



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - PCC / USP

André Tavares da Cunha Guimarães

**VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM
AMBIENTES MARÍTIMOS**

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Doutor em Engenharia
Civil

São Paulo

Maio, 2000

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
BIBLIOTECA DE ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL

André Tavares da Cunha Guimarães

**VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM
AMBIENTES MARÍTIMOS**

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Doutor em Engenharia
Civil

Área de Concentração:
Engenharia de Construção Civil
e Urbana

Orientador:
Paulo Roberto do Lago Helene

São Paulo

Maio, 2000

"A criatura que amamos
Unida a outros ou não,
Não nos deixa o pensamento
Nem nos sai do coração"
Lívio Barreto - psicografado
por Francisco Xavier

À minha esposa Maria de
Fátima e filhos Pedro, Pablo
e Elisa, pela paciência,
compreensão e carinho.

AGRADECIMENTOS

*"Vem vamos embora
Que esperar não é saber
Quem sabe faz a hora
Não espera acontecer."*

Geraldo Vandré

Todo trabalho depende de condições mínimas para ser executado. Uma condição é a tranquilidade, que para tal necessita, em muitas oportunidades, da colaboração dos amigos.

Há o amigo que orienta, ensina e cobra, mas também incentiva e vibra com os resultados por nós obtidos, e assim foi o Prof. Paulo Helene nestes mais de 3 anos de convivência.

Há o amigo que faz críticas construtivas colaborando para o crescimento do nosso trabalho, como o Prof. Antônio Figueiredo.

Há também o amigo que mesmo vindo de longe e com a agenda bastante ocupada encontra tempo para discussões valiosas, como o Prof. Jean-Pierre Ollivier.

Há os amigos que tem paciência para ouvir e dar contribuições valiosas, como Neide Sato, Leonel Tula e Nelson Díaz, colegas do doutorado, Valdecir Quarcioni IPT/SP e Prof. Tabajara Almeida da FURG.

Há os amigos que passam ensinamentos valiosos e que estão sempre dispostos a colaborar, como a Prof.a Maria Alba Cincotto, Prof. Vanderlei John e Prof.a Maryangela Lima.

Há amigos que acreditam no nosso trabalho e abrem *portas* essenciais para o desenvolvimento da pesquisa, como o Eng. Bruno Figurelli que pertencia a Firma TECON Rio Grande S.A. quando do início desta pesquisa e o Eng. Renato Fernandes, assim como aos diversos funcionários desta firma com os quais tive a satisfação de trabalhar.

Há amigos que muitas vezes nem vemos, como é o caso de pessoas que mantêm o incentivo ao aperfeiçoamento científico, como é o caso da CAPES e FAPESP.

Há os amigos que *tocam o barco* quando nos afastamos das atividades da universidade, como Prof. Cláudio Dias e Maron da FURG/DMC.

Há os amigos que estendem as mãos na hora que precisamos e que sempre incentivam para o crescimento profissional, como Eng. Carlos Henrique Melo e Eng. Fernando Recena.

Há amigos que precisam ser mais rígidos para manter a *casa* em ordem, mas nem por isso menos amigos e companheiros como Reginaldo e Dorval.

Há amigos que além do seu serviço tem sempre disposição para colaborar, além de uma palavra amiga, como Engrácia, Paulo e Fátima da USP/PCC e os amigos Prof. Waldir Pinto, Jorge e Odair da FURG/SUPPOSG.

Há o amigo que acolhe a todos como se estivesse recebendo em sua casa, como a Carla Cucolo da USP/COSEAS.

Há amigos que de tanto aprendemos sem muitas vezes nunca ter se quer ter conversado, como os muitos pesquisadores que já contribuíram e muitos que continuam contribuindo para o desenvolvimento da pesquisa, publicando grandes trabalhos.

Há amigos mais íntimos que ficam contigo sempre, mesmo à distância, segurando a *barra*, de quem tanto se tem saudades quando distantes, como meus filhos Pedro, Pablo e Elisa e a esposa Fátima.

Há amigos que te acompanham desde os primeiros passos, dão condições para o seu crescimento moral e intelectual, para os quais somos eternamente agradecidos, como os pais Adamastor e Augusta.

Há o amigo que se foi e deixou saudade mas também deixou o exemplo do espírito de pesquisador por excelência, como meu irmão Francisco.

A todos estes amigos meus mais sinceros agradecimentos.

GUIMARÃES, A. T. C. **Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado em Ambientes Marítimos.** São Paulo, Universidade de São Paulo - PCC/USP, maio 2000. (tese de doutorado)

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	vi
Lista de Fotos.....	xi
Lista de Tabelas.....	xiii
Resumo.....	xvi
Abstract.....	xvii

INTRODUÇÃO

1 Importância e Justificativa do Tema	1
2 Pesquisadores e Centros de Pesquisa no País e no Exterior	4
3 Objetivo	6
4 Originalidade.....	6
5 Conteúdo.....	7

CAPÍTULO I

MECANISMOS E FATORES DE DETERIORAÇÃO E ENVELHECIMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

1.1 Introdução	9
1.2 Histórico.....	9
1.3 Carbonatação	13
1.4 Cloretos.....	19
1.5 Sulfatos.....	28

CAPÍTULO II

MEIO AMBIENTE - MACRO E MICRO CLIMA

2.1 Introdução	31
2.2 Ambiente Marítimo	31
2.3 Mecanismos de Deterioração e Envelhecimento em Ambiente Marítimo.....	34
2.4 Fatores de Deterioração e Envelhecimento em Ambiente Marítimo.....	38
2.5 Ambiente Industrial	40

2.6	Comentários.....	42
-----	------------------	----

CAPÍTULO III

VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.1	Introdução	43
3.2	Definições.....	43
3.3	Exigências de Normas	49
3.3.1	Fissuras	50
3.3.2.	Relação água/cimento	52
3.3.3.	Consumo de cimento.....	53
3.3.4.	Tipo de cimento.....	54
3.3.5.	Resistência à compressão.....	55
3.3.6.	Cobrimento da armadura.....	55
3.4	Modelos Deterministas de Transporte de Massa no Concreto	57
3.4.1	Coefficiente de difusão	57
3.4.2.	Modelos de previsão.....	60
3.4.3.	Influência da temperatura sobre o coeficiente de difusão	61
3.4.4.	Carbonatação	62
3.4.5.	Cloretos	68
3.4.6.	Sulfatos	75
3.5	Comentários.....	77

CAPÍTULO IV

EXPERIMENTO

4.1.	Planejamento da Pesquisa.....	78
4.1.1.	Características da obra pesquisada e de seu ambiente.....	78
4.1.2.	Características atuais do concreto	79
4.1.3.	Estado de conservação e intensidade do ataque do ambiente	80
4.2.	Materiais e Métodos	83
4.2.1.	Características da obra e de seu ambiente.....	83
	Localização da obra	83
	Meio ambiente.....	86
	<i>Água do Canal do Rio Grande</i>	86
	<i>Atmosfera</i>	93
	Descrição da estrutura pesquisada.....	96
	Elemento estrutural pesquisado	101
	Materiais utilizados no concreto.....	101

<i>Agregados</i>	101
<i>Aglomerante</i>	105
<i>Aditivo</i>	107
<i>Água</i>	107
Detalhes construtivos.....	107
<i>Traços</i>	107
<i>Dosagem, mistura, lançamento, adensamento, cura e desforma</i>	109
4.2.2. Características atuais do concreto.....	110
Resistência a compressão.....	110
Módulo de elasticidade.....	112
Massa específica e índice de vazios.....	113
Absorção capilar.....	115
4.2.3. Estado de conservação e intensidade do ataque.....	118
Exame visual.....	118
Ensaio de profundidade de carbonatação.....	127
Medições de potencial de corrosão, corrente de corrosão e resistividade do concreto.....	128
Teores de íons cloreto solúveis em água e solúveis em ácido.....	132
Teores de íons sulfato solúveis em água e solúveis em ácido.....	135
4.3. Comentários.....	136

