus Group as Qualitative Research*. Beverly Hills, SAGE Publications, 1988.
- MORI, Y.; ELLINGWOOD, B. Reliability-based Service-Life Assessment of Aging Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*. v. 119, nº 5, 1993. 1600-1621.
- MORINAGA, S. Prediction of Service Life of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel. *Special Report of the Institute of Technology*, Skimiza Corporation, Japan, 1989.
- MORINAGA, S. Prediction of Service Life of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel. In: 5th International Conference: Durability of Building Materials. *Proceedings*. Brighton, UK, 1990. P. 5-16
- NAGESH, M. et. al. Modeling of Chloride Diffusion in Concrete and Determination of Diffusion Coefficients. *ACI Materials Journal*. v. 95, n. 2, 1998. p. 113-120.
- NANNI, L. F.; RIBEIRO, J. L. *Planejamento e Avaliação de Experimentos*. CPGEC/UFRGS. Caderno Técnico 17. Porto Alegre, 1987. 193p.
- NEVILLE, A. Chloride Attack of Reinforced Concrete: An Overview. *Materials and Structures*. v. 28, , nº 176, 1995. p. 63-70.
- NEVILLE, A. *Propriedades do Concreto*. Ed. PINI, 2^a Edição. São Paulo, 1997. 828p.
- NEWHOUSE, C. Corrosion Rates and the Time to Cracking Model for Critically Contaminated Reinforced Concrete Structures. *M.Sc. Thesis*. Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, dez. 1993.

- NINCE, A.A. **Levantamento de Dados sobre a Deterioração de Estruturas na Região Centro-Oeste**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UnB. Brasília, 1996. 176p.
- NOVOKSHCHENOV, V. Deterioration of Reinforced Concrete in the Marine Industrial Environment of the Arabian Gulf - A Case Study. In: **Materials and Structures**, v. 28, nº 181, ago, 1995. p. 392-400.
- OBERHOLSTER, R. E. Pore Structure, Permeability and Diffusivity of Hardened Cement Paste and Concrete as Related to Durability: Status and Prospects. In: 8th International Congress in Chemistry of Cements, **Proceedings**. v. 1, Rio de Janeiro, 1986. p. 324-335.
- OLIVEIRA, M.; FREITAS, H. *Focus Group* – Pesquisa Qualitativa: Resgatando a Teoria, Instrumentalizando o seu Planejamento. **Revista de Administração**. v. 33, nº 3, São Paulo, 1998. p. 83-91.
- OLLIVIER, J. P. Durability of Concrete. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP**. BT/PCC/192. São Paulo, 1998. 129p.
- PAGE, C. L. Basic Principles of Corrosion. Report of RILEM Technical Committee 60 **Corrosion of Steel in Concrete**. P. Schiessl (Ed.), Londres, 1998. p. 3-21.
- PAGE, C. L. et al. Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes. **Cement and Concrete Research**. v. 11, 1981. P. 395-406.
- PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Physical and Chemical Characteristics Affecting the Durability of Concrete. **ACI Materials Journal**. v. 8, n. 2, mar-abr 1991a. p. 186-196.
- PEREIRA, V. G. A. **Avaliação dos Coeficientes de Difusão de Cloretos em Concretos: Influência do Tipo de Cimento, da Relação a/c da Temperatura e do Tempo de Cura**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 2001. 154p.
- PEREPÉREZ, B.; BARBERÁ, E.; ANDRADE, C. La Agressividad Ambiental y la Durabilidad de las Estructuras de Hormigón. **Informes de la Construcción**. v. 38, nº, 388, 1987. p. 17-24.
- PETERSON, J. A Time to Cracking Model for Critically Contaminated Reinforced Concrete Structures. **M.Sc. Thesis**. Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, 1993.
- POULSEN, E. Estimation of Chloride Ingress into Concrete and Prediction of Service Lifetime with Reference to Marine RC Structures In: Durability of Concrete in Saline Environment. **Proceedings**. P. Sandberg (Ed.) Lund, May 1996. p. 113-126.
- POULSEN, E.; KARLSSON, M.; ØSTERDAL, A. Design of Rebar Covers in Marine RC Structures. In: Odd E. Gjorv Symposium on Concrete for Marine Structures. P. K. Mehta (Ed.). **Proceedings**. New Brunswick, 1996. p. 191-206.