CAPÍTULO V

APRECIACÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. Caracterização dos Micro Ambientes Pesquisados.....	137
5.2. Características do Concreto Pesquisado.....	139
5.2.1. Resistência a compressão.....	139
5.2.2. Módulo de elasticidade.....	142
5.2.3. Massa específica, absorção de água por imersão e índice de vazios.....	142
5.2.4. Absorção capilar.....	143
5.3. Ataque do meio ambiente.....	144
5.3.1. Carbonatação.....	144
Análise dos resultados.....	144
Determinação dos coeficientes de penetração do CO ₂	145
Avaliação dos resultados.....	147
5.3.2. Cloretos.....	149
Potencial de corrosão, corrente de corrosão e resistividade do concreto.....	149
Penetração de íons cloreto.....	152
Determinação dos coeficientes de penetração de íons cloreto.....	156
Avaliação dos resultados.....	158
5.3.3. Sulfatos.....	161
Penetração de íons sulfato.....	161
Determinação dos coeficientes de penetração de íons sulfato.....	163
Avaliação dos resultados.....	166

5.3.4.	Comentários gerais	168
5.4.	Profundidade de Ataque X Normas.....	168
5.5.	Aplicação dos Dados da Pesquisa	173
5.5.1.	Modelo de vida útil para cloretos	173
5.5.2.	Modelo de vida útil para carbonatação.....	176
5.5.3.	Modelo de vida útil para sulfatos	178
5.6.	Contribuição para o Desenvolvimento de Modelo de Penetração de Ions Cloreto em Ambiente Marítimo	180
5.6.1.	Introdução.....	180
5.6.2.	Influência do teor de umidade do concreto sobre a difusão de íons cloreto	180
Ensaio de difusão de íons cloreto em pasta de cimento endurecida com diferentes teores de umidade	181	181
<i>Objetivo</i>	181	181
<i>Definições e variáveis</i>	181	181
<i>Características do material</i>	182	182
<i>Ensaio</i>	184	184
<i>Avaliação dos resultados</i>	192	192
<i>Interpretação dos resultados</i>	197	197
Ensaio de variação do teor de umidade em testemunhos extraídos dos elementos estruturais pesquisados.....	205	205
<i>Objetivo</i>	205	205
<i>Definições e variáveis</i>	205	205
<i>Características do material</i>	206	206
<i>Ensaio</i>	206	206
<i>Avaliação dos resultados</i>	208	208
<i>Interpretação dos resultados</i>	209	209
5.6.3.	Utilização dos dados obtidos.....	209
Aplicação dos fatores de influência na difusão de íons cloreto no ponto PS.....	211	211
Aplicação dos fatores de influência na difusão de íons cloreto no ponto PI	217	217
Comentários	220	220
 CONCLUSÕES		
1.	Conclusões Propriamente Ditas	221
2.	Considerações Finais	223
2.1.	Transferências dos resultados ao meio.....	223
2.2.	Prosseguimento dos estudos	224
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		
		226

ANEXOS

A - Medições do ensaio de compressão, do ensaio do módulo de elasticidade inicial e do ensaio de absorção capilar

B - Estimativas dos graus de saturação e coeficientes de difusão

C - Ensaio de variação do teor de umidade em testemunhos extraídos dos elementos estruturais pesquisados: massa diária, massa seca e absorção de água por imersão após fervura

GUIMARÃES, A. T. C. Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado em Ambientes Marítimos. São Paulo, Universidade de São Paulo - PCC/USP, maio 2000. (tese de doutorado)

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1- Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade do ambiente.....	28
FIGURA 2.1 - Esquema da corrosão produzida pela água do mar.....	37
FIGURA 3.1 - Esquemática do processo de corrosão do aço no concreto.....	48
FIGURA 3.2 - Vida útil tendo por base o fenômeno da corrosão das armaduras em estruturas de concreto.....	49
FIGURA 3.3 - Perfil de concentração em difusão de regime permanente.....	58
FIGURA 3.4 - Difusão em regime não permanente.....	59
FIGURA 3.5 - Nomograma para estimar a profundidade de carbonatação.....	66
FIGURA 3.6 - Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras (c_{CO_2}) em função do ambiente, da classe de f_{ck} do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos).....	67
FIGURA 3.7 - Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras (c_{Cl}) em função do ambiente, da classe de f_{ck} do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos).....	69
FIGURA 4.1 - Sistema da Lagoa dos Patos e localização da estação 17.....	84
FIGURA 4.2 - Parte sul do Estuário da Lagoa dos Patos (RS-Brasil).....	85
FIGURA 4.3 - Maré máxima e mínima mensal - 4ª Seção da Barra - Rio Grande (1965 a 1975).....	87
FIGURA 4.4 - Maré máxima e mínima diária junto a Praticagem da Barra.....	88
FIGURA 4.5 - Variações diárias da salinidade na estação 4 (agosto de 1983 a março de 1985).....	89
FIGURA 4.6 - Variação das médias quinzenais de chuvas na região estudada.....	89
FIGURA 4.7 - Variações quinzenais do oxigênio dissolvido na estação 4.....	91

FIGURA 4.8 - Variações quinzenais da temperatura da água na estação 4.....	92
FIGURA 4.9 - Umidade relativa diária - Rio Grande (1993 a 1995).....	94
FIGURA 4.10 - Temperatura atmosférica máxima e mínima diária - Rio Grande (1993 a 1994).....	95
FIGURA 4.11 - Precipitação mensal - Rio Grande (1990 a 1995).....	96
FIGURA 4.12 - Planta do cais do terminal de containers-TECON e localização dos pontos pesquisados.....	97
FIGURA 4.13 - Estrutura do cais TECON e localização dos pontos pesquisados	98
FIGURA 4.14 - Estrutura do cais - elevação do paramento TECON e localização dos pontos pesquisados.....	99
FIGURA 4.15 - Perfis de absorção de água por capilaridade (esc. 1:1) - PS1, PI1.....	116
FIGURA 4.16 - Perfil de absorção de água por capilaridade (esc. 1:1) - ESiv.....	117
FIGURA 4.17 - Perfil de absorção de água por capilaridade (esc. 1:1) - ESviii.....	117
FIGURA 5.1 - Máximas profundidades de carbonatação medidas com solução de timolftaleína nos elementos pesquisados.....	145
FIGURA 5.2 - Coeficientes de penetração de CO ₂ em função dos micro ambientes pesquisados.....	147
FIGURA 5.3 - Gráfico da profundidade de ataque (e _{CO2}) em função do tempo de exposição (t).....	148
FIGURA 5.4 - Modelo obtido em medições na Zona Totalmente de Névoa (ZTN - PS) e modelo obtido com os dados do nomograma de MEYER (1987).....	149
FIGURA 5.5 - Gráfico dos valores medidos de potencial de corrosão.....	151
FIGURA 5.6 - Perfis de teor de íons cloreto em relação ao peso de concreto do paramento - PS (viga): $f_{ck} = 24$ MPa ; PI (laje): $f_{ck} = 23$ MPa.....	153
FIGURA 5.7 - Perfis de teor de íons cloreto em relação ao peso de concreto nas estacas pranchas - ES, ESF e EI : $f_{ck} = 19$ MPa.....	153
FIGURA 5.8 - Gráfico das profundidades da frente de ataque de íons cloreto nos diversos micro ambientes pesquisados considerando f_{ck} médio de 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem.....	155

FIGURA 5.9 - Gráfico dos coeficientes de penetração de íons cloreto nos diversos micro ambientes pesquisados, considerando f_{ck} médio de 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem.....	157
FIGURA 5.10 - Estimativa de evolução da frente de concentração de cloretos $c_{Cl^-}=0,4\%$ em função do tempo de exposição (t) para os pontos PS, PI, ES e EI.....	158
FIGURA 5.11 - Estimativa de evolução da frente de concentração de cloretos $c_{Cl^-}=0,4\%$ em função do tempo de exposição (t) para os pontos ES e EI.....	159
FIGURA 5.12 - Profundidade de ataque de cloretos ($c_{Cl^-}=0,4\%$) estimada para as faces de topo em relação a concretagem (faces externas em relação ao cais) e faces de fundo em relação a concretagem (face da estaca sob a laje do cais)...	160
FIGURA 5.13 - Modelo obtido em medições na Zona Predominantemente de Névoa (ZPN - PI) e modelo obtido com os dados do ábaco de HELENE (1994).....	161
FIGURA 5.14 - Perfis dos teores de íons sulfato solúveis em água em relação a massa de concreto para f_{ck} de 23,5 MPa (PS e PI) e 19 MPa (ES e EI).....	162
FIGURA 5.15 - Perfis dos teores de íons sulfato totais (solúveis em ácido) em relação a massa de concreto para f_{ck} de 23,5 MPa (PS e PI) e 19 MPa (ES e EI).....	162
FIGURA 5.16 - Gráfico dos coeficientes de penetração de íons sulfato nos diversos micro ambientes pesquisados, considerando f_{ck} médio de 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem.....	166
FIGURA 5.17 - Estimativa da evolução da frente de contaminação de sulfatos em função do tempo de exposição (t) para os pontos ES e EI.....	167
FIGURA 5.18 - Comparação entre o modelo tradicional de difusão de íons e o modelo de PRUDÊNCIO (1993a).....	168
FIGURA 5.19 - Comparação de valores estimados na pesquisa com valores recomendados por normas: a) relação a/c máxima; b) f_{ck} mínimo; c) cobrimento nominal mínimo.....	172
FIGURA 5.20 - Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do Canal do Rio Grande - Rio Grande - RS, nas proximidades do cais do Terminal de Containers - TECON.....	175
FIGURA 5.21 - Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do Canal do Rio Grande - Rio Grande - RS, nas proximidades do cais do Terminal de Containers - TECON.....	177

FIGURA 5.22 - Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do Canal do Rio Grande - Rio Grande - RS, nas proximidades do cais do Terminal de Containers - TECON.....	179
FIGURA 5.23 - Perfis de teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo I.....	191
FIGURA 5.24 - Perfis de teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo II.....	191
FIGURA 5.25 - Perfis de teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo III.....	192
FIGURA 5.26 - Perfis de teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo IV.....	192
FIGURA 5.27 - Esquema do corte dos corpos de prova.....	194
FIGURA 5.28 - Equação exponencial do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e a relação entre o coeficiente de difusão do Grupo IV e os Grupos I, II e III.....	195
FIGURA 5.29 - Valores médios do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e o intervalo de confiança na média do GS (confiança de 95 %).	196
FIGURA 5.30 - Distribuição dos poros na pasta de cimento.....	197
FIGURA 5.31 - Rede de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes teores de umidade.....	200
FIGURA 5.32 - Espessura da camada de água adsorvida nas paredes dos poros em função da U.R.	201
FIGURA 5.33 - Ensaio correlacionando o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão.....	202
FIGURA 5.34 - Relação entre coeficiente de difusão da pasta não saturada e da pasta saturada - $D_{ef}/D_{máx}$	203
FIGURA 5.35 - Provável sentido de difusão de íons cloreto na fase de secagem.....	204
FIGURA 5.36 - Diminuição do teor de agregado graúdo em função da fôrma de concretagem - "efeito parede".....	215
FIGURA 5.37 - Coeficiente de penetração de íons cloreto - K ($\text{mm.ano}^{-1/2}$) - ponto PS.....	217

FIGURA 5.38 - Coeficiente de penetração de ions cloreto - K ($\text{mm.ano}^{-1/2}$) - ponto
PI.....

GUIMARÃES, A. T. C. Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado em Ambientes Marítimos. São Paulo, Universidade de São Paulo - PCC/USP, maio 2000. (tese de doutorado)

LISTA DE FOTOS

FOTO 4.1 - Preparo dos testemunhos para ensaios de compressão e módulo de elasticidade.....	110
FOTO 4.2 - Testemunhos submersos - ensaios de compressão e módulo de elasticidade.....	110
FOTO 4.3 - Ensaio de resistência a compressão (NBR 5739, 1980) - a) PS2, PI6; b)PS2', PI6'.....	111
FOTO 4.4 - Ensaio de resistência a compressão (NBR 5739, 1980) - ESx, ESxiv.....	111
FOTO 4.5 - Ensaio do módulo de elasticidade inicial.....	112
FOTO 4.6 - Módulo de elasticidade - Testemunhos rompidos: PS3, PI5, PS5 e PI2....	112
FOTO 4.7 - Medida da massa dos testemunhos para ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica.....	113
FOTO 4.8 - Testemunhos submersos em água no ensaio de absorção, índice de vazios e massa específica.....	114
FOTO 4.9 - Pesagem submersa no ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica.....	114
FOTO 4.10 - Rompimento dos testemunhos para obtenção dos perfis de absorção.....	118
FOTO 4.11 - Extração dos testemunhos.....	119
FOTO 4.12 - Paramento no Trecho 4 - viga e laje.....	122
FOTO 4.13 - a) Primeira estaca prancha no extremo sul do Trecho 6; b) Face vertical da laje do cais - Ponto PI4.....	122
FOTO 4.14 - Extremo sul do Trecho 6 - estacas pranchas.....	123
FOTO 4.15 - Pontos da pesquisa ESiv e Eliv.....	123
FOTO 4.16 - Pasta entre o concreto e a barra de aço - "efeito parede".....	124
FOTO 4.17 - Barra exposta no testemunho ESiv (diâmetro de 19 mm).....	124

FOTO 4.18 - Cordoalha exposta na retirada do testemunho ESx (diâmetro de 1/2" e com sete fios).....	124
FOTO 4.19 - Concreto de um ponto ES com as barras longitudinais de 19,0 mm e estribos de 12,5 mm da cabeça da estaca.....	125
FOTO 4.20 - Fissuras milimétricas encontradas nas cabeças das estacas pranchas.....	125
FOTO 4.21 - Fissuras milimétricas encontradas nas cabeças das estacas pranchas.....	126
FOTO 4.22 - Ensaio de profundidade de carbonatação com solução de fenolftaleína (coloração vermelha) e solução de timolftaleína (coloração azul).....	128
FOTO 4.23 - Solda do fio para conectar a barra de aço ao Gecor6.....	129
FOTO 4.24 - Conexão da barra ao Gecor6 através da formação de uma saliência.....	129
FOTO 4.25 - Medição com o Gecor6 - dificuldade do acesso devido a saliência de 50 cm da laje e o nível da água do canal.....	130
FOTO 4.26 - Equipamentos utilizados para extração de material para ensaio químico	132
FOTO 4.27 - Extração com marteleto de material para ensaios químicos.....	132
FOTO 5.1 - Preparo dos corpos de prova.....	184
FOTO 5.2 - Corpos de prova do Grupo GS a 100 %: parcialmente submersos em solução saturada com Ca(OH)_2	185
FOTO 5.3 - Equipamento para fatiamento dos corpos de prova em lâminas de 2 mm.	186
FOTO 5.4 - Corpos de prova do segundo perfil (tempo T2) com GS estabilizado.....	187
FOTO 5.5 - Corpos de prova do Grupo GS a 100 %: parcialmente submersos e com gotas de água que surgiram no topo.....	187
FOTO 5.6 - Testemunhos extraídos do paramento do cais.....	206
FOTO 5.7 - Testemunhos expostos com face vertical exposta em posição similar a face vertical do paramento do cais.....	207