- PREZZI, M. Analysis of the Mechanisms of Concrete Deterioration. **PhD Thesis**. University of California at Berkeley. California, 1995. 220p.
- RAMEZANIANPOUR; A.; TARIGHAT, A.; MIYAMOTO, A. Concrete Carbonation and Monte Carlo Simulation Method for Uncertainty Analysis of Stochastic Front Depth. **Memorials Faculty Engineering of Yamaguchi University**. v. 50, nº 2, 2000. p. 57-60.
- REPETTE, W. **Modelo de Previsão de Vida Útil de Revestimentos de Proteção da Superfície do Concreto em Meios de Elevada Agressividade**. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997. 231 p.
- REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. RILEM Draft Recommendation for Damage Classification of Concrete Structures. **Materials and Structures**, v. 27, nº 170, jul, 1994. p. 362-369.
- RIBEIRO, J. L. D. **Trabalhando com Dados Qualitativos: O Enfoque na Área de Humanas**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 1999. Notas de Aula.
- ROELFSTRA, P. E. et al.. Modelling Chloride Penetration into Ageing Concrete. International Conference: Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. **Proceedings**. Dundee, 1996. p. 245-255.
- ROSENBLEUTH, E.; ESTEVA, L. Reliability Bases for Some Mexican Codes. **American Concrete Institute**. SP-31, Detroit, 1972. p. 1-41.
- ROSTAM, S. Design Concepts for Durability and Performance. In: Advanced Studies on Structural Concrete. **CEB Bulletin D'Information** nº 221, Lisboa, Portugal, 1994, p. 173-191.
- RUPPENTHAL, C. S.; RIBEIRO, J. L. D. **Grupos Focalizados: Revisão e Emprego na Engenharia de Produção**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 2000. 10p.
- SAETTA, A. et al. Analysis of Chloride Diffusion into Partially Saturated Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 90, nº 5, 1993. p. 441-451.
- SAETTA, A. et al. Service Life Prediction of Reinforced Concrete Structures Subjected to Carbonation Process. In: Computational Methods in Engineering. **CD ROM Proceedings**. Pimenta, Brasil e Almeida (Eds.). Goiânia, 1999.
- SANDBERG, P.; TANG, L.; ANDERSEN, A. Recurrent Studies of Chloride Ingress in Uncracked Marine Concrete at Various Exposure Times and Elevations. **Cement and Concrete Research**. v. 28, nº 10, 1998. p. 1489-1503.
- SATO, N. **Análise da Porosidade e de Propriedades de Transporte de Massa em Concretos**. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998. 163 p.
- SCHIESSL, P. et al. Durability Aspects of Probabilistic Ultimate Limit State Design. **Heron**. v. 44, nº 1, 1999. p. 19-29.

- SHA'AT, A. et. al. Reliability of the Accelerated Chloride Migration Tests as a Measure of Chloride Diffusivity in Concrete. In: International Conference Concrete Repair, Rehabilitation and Protection, Dundee, 1996. **Proceedings**. p. 245-255.
- SIEMES, T. et al. Design of Concrete Structures for Durability. Example: Chloride Penetration in the Lining of a Bored Tunnel. **Heron**. v. 43, n° 4, 1998. p. 227-244.
- SIEMES, T. et. al. Durability – A Probabilistic Approach. **Durability of Building Materials**, n. 3, 1985, p. 101-113.
- SILVA, T. Predicció de la Vida Útil de Forjados Unidireccionales de Hormigón Mediante Modelos Matemáticos de Deterioro. **Tesis Doctoral**. Universitat Politècnica de Catalunya. ETSCCP. Barcelona, 1998. 290p.
- SOMERVILLE, G. The Interdependence on Research, Durability and Structural Design – Concrete. **Design Life of Buildings**. Ed. Thomas Telford, Londres, 1985. p. 233-250.
- STEWART, M. G. Concreting Workmanship and It's Influence on Serviceability Reliability. **ACI Materials Journal**, v. 94, n. 06, 1997. p. 501-509.
- STEWART, M. G. Time-Dependent Reliability of Existing RC Structures. **Journal of Structural Engineering**. v. 123, n° 7. July 1997. 896-902.
- STEWART, M. G.; ROSOWSKY, D. V. Time-Dependent Reliability of Deteriorating Reinforced Concrete Bridge Decks. **Structural Safety**, n. 20, 1998. p. 91-109.
- SWAMY, R. N. et al. A Critical Evaluation of Chloride Penetration into Concrete in Marine Environment. In: Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete. R. N. Swamy (Ed.). **Proceedings**. Sheffield Academic Press, 1994. p. 404-419.
- SWAMY, R. N. et al. Protective Ability of an Acrylic-Based Surface Coating System Against Chloride and Carbonation Penetration into Concrete. **ACI Materials Journal**. v. 95, n°2, 1998. p. 101-112.
- TANG, L.; NILSSON, L. A Numerical Method for Prediction of Chloride Penetration into Concrete Structures. In: The Modelling of Microestructure and it's Potential for Studying Transport Properties and Durability. **Proceedings**. France, 1994. s.p.
- THOFT-CHRISTENSEN et. al. Optimal Strategy for Inspection and Repair of Structural Systems. **Structures of Civil Engineering**. n. 4, jun 1987. p. 94-100.
- THOFT-CHRISTENSEN, P. Assessment of the Reliability Profiles for Concrete Bridges. **Engineering Structures**. n. 11, v. 20, 1998. p. 1004-1009.
- THOMAS, M. D.; BAMFORTH, P. B. Modelling Chloride Diffusion in Concrete: Effect of Fly-Ash and Slag. **Cement and Concrete Research**. n. 29, 1999. p. 487-495.