TABELA 4.4 - Ensaio de granulometria - Areia - Fev/95 a Nov/95.....	102
TABELA 4.5 - Características da areia - Fev/95 a Nov/95.....	102
TABELA 4.6 - Ensaio de inchamento de areia (MB-215).....	103
TABELA 4.7 - Granulometria das Britas 1 e 2.....	104
TABELA 4.8 - Características da Brita 1.....	104
TABELA 4.9 - Características da Brita 2.....	105
TABELA 4.10 - Resistência à compressão do cimento Gaúcho 320.....	105
TABELA 4.11 - Início de pega do cimento Gaúcho - março de 1976.....	106
TABELA 4.12 - Finura do cimento Gaúcho - março de 1976.....	106
TABELA 4.13 - Valores do ensaio de compressão (NBR 5739, 1980).....	111
TABELA 4.14 - Valores obtidos no ensaio do módulo de elasticidade inicial.....	113
TABELA 4.15 - Valores obtidos de absorção de água, índice de vazios e massa específica.....	115
TABELA 4.16 - Valores obtidos no ensaio de absorção capilar (NBR 9779, 1987).....	116
TABELA 4.17 - Diâmetro e cobrimento mínimo das barras de aço pesquisadas.....	126
TABELA 4.18 - Medição da profundidade de carbonatação com solução de fenolftaleína e solução de timolftaleína.....	127
TABELA 4.19 - Valores das medições realizadas com Gecor6.....	131
TABELA 4.20 - Resultados das determinações dos teores de íons cloreto (%) em relação a massa de concreto.....	134
TABELA 4.21 - Resultados das determinações dos teores de íons sulfato(%) em relação a massa de concreto.....	135
TABELA 5.1 - Caracterização dos micro ambientes pesquisados (dados do ano de 1992).....	138
TABELA 5.2 - Valores médios da resistência a compressão dos concretos utilizados nos elementos estruturais pesquisados (MPa).....	142
TABELA 5.3 - Coeficiente de penetração do CO ₂ dos micro ambientes pesquisados...	146
TABELA 5.4 - Quadro comparativo entre as medições com Gcor6 e o exame visual....	150

TABELA 5.5 - Coeficientes de penetração dos íons cloretos para os concretos e micro ambientes pesquisados.....	157
TABELA 5.6 - Coeficientes de penetração de íons sulfato para concretos e micro ambientes pesquisados.....	165
TABELA 5.7 - Valores de relações a/c máximas, resistências a compressão mínimas e cobrimentos mínimos recomendados por normas.....	170
TABELA 5.8 - Massa seca dos corpos de prova de pasta de cimento de 30 mm x 45 mm.....	183
TABELA 5.9 - Massa específica e absorção após imersão e fervura (NBR 9778, 1987) e resistência à compressão (NBR 5739, 1980) em corpos de prova de 50 mm x 100 mm.....	183
TABELA 5.10 - Massa média dos anéis de silicone e das capas de contaminação.....	188
TABELA 5.11 - Grau de saturação (GS) para cada grupo de CP's.....	188
TABELA 5.12 - Teores de íons cloreto no tempo T1.....	189
TABELA 5.13 - Teores de íons cloreto no tempo T2.....	190
TABELA 5.14 - Valores do coeficiente de difusão efetivo em função dos GS's.....	195
TABELA 5.15 - Valores médios de R_T para o ponto PS.....	212
TABELA 5.16 - Valores médios de R_{GS} para o ponto PS.....	213
TABELA 5.17 - Valores médios de R_{SC} para o ponto PI.....	218

GUIMARÃES, A. T. C. Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado em Ambientes Marítimos. São Paulo, Universidade de São Paulo - PCC/USP, maio 2000. (tese de doutorado)

RESUMO

O objetivo desta pesquisa é avaliar a durabilidade de uma estrutura marítima de concreto armado com 22 anos de idade contendo o histórico de sua execução, comparando seu desempenho com modelos de vida útil e normas existentes. Ao final formulou-se um novo modelo de durabilidade para estruturas de concreto armado em ambiente marítimo.

Para alcançar tal objetivo a durabilidade do concreto armado é avaliada por profundidade de carbonatação do concreto, profundidade de ataque de sulfatos e profundidade de ataque de cloretos através de ensaios realizados “in loco” em uma estrutura marítima em diversos micro ambientes: zona de maré, zona de respingo e zona de névoa salina.

O modelo de durabilidade desenvolvido nesta pesquisa permite estimar a vida útil de uma estrutura em ambiente marítimo desde de que construído com materiais e técnicas similares. Portanto permite projetar construções em ambientes e micro ambientes similares, estimando a vida útil e fornecendo os elementos para o planejamento de quando uma intervenção maior será necessária.

É desenvolvida metodologia para avaliar a influência do grau de saturação (GS) da pasta de cimento endurecida sobre o coeficiente de difusão de cloretos. Conclui-se que esse fator apresenta uma grande influência sobre a intensidade de ataque de íons cloreto.

Também foi desenvolvida metodologia para medir o GS médio da camada mais externa de uma estrutura de concreto armado em ambiente marítimo, confirmando a importância desse fator.

Propõe-se estender essa pesquisa a outros ambientes marítimos da costa brasileira com o objetivo de identificar os principais fatores que influenciam no ataque ao concreto armado em ambiente marítimo, e obter dessa forma, maior confiabilidade nos modelos existentes ou formular novos modelos.

GUIMARÃES, A. T. C. The Useful Life of Reinforced Concrete Structures in Maritime Environments. São Paulo, University of São Paulo - PCC/USP, May 2000 (Doctorate Thesis)

ABSTRACT

This study aimed to assess the durability of a 22-year-old reinforced concrete structure in a maritime environment. Information on the construction history of this structure is included, and its performance is compared with existing models for the prediction of useful life and standards. In the end, a new model to assess the durability of concrete structures is proposed.

To achieve the aim of this study, the durability of reinforced concrete is checked for carbonation depth, sulfate penetration depth and chloride penetration depth in tests performed on site in different microenvironments: the tide zone, the spray zone and the salt mist zone.

The durability model developed in this study allows useful life estimates of maritime structures built with similar materials and techniques to be made. In this way, constructions in similar environments and microenvironments can be designed while taking into consideration their estimated useful life. The need for major interventions in the structure can also be projected.

A methodology is proposed here to assess the influence of the saturation degree (SD) of the hardened cement paste on the chloride diffusion coefficient. It was found that that this factor is a major influence on the intensity of the chloride attack.

In addition, a methodology for measuring the mean SD of the outermost surface of a reinforced concrete structure in maritime environments was developed, thus attesting the importance of this factor.

A proposal is made to extend this research to other maritime environments on the Brazilian coast to allow the identification of the main factors that influence the chloride attack on reinforced concrete structures in maritime environments. In this way, existing models can be improved or new models can be formulated.

INTRODUÇÃO

1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA

No século passado o bom desempenho das estruturas de concreto já era pesquisado e desejado. As primeiras obras a serem estudadas foram aquelas em ambiente marítimo, visto que essas apresentaram mais cedo problemas de deterioração devido ao meio altamente agressivo (LEA, 1970; BICZÓK, 1972).

Muitas obras possuem uma duração relativamente pequena, outras, como os conglomerados executados pelos romanos há mais de 2000 anos, possuem uma longa duração.

São muitos os casos de relatos e pesquisas de reparo ou perda parcial da utilização de uma estrutura, elevando muito e precocemente o custo de manutenção de uma obra, como se pode verificar em alguns casos clássicos:

- San Francisco Bay Marine Piling Committee publica relatório em 1922 mostrando que de 5198 pilares de concreto armado, 457 necessitavam de reparos. Em duas estruturas 25% dos pilares apresentavam fissuras paralelas às armaduras na zona de maré (METHA, 1980);
- HADLEY (1948) analisa várias estruturas marítimas, nos Estados Unidos, construídas entre 1896 e 1916, mostrando que essas estruturas com 20 a 30 anos de idade já apresentavam problemas significativos de deterioração;
- Estruturas de concreto executadas em Hong Kong nos anos 50 utilizando água do mar no amassamento, tiveram elevados custos na tentativa de recuperação, sendo demolidas com uma vida de serviço de apenas 15 anos em média. Além do ambiente agressivo, outros fatores influenciaram no rápido ataque, como por exemplo, a execução das estruturas com má qualidade (LIAUW, 1974);
- Entre 1962 e 1964 foram investigadas 716 estruturas de concreto com 20 a 50 anos de idade, ao longo da costa da Noruega: 20% das vigas dos tabuleiros apresentaram problemas de corrosão de armadura precocemente (MEHTA, 1994);

- Ataque químico em concreto foi observado, em Western Cape Province South Africa, 10 anos após sua execução (CEB-FIP, Bulletin 152, 1983);
- Nos Estados Unidos, 253.000 tabuleiros de pontes apresentam algum problema de deterioração, sendo que 35.000 novos casos de deterioração surgem a cada ano (METHA, 1993);

No Brasil alguns trabalhos foram realizados em estruturas de concreto e podem ser relacionados para demonstrar a importância deste tema:

- HELENE (1986) apresenta a incidência de manifestações patológicas: 7% por deterioração química e 20% por corrosão de armadura, sendo 10% por flechas excessivas, 20% por ninhos, 21% por fissuras ativas e passivas e 22% por manchas superficiais;
- DAL MOLIN (1988) pesquisando diversos relatórios de patologias atendidas pela "Fundação de Ciência e Tecnologia - CIENTEC" do Rio Grande do Sul, mostrou uma classificação segundo a gravidade do dano provocado, na qual a corrosão de armadura apresenta uma incidência de 40%, seguida de 30% por sobrecarga, 13% por detalhe construtivo, 11% por recalque de fundação, 5% devido a retração por secagem e 1% por gradiente térmico;
- CARMONA FILHO e MAREGA (1988) mostram uma incidência de corrosão de armadura de 27%, enquanto que as manifestações patológicas por má execução, fissura, deslocamento, umidade, mudança de uso, colapso apresentam uma incidência de 49%, 44%, 15%, 9%, 7% e 6%, respectivamente, a partir de consulta a mais de 700 casos de patologia atendidos pelas empresas do setor no Brasil.

Visto que o cloreto é o íon que normalmente mais pode atacar a passividade do aço envolvido pelo concreto (GOÑI e ANDRADE, 1990) (OLLIVIER, 1997), e no caso especial do Brasil, que possui uma extensa costa marítima com grandes cidades portuárias, pode-se supor que muitos casos de corrosão de armadura sejam devido ao ataque desse íon.

Para evitar o desperdício em grandes reparos, perda parcial ou perda total de uma estrutura em um curto período de tempo, o estudo da durabilidade do concreto armado deve colaborar para:

- obtenção de meios de escolha do melhor material a ser empregado em estrutura marítima de concreto armado, assim como uma execução mais adequada, em função do tipo e grau de agressividade;
- prever com mais propriedade o tempo de vida útil da estrutura;
- estimar tempo para medidas de vistorias e/ou reparos através de um planejamento com monitoramento.

Como as obras portuárias normalmente são de grandes proporções, pode-se evitar grandes custos não planejados na medida que aumente o conhecimento dos mecanismos de deterioração dessas obras.

Para um completo entendimento dos processos de corrosão é fundamental que se tenha um histórico da execução, dos materiais empregados e do tipo e grau de agressividade do meio. Entretanto, no Brasil os estudos ainda são recentes e uma das maiores dificuldades é a obtenção do histórico das obras executadas há 20 anos ou mais, devido as constantes variações nas Instituições geradoras de obras públicas.

Na década de 70 o CEPOI-Centro de Pesquisas e Orientação Industrial, da Fundação Universidade do Rio Grande - FURG, passou a orientar os serviços de dosagem de concreto, assim como realizar o controle tecnológico do concreto e materiais em obras do complexo portuário da cidade do Rio Grande-RS, sob a supervisão do Prof. Dr. Cláudio Renato Rodrigues Dias. Constituiu-se assim um histórico de diversas obras, sendo uma das mais significativas a do terminal frigorífico, hoje Terminal de Containers - TECON, onde as primeiras estruturas concretadas estão com 22 anos de idade.

Visando verificar a durabilidade da estrutura do cais desse ambiente marítimo e comparar os resultados com valores previstos por modelos e normas, foi desenvolvida a dissertação “Desempenho do Concreto em Ambiente Marítimo na Região do Extremo Sul do Brasil” (GUIMARÃES, 1997) para obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica. Para tal foi selecionado o cais do Terminal de Containers-TECON, que está

localizado no canal de acesso do Oceano Atlântico com o estuário da Lagoa dos Patos, onde ocorrem grandes variações sazonais da salinidade da água e de outras características ambientais. Essa pesquisa se realizou na face vertical da laje, na altura de respingo de maré, em dois trechos que foram executados com diferentes técnicas e traços de concreto. Percebe-se a necessidade e o interesse de continuação dessa pesquisa estudando outros micro-ambientes desta obra, assim como correlacionando dados do ambiente com o estado de deterioração e envelhecimento da estrutura com objetivo de obter-se modelos de previsão de vida útil do concreto armado nesse ambiente marítimo.

Com essa visão desenvolveu-se essa pesquisa buscando contribuir para o avanço do conhecimento sobre a durabilidade de estruturas de concreto, investigando o desempenho de partes de uma estrutura de concreto armado localizadas em diferentes micro-ambientes desse cais marítimo.

2 PESQUISADORES E CENTROS DE PESQUISA NO PAÍS E NO EXTERIOR

Diversos pesquisadores internacionais realizam trabalhos sobre os mecanismos e fatores de deterioração e envelhecimento do concreto armado.

MOSKVIN et al. (1980), na Rússia, GJØRV (GJØRV e VENNESLAND, 1979; GJØRV, TAN e ZHANG, 1994), na Noruega, e PAGE (PAGE, SHORT e EL TARRAS, 1981; PAGE, SHORT e HOLDEN, 1986; PAGE e VENNESLAND, 1983), na Inglaterra, realizam diversas pesquisas sobre a velocidade de penetração de agentes agressivos. ANDRADE (1992; 1993) realiza diversas pesquisas sobre medições de taxa de corrosão de armaduras no Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torrojas-ICCET, na Espanha. MEHTA e MONTEIRO (1994) publicam nos Estados Unidos várias pesquisas sobre a durabilidade do concreto armado. BEEBY (1978; 1979), na Inglaterra, publica trabalhos sobre corrosão de estruturas em ambiente marítimo. SHIESSL (SCHIESSL, 1988; SCHIESSL e RAUPACH, 1990), do comite técnico RILEM 60-CSC, também publica pesquisas importantes sobre corrosão do aço no concreto.