- TUUTTI, K. *Corrosion of Steel in Concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, Suecis, 1982. 469p.
- UJI, K. et al. Formulation of an Equation for Surface Chloride Content of Concrete due to Permeation of Chloride. In: Corrosion of Reinforcement in Concrete. Ed. C. L. Page. *Proceedings*. London, 1990. p. 285-297.
- VAL, D. V. et. al. Effect of Reinforcement Corrosion on Reliability of Highway Bridges. *Engineering Structures*, v. 20, n. 11, 1998. p. 1010-1019.
- VAN DER TOORN, A. The Maintenance of Civil Engineering Structures. *Heron*. v. 39, n° 4, 1992. p. 3-34
- VROUWENVELDER, T.; SCHIESSL, P. Durability Aspects of Probabilistic Ultimate Limit State Design. *HERON*, n. 1, v. 44, 1999. p. 19-29.
- WATANABE, K. et al. Chloride Penetration into Concrete Specimens Exposed in Marine Environment. In: Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions. Banthia, Sakai, Gjorv (Eds.). *Proceedings*. University of British Columbia, Vancouver, 2001. p. 538-545.
- WATANABE, K.; TADA, S. From Simultaneous Heat and Moisture Transfer Models to the Modelling of the Deterioration of Concrete. In: Mass-Energy Transfer and Deterioration of Building Components – Models and Characterisation of Transfer Properties. *Proceedings*, CSTB-BRI, Paris, 1995. p. 19-28.
- WOOD, J.; CRERAR, J. Tay Road Bridge: Analysis of Chloride Ingress Variability and Prediction of Long-Term Deterioration. *Construction and Building Materials*. v. 11, n° 4, 1997. p. 249-254.
- YAMAMOTO, A. et al. Proposed Durability Design for RC Marine Structures. In: Concrete Under Severe Conditions: Environment and Loading. Sakai, Banthia and Gjorv (Eds.). *Proceedings*. E & FN Spon, 1995. p. 544-553.
- ZEMAJTIS, J. Modeling the Time to Corrosion Initiation for Concretes with Mineral Admixtures and/or Corrosion Inhibitors in Chloride-Laden Environments. *PhD Thesis*. Virginia Polytechnic Institute, Virginia, 1998. 140p.
- ZHANG, T.; GJØRV, O. E. Diffusion Behavior of Chloride Ions in Concrete. *Cement and Concrete Research*. v. 26, n° 6, 1996. p. 907-917.

ANEXO 1

Descrição do Programa Computacional Utilizado

INTRODUÇÃO

O programa empregado para o cálculo do índice de confiabilidade foi desenvolvido na linguagem FORTRAN 32, desenvolvido empregando o editor Microsoft Developer Studio que faz parte do programa FORTRAN PowerStation 4.0 (MICROSOFT CORPORATION, 1995). Tal programa foi desenvolvido no Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade (LDEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) para a geração das amostras aleatórias e cálculo do índice de confiabilidade (GOMES, 1997). Já os programas que definem as funções de estado limite avaliadas foram desenvolvidas pelo autor com a colaboração de GOMES (2001). Um fluxograma geral que apresenta o funcionamento do programa está apresentado na Figura 1.