Atualmente as seguintes Instituições internacionais colaboram para o desenvolvimento da pesquisa na área de durabilidade do concreto armado: as Instituições européias "Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et Recherches

sur les Matériaux de Construtions-RILEM" e "Fédération Internationale du Béton - FIB"; a francesa "Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions-LMDC" do "Institut National de Sciences Appliquées-INSA"; as inglesas "Building Research Station-BRS" e "Building Research Establishment-BRE"; as norte-americanas "Portland Cement Association-PCA", "National Institute of Standard and Tecnology-NIST", "National Association of Corrosion Engineers-NACE", "American Concrete Institute-ACI", "American Standard Testing Materials-ASTM"; na Espanha temos o "Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torrojas-ICCTE"; e na Alemanha o Institute for Building Materials Research-IBMR" ligado a "Technical University of Aachen".

Atualmente, no Brasil, existem vários pesquisadores de diversas instituições, atuando na área de durabilidade do concreto armado como, por exemplo, Prof. Dr. Paulo HELENE e a Prof.a Dra. Maria Alba CINCOTTO, pesquisadores do Departamento de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo; Prof.a Dr. Maryangela LIMA pesquisadora do ITA/CTA em São José dos Campos e coordenadora do Sub-Grupo de Trabalho de Durabilidade do Concreto, ligado ao Grupo de Trabalho de Durabilidade das Construções da Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído-ANTAC; Prof. Dr. Cláudio KAZMIERCZAK, pesquisador do Centro de Ciências Tecnológicas do Núcleo de Pesquisa e Apoio à Indústria da UNISINOS-RS; Prof. Dr. Enio FIGUEIREDO, professor titular na área de Materiais de Construção da Universidade Federal de Goiânia-UFG; Prof. Dr. Elton BAUER e Prof. Dr. Antônio NEPOMUCENO, ambos da Universidade de Brasília-UnB; Prof. Dr. Geraldo ISAIA, pesquisador do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria-RS; Prof. Dr. Luiz R. PRUDÊNCIO, do Núcleo de Pesquisa em Construção da Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC, Prof.a Dra. Denise DAL MOLIN, do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Prof.a Inês Joekes, da UINICAMP e Prof. Jefferson Libório, da EESC.

Também são referências nacionais o Instituto de Pesquisa Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A - IPT, onde são realizadas diversas pesquisas, além da Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP, do Instituto Brasileiro do Concreto-IBRACON e da Associação Brasileira de Corrosão-ABRACO que colaboram na divulgação dos trabalhos realizados.

3 OBJETIVO

O objetivo da pesquisa é avaliar a durabilidade de uma estrutura marítima de concreto armado com bom histórico de sua execução, comparando seu desempenho com modelos de vida útil e normas existentes. O objetivo se completa com a formulação de um modelo de durabilidade para estruturas de concreto armado no meio-ambiente pesquisado.

Para tal a durabilidade do concreto armado será avaliada por:

- profundidade de carbonatação do concreto;
- profundidade de ataque de sulfatos;
- profundidade de ataque de cloretos;

através de ensaios realizados “in loco” e em material extraído de uma estrutura marítima em diversos micro ambientes como: zona de maré, zona de respingo e zona de névoa salina. O modelo de durabilidade a ser proposto permitirá estimar a vida útil de uma estruturas em ambiente marítimo construído com materiais e técnicas de construção similares. Portanto permitirá projetar construções em ambientes e micro ambientes similares, estimando quando e que tipo de intervenção será necessário.

Na formulação da vida útil das estruturas de concreto armado foi levado em conta os mecanismos clássicos de transporte de massa pesquisando a influência de fatores mais importantes já conhecidos e outros não considerados atualmente, como, por exemplo, a superfície exposta do elemento estrutural em relação a superfície de concretagem e o grau de saturação do concreto.

4 ORIGINALIDADE

A maioria das pesquisas do comportamento do concreto armado em um ambiente é realizada em laboratório, sendo muitos modelos desenvolvidos a partir desses trabalhos associados a modelos físicos. Alguns trabalhos internacionais foram desenvolvidos pesquisando-se estruturas reais no ambiente marítimo (SMOLCZYK, 1965)(MILLARD, 1988) descrevendo o estado de arte dos elementos de concreto. A nível nacional e portanto para o nosso ambiente, os trabalhos em estruturas reais tem o

objetivo de desenvolver métodos de avaliação como o recente trabalho desenvolvido por DIAZ (1997) ou quando já há necessidade de se realizar uma intervenção em uma certa estrutura.

O presente trabalho, conforme descrito acima, é mais abrangente, pois pretende desenvolver um modelo a partir de uma estrutura com histórico, estudo das variações do meio ambiente e do estado de arte da construção, sendo que o meio ambiente em estudo encontra-se em território nacional. Sem dúvida é apenas uma pequena porção da extensa costa brasileira, que apresenta muitas diferenças, por exemplo, entre as condições ambientais da costa marítima da Região Nordeste e da Região Sul, mas é o primeiro estudo nesse sentido e sua originalidade está justamente no fato de ser o primeiro estudo nacional de vida útil de uma estrutura com 22 anos, porém muito bem construída e contendo o histórico de seus parâmetros fundamentais de dosagem e controle.

5 CONTEÚDO

A pesquisa está apresentada em 5 Capítulos, sendo que nos 3 primeiros é realizada uma revisão bibliográfica, enquanto que os 2 últimos referem-se a pesquisa experimental propriamente dita, sendo também descritas as conclusões e considerações finais:

- no Capítulo 1, são descritos os mecanismos e fatores de deterioração e envelhecimento do concreto. Neste capítulo é apresentado um histórico sobre o estudo de durabilidade do concreto em ambiente marítimo e são descritas as ações dos principais agentes de ataque isoladamente;
- o Capítulo 2 apresenta as características de ambiente marítimo e de ambiente industrial e as ações que estes meios exercem sobre as estruturas de concreto armado, estudando o ataque conjunto dos agentes de deterioração;
- no Capítulo 3 são apresentadas diversas definições de vida útil e exigências de normas para obtenção da durabilidade em concreto armado em ambiente marítimo. Também é realizada uma revisão de modelos de vida útil de estruturas de concreto armado, atualmente disponíveis;

- no Capítulo 4 é descrito a metodologia do experimento realizado e são apresentados os resultados;
- no Capítulo 5 é feita a análise e discussão dos resultados obtidos. Neste capítulo são desenvolvidos modelos inéditos de vida útil para ambiente marítimo devido ao ataque de íons cloreto e sulfato e de gás carbônico. Com os dados obtidos em ensaios realizados na estrutura de um cais marítimo foram obtidos os coeficientes de penetração para cada agente agressivo em quatro micro ambientes pesquisados. A partir destes coeficientes foram formulados modelos para estimar a vida útil do concreto armado em ambiente marítimo baseados na segunda lei de Fick. Também foi desenvolvido modelo inédito para considerar a superfície de ataque em relação a superfície de concretagem e a variação do Grau de Saturação (GS) do concreto na estimativa da vida útil, além dos fatores atualmente utilizados;
- ao final são apresentadas as conclusões e considerações finais na qual se ressalta a importância de considerar a variação do Grau de Saturação do concreto. Propõe-se a continuidade desta pesquisa visando o estudo de outros ambientes ao longo da extensa costa marítima brasileira, além de concretos com materiais e técnicas de construção diferentes. Desta forma pode-se aperfeiçoar o modelo aqui apresentado.

CAPÍTULO I MECANISMOS E FATORES DE DETERIORAÇÃO E ENVELHECIMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

1.1 INTRODUÇÃO

Os principais agentes encontrados em ambientes marítimos e industriais, que normalmente são causa de ataque ao concreto armado, são o gás carbônico, os íons sulfato, os íons cloreto, as chuvas ácidas, a fuligem, os fungos e bactérias. Muitas vezes esses ambientes marítimos, industriais e densamente urbanizados podem estar combinados, aumentando o nível de agressividade (HELENE, 1993).

Neste Capítulo é realizada uma revisão bibliográfica dos mecanismos e fatores de deterioração e envelhecimento devido a penetração do gás carbônico e dos íons cloreto e sulfato nas estruturas de concreto armado, uma vez que são os principais agentes agressivos em estruturas de concreto em ambientes marítimos.

1.2 HISTÓRICO

O aglomerante pozolânico (pozolana combinada com cal) já era usado pelos romanos (BICZÓK, 1972; NEVILLE, 1997), sendo observado certas obras marítimas com aproximadamente 2000 anos resistindo a erosão e à ação agressiva da água do mar (BICZÓK, 1972).

Durante a idade média a qualidade e uso de aglomerantes industrializados sofreu um retrocesso, para voltar a crescer no século XVIII. John Smeaton, em 1756, utilizou na construção do farol de Eddystone, na costa de Corn, pozolana misturada com calcário com alto teor de argila, obtendo uma argamassa de boa qualidade (NEVILLE, 1997), resgatando a experiência e conhecimento dos antigos romanos e enterrando definitivamente o desinteresse tecnológico da idade média.

Após esse período o estudo do concreto cresce cada vez mais. Considerando que o entendimento da durabilidade do concreto passa pela compreensão da termodinâmica dos processos químicos e físicos, além da cinemática desses processos, podemos estabelecer a seguinte ordem cronológica para a pesquisa da durabilidade em ambiente marítimo a partir do século XIX:

- 1812 – VICAT inicia pesquisas devido a presença de sulfato de magnésio na água do mar, sendo os primeiros resultados publicados em 1818 e uma obra mais completa em 1857 com o título *RECHERCHES SUR LES CAUSES PHYSIQUES DE LA DESTRUCTION DES COMPOSÉS HYDRAULIQUES PAR L'EAU DE MER* (LEA, 1970);
- 1893 – A União Alemã de Fabricantes de Cimento Portland cria a comissão para estudo da ação da água do mar sobre elementos de concreto (BICZÓK, 1972);
- 1894 a 1902 – Pesquisas na Alemanha incentivam o uso de "trass" (cinza vulcânica - pozolana natural) em estruturas de concreto em ambiente marítimo (LEA, 1970);
- 1914 - POLSEN, na Dinamarca, mostra os benefícios do uso da pozolana (LEA, 1970);
- 1917 – WIG e FERGUSON, após examinar grande número de estruturas marítimas nos Estados Unidos, afirmam que elementos de concreto armado sofrem mais deterioração e falhas do que estruturas de concreto sem armadura, as quais sofrem um lento ataque químico quando não estão sujeitas a abrasão (LEA, 1970). Pode-se notar que já era citada a relação com o tempo, portanto já havia uma idéia vaga do conceito de vida útil;
- 1920 – Organizou-se na Inglaterra um comite especial para o estudo das falhas das obras portuárias (BICZÓK, 1972);
- 1924 – FERET, na França, pesquisa os benefícios da pozolana (LEA, 1970), sendo publicado os resultados em 1929 com a colaboração do "Laboratoire des Ponts et Chaussées" (BICZÓK, 1972);
- 1924 – ATWOOD e JOHNSON publicam revisão do estado da arte sobre 100 anos de experiência com concreto em água do mar (METHA, 1980);
- 1934 – A Administration des Ponts-et-Chaussées da Bélgica inicia pesquisa sobre a resistência do concreto na água do mar, através de corpos de prova expostos a ambiente marítimo, sendo os resultados de trinta anos publicados por CAMPUS et al. (1965);

- 1935 – Publicada a primeira edição do livro de LEA e DESCH (1935), que apresenta os princípios e mecanismos de ataque da água do mar ao concreto, assim como em outros ambientes;
- 1936 – Trabalhos na Noruega mostram que concreto submerso são menos atacados que na zona de maré (LEA, 1970). Observa-se um relacionamento entre espessura de cobrimento, seu micro-ambiente e o surgimento de corrosão do aço. Nos anos seguintes GJORV pesquisa a durabilidade do concreto armado em obras que protegem e facilitam a entrada de embarcações em portos (MOSKVIN et al., 1980);
- 1938 – Publicado, na Rússia, estudo de MOSKVIN sobre ataque de soluções de sais de cloreto (MOSKVIN et al., 1980);
- 1942 - O Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo publica pesquisa de MOLINARI (1942) sob o título "Informações sobre o cimento e o concreto de tubulões expostos à água do mar";
- 1953 - O Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo publica pesquisa de MOLINARI (1942) sobre águas agressivas denominado "Deterioração do concreto provocada por águas do sub-solo contendo anidrido carbônico agressivo";
- 1956 – É publicada na Hungria a primeira edição do livro de BICZÓK, onde são expostas pesquisas sobre os principais ataques ao concreto, inclusive agentes agressivos do ambiente marítimo, descrevendo trabalhos de diversos pesquisadores e alguns do próprio autor (BICZÓK, 1972);
- 1959 – SEIDEL observando estruturas marítimas com 40 anos de uso, faz considerações sobre durabilidade do concreto considerando a resistência a compressão além do tipo e teor de cimento (BICZÓK, 1972);
- 1968 – No "5^o INTERNACIONAL SYMPOSION ON THE CHEMISTRY OF CEMENT", em Tóquio, discutiu-se a validade da velocidade de penetração do CO₂ como uma função de $(t)^{1/2}$. Embora esse fato não seja relacionado a ambiente marítimo, esse modelo, quando explicado por difusão, serve para o

melhor entendimento da penetração de outros agentes, como o oxigênio, necessário para haver corrosão do aço, assim como íons cloreto e sulfato;

- 1971 – RUBETSKAYA, MOSKVIN e BUBNOVA apresentam pesquisa relacionando processo de difusão com a velocidade de penetração dos agentes agressivos no evento denominado "*ANTICORROSION PROTECTION OF STRUCTURAL MEMBERS*", concluindo que a profundidade de penetração do agente agressivo no concreto é função de $(t)^{1/2}$: $L = (k.t)^{1/2}$ (MOSKVIN et al., 1980);
- 1972 - O Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo realiza colóquio sobre "*DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO*" onde foram apresentados pesquisas sobre águas agressivas ao concreto e durabilidade do concreto em ambiente marítimo, como, por exemplo, o trabalho de CINCOTTO (1972), denominado "Algumas considerações sobre a ação de fluidos agressivos ao concreto", e o trabalho de BASILIO (1972), denominado "Durabilidade do concreto em água do mar". Nesse evento foi criado o Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON;
- 1973 - ANDRADE conclui tese de doutorado, na qual pesquisa técnicas de resistência de polarização em medições de taxa de corrosão de armaduras, na Universidad Complutense de Madrid (DIAZ, 1997);
- 1975 – MEHTA E HAYNES, apresentam resultados de 67 anos de pesquisa com blocos de concreto não armado, parcialmente submersos no porto de Los Angeles (MEHTA, 1980);
- 1976 - Construction Industry Research and Information Association-CIRIA e o Departamento inglês de energia incentivam pesquisas sobre corrosão de estruturas em ambiente marítimo, sendo o primeiro relatório apresentado por BEEBY (1978);
- 1981 – HELENE (1981) publica o primeiro trabalho abrangente sobre corrosão de armaduras no Brasil no Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto sob o título "Corrosão das Armaduras em Concreto Armado" que é a base de seu livro publicado em 1986;

- 1981 - PAGE (1981) publica trabalho sobre difusão de íons cloreto onde apresenta ensaio que é uma referência para diversas pesquisas mais recentes;
- 1983 - PAGE (1983), em pesquisa sobre solução de poro, apresenta método de ensaio para extração dessa solução do concreto, metodologia essa que serve de referência para pesquisas atuais;
- 1986 - MIRANDA, um dos primeiros a aplicar no Brasil técnicas de medida de potencial de eletrodo em estrutura de concreto, e NOGUEIRA apresentam trabalho denominado Medidas de Potencial de Eletrodo em Armaduras de Concreto no 2º Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil (MIRANDA e NOGUEIRA, 1986);
- 1988 - SCHIESSL (1988) publica relatório do comite técnico RILEM 60-CSC, sendo referência importante para pesquisas sobre corrosão do aço no concreto;
- 1993 - HELENE (1993) publica tese de livre docência, onde apresenta estudo amplo da corrosão em armaduras de concreto armado, mostrando métodos de avaliação de estruturas em uso, assim como a estimativa de vida útil para estruturas em fase de projeto. Nesta pesquisa é salientado o ataque ao concreto armado em ambiente marítimo e industrial.