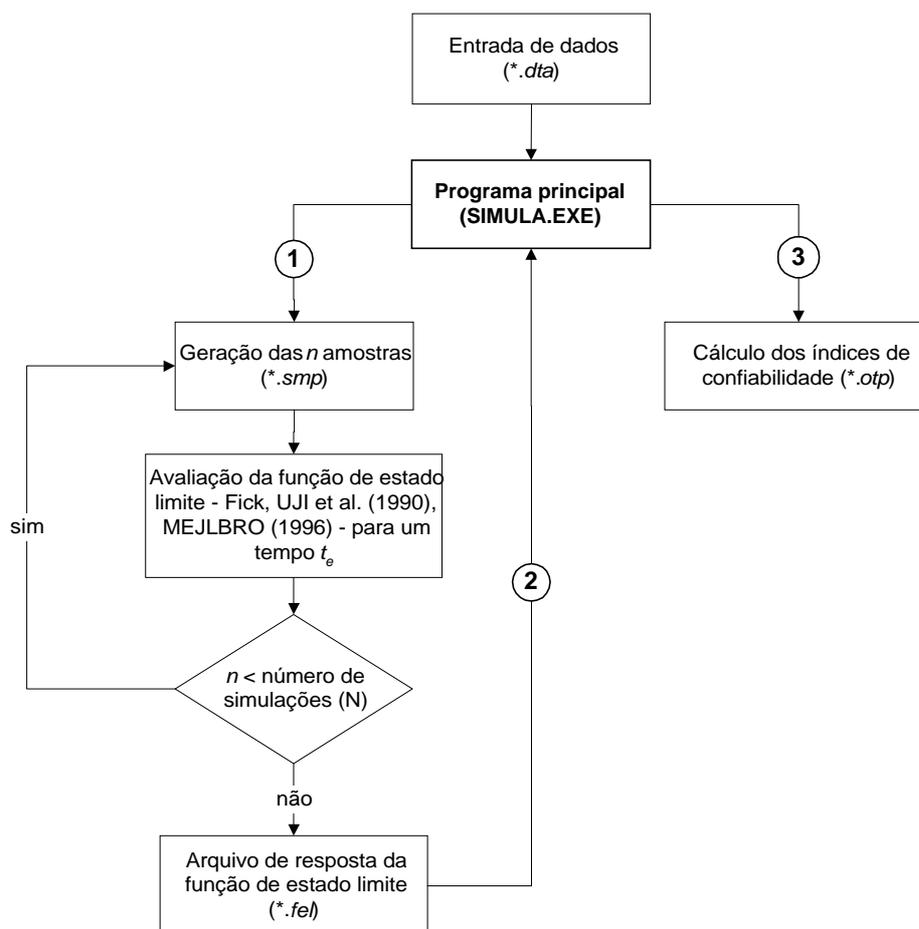


Figura 1 Fluxograma ilustrando os procedimentos empregados para o cálculo do índice de confiabilidade através da Simulação de Monte Carlo

Entrada de Dados

Primeiramente é gerado um arquivo para a entrada de dados que serão empregados no processo de simulação. Tal arquivo apresenta extensão **.dta* e deve conter as seguintes informações:

- Indicação do arquivo executável (**.exe*) que representa a função de estado limite a ser avaliada;
- número de variáveis aleatórias que compõem a função de estado limite;
- número de simulações a serem realizadas (N);
- tipo de análise de confiabilidade desejada (FORM, Simulação de Monte Carlo Puro e Simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância);
- tipo de distribuição adotado para as variáveis aleatórias (normal, lognormal, Gumbel); e
- valor médio e desvio-padrão das variáveis aleatórias.

Geração das Amostras Aleatórias

No início do processamento o programa principal de simulação (SIMULA.EXE) gera um arquivo de amostras (**.smp*) para cada variável que compõe a função de estado limite (1), com os valores médios e os desvios-padrão especificados na entrada de dados.

Avaliação da Função de Estado Limite

Logo após, o programa principal localiza o arquivo que representa a função de estado limite desejada. Tal arquivo (**.exe*) avalia cada amostra gerada pelo programa de simulação e verifica, para cada valor especificado para as variáveis, se houve de falha ou a segurança do sistema. Essa avaliação era feita verificando se o valor do tempo para despassivação calculado a partir das amostras geradas (t) era maior ou menor que um tempo previamente especificado (t_e). Assim, a função de estado limite era representada pela relação apresentada abaixo.

$$fel = t - t_e$$

De onde se avaliava os estados de falha ($t \leq t_e \therefore fel \leq 0$) e de segurança do sistema ($t > t_e \therefore fel > 0$).

No presente trabalho os valores do tempo até a despassivação (t) para cada amostra das variáveis foram calculados através das funções de estado limite apresentadas no item 8.3.4, que originaram os seguintes arquivos executáveis:

- *Fick.exe*, que considera a 2ª Lei de Fick como função de estado limite;
- *Conc.exe*, onde a função de estado limite considerada foi o modelo proposto por UJI et al. (1990); e
- *Mejlbro.exe*, que corresponde à função representada pelo modelo proposto por MEJLBRO (1996).

Arquivo de Resultados da Avaliação da Função de Estado Limite

Os processos acima descritos são repetidos até que se complete o número de simulações (N) especificadas. Os resultados obtidos através do cálculo da função de estado limite eram escritos em um arquivo (**.fel*), onde no mesmo ficam armazenados os pontos localizados na região de falha do sistema (números negativos – $fel \leq 0$) e os pontos que estarão inseridos na região de segurança (números positivos – $fel > 0$).

Resposta do Programa

Quando o número de simulações (N) era alcançado, os resultados obtidos no arquivo **.fel* eram enviados para o programa SIMULA.EXE (2), onde o mesmo calculava a probabilidade de falha, o índice de confiabilidade e o valor do COV da probabilidade de falha. Esses dados eram lançados em um arquivo de saída (3) com extensão **.otp*.

ANEXO 2

Questionário Aplicado no Estudo em Grupos Focalizados (*Focus Group*)

Corrosão: Iniciação por cloretos
Pilar 20 x 20 Resistência 30 MPa CP II F Sem adições pozolânicas Umidade 70% Temperatura 20 graus Concentração de cloretos 2,0%

Especialista 1
Especialista 2
Especialista 3
Especialista 4
Especialista 5
Especialista 6
Especialista 7
Especialista 8
Especialista 9
Especialista 10
Especialista 11

Considerar boas praticas construtivas
Considerar quantidade de pasta ideal
Cura úmida mantida por 3 dias
Ambiente: Florianopolis 100 metros da praia

1. Questão Básica: Nessas condições, qual seria a profundidade de penetração de cloretos (mm) após 20 anos?

Penetração após 20 anos?	50	70	60	60	50	70	40	40	50	40
--------------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

2. Efeito da resistência fck: qual seria a penetração caso:

fck = 20	77	75	70	75	80	70	70	70	70	50
fck = 30	55	55	55	55	55	55	55	55	55	50
fck = 40	27	30	35	28	20	30	35	40	30	35
fck = 60	18	15	15	15	12	20	15	15	15	15

3. Efeito do tipo de cimento: qual seria a penetração caso tivessemos fck = 30 a partir de:

CP II E	58	65	45	45	70	60	50	55	45	50
CP II F	55	55	55	55	55	55	55	55	55	50
CP II Z	50	50	45	55	60	55	50	55	43	45
CP III AF	45	35	55	40	70	40	40	40	40	35
CP IV Pozolanico	40	45	50	45	70	40	45	40	45	40
CP V ARI	62	60	60	45	40	70	60	65	60	50

4. Efeito de adições: qual seria a penetração caso tivessemos CP II F e fck = 30 obtido com:

Sem adição	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
8% de adição de sílica ativa	32	28	30	28	28	30	45	28	30	30
8% de adição de Meta caulim	35	28	30	30	35	35		28	35	30
8% de adição de cinza de casca de arroz	42	40	40	35	40	40	50	35	45	30

5. Efeito da umidade: qual seria a penetração caso:

Umidade = 50%	32	35	30	25	25	30	50	50	30	30	25
Umidade = 70%	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
Umidade = 90%	62	60	65	60	60	60	60	60	60	65	60

6. Efeito da temperatura: qual seria a penetração caso:

Temperatura = 5 graus	51	50	45	45	50	50	40	45	40	40	40
Temperatura = 20 graus	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
Temperatura = 40 graus	65	60	62	60	60	60	60	65	60	65	60

7. Efeito da concentração de cloretos: qual seria a penetração caso:

Concentração de cloretos = 0,5%	18	20	20	20	15	20	15	15	15	20	30
Concentração de cloretos = 2,0%	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
Concentração de cloretos = 3,5%	75	90	85	75	70	80	85	95	90	80	65