A partir dessa época os estudos se multiplicaram, principalmente com vistas à elaboração de modelos de previsão de vida útil que serão apresentados nesta tese.

1.3 CARBONATAÇÃO

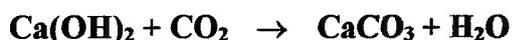
Se o pH da solução no interior do concreto endurecido for maior que 12 e se não houver presença de cloretos, o filme passivante que envolve o aço é considerado estável. Por esse motivo o concreto e o aço formam uma combinação muito boa, pois os cimentos Portland, utilizados na execução de concreto, após a hidratação possuem álcalis na solução intersticial. Aproximadamente 20% da massa de cimento Portland comum hidratado é constituído de hidróxido de cálcio e outros álcalis, garantindo uma alcalinidade que mantém o pH superior a 12. Desta forma, a camada de cobrimento do concreto protege o aço por passivação. Se essa camada de cobrimento do concreto

carbonatar ou for neutralizada por solução ácida, reduzindo o pH abaixo de 11,5, a passividade do aço poderá ser desfeita, ficando este sujeito ao processo de corrosão (HELENE, 1986). Para HO et al. (1987) o aço pode ser despассивado sempre que o pH descer abaixo de 11.

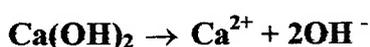
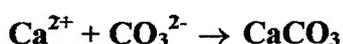
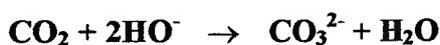
Segundo NEVILLE (1982) a alcalinidade da camada protetora de concreto ao ser neutralizada pela carbonatação pode fazer com que o pH caia de 12 para aproximadamente 8, mas a corrosão do aço só ocorre na presença de umidade e oxigênio, ou seja, quando esses agentes agressivos penetrarem no concreto até a armadura. Isso pode ocorrer facilmente através de fissuras e ninhos de concretagem em um concreto de má qualidade (BICZÓCK, 1972), ou até mesmo em concretos de alta qualidade, pois o material concreto é por definição um material poroso.

Para que isso não ocorra, deve-se evitar que a frente de carbonatação da camada de cobrimento do aço se aproxime das armaduras, através de uma espessura de cobrimento adequada para um tipo de concreto utilizado.

A alcalinidade do concreto endurecido, a qual se deve em grande parte à presença de Ca(OH)_2 , NaOH e KOH obtidos nas reações de hidratação, pode ser reduzida nas superfícies mais expostas. Esse processo denominado de carbonatação ocorre devido à ação principalmente do CO_2 existente no meio ambiente assim como devido a outros gases, tais como SO_2 e H_2S . Esse processo ocorre normalmente de forma lenta, sendo que sua reação principal pode assim ser expressa simplificadamente (HELENE, 1981):



Na realidade primeiro tem que haver a difusão gasosa do CO_2 , que se encontra na atmosfera na fase aquosa dos poros do concreto, para somente após haver a reação química do CO_2 . Logo, para que a carbonatação se processe ao natural, é necessário que primeiro haja a solubilização do anidrido carbônico (TAYLOR, 1992):

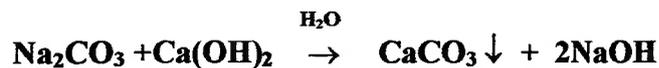
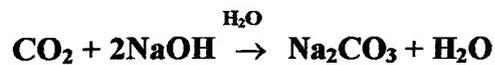


Os íons OH^- e Ca^{2+} são obtidos pela dissolução de CH (C é abreviação de CaO e H de H_2O) e decomposição das fases hidratadas de silicatos e aluminatos.

PAPADAKIS et al. (1991) mostram ainda que a carbonatação do silicatos C_3S e C_2S não hidratados da pasta de cimento endurecida pode ocorrer, a saber:



BAKKER (1988) afirma ainda que a conversão dos álcalis são preferencialmente as seguintes:



Nota-se nas reações acima que o NaOH consumido na reação com o gás carbônico é liberado novamente após reagir com o hidróxido de cálcio, C_3S hidratado e o aluminato de cálcio hidratado, podendo reagir novamente com o CO_2 , permitindo a sequência do processo.

Dependendo do micro-ambiente pode haver ataque por água de condensação. Nesse caso a água além de pura pode conter anidrido carbônico, formando posteriormente ácido carbônico, que dependendo da sua concentração pode manter a solução com um pH entre 4,3 e 7,0. Assim a portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) é solubilizada em forma de bicarbonato de cálcio que posteriormente precipita na forma de carbonato de cálcio. Além da portlandita, os silicatos e aluminatos também podem ser atacados formando carbonato de cálcio (CINCOTTO, 1997). Assim sendo, é interessante pesquisar esse tipo de ataque em micro-ambientes, como por exemplo, na parte inferior de lajes de cais ou em ambientes com pouca ventilação e alta umidade.

A profundidade da frente de carbonatação é de difícil previsão, pois depende de diversos fatores como: tipos de componentes utilizados e suas proporções; técnica empregada na execução, como: transporte, lançamento, adensamento, cura, etc; e meio ambiente em que está inserido. Sendo assim, a velocidade da frente de carbonatação é variável dentro de grandes limites (HELENE, 1986).

Alguns fatores que influenciam na velocidade de ataque estão citados na Tabela 1.1.

TABELA 1.1 - Fatores que influenciam na profundidade de carbonatação.

Fatores	Atuação	Comentários
Qualidade da execução	Normalmente, um concreto com baixa rel. a/c (<0,5), de boa execução, com uma compactação e cura adequadas, apresentará uma carbonatação pouco profunda.	Neste caso, a carbonatação só causa preocupação onde há pouco cobrimento de armadura.
Aumento da compacidade (HELENE, 1981)	A velocidade da frente de carbonatação tende, com o tempo a uma profundidade máxima, possivelmente, devido à hidratação crescente do cimento, quando há água suficiente. Neste caso, a água liberada na reação de carbonatação auxilia o processo de hidratação.	Esta hidratação aumenta a compacidade da pasta e os produtos da reação colmatam os poros superficiais, diminuindo a difusão do CO ₂ no concreto.
Fissuras	As fissuras facilitam a penetração de CO ₂ no concreto endurecido. Autocicatrização pode ser causada pela carbonatação, conforme a abertura da fissura, o teor de íons OH ⁻ e quantidade de água no interior dessa. (FIGUEIREDO e HELENE, 1994) Pesquisas tem demonstrado não existir diferenças significativas no comportamento de fissuras com aberturas da ordem de 0,4 mm ou menos, visto que essas são fechadas com o produto de corrosão, não apresentando risco significativo a vida útil da estrutura ANDRADE (1992).	A corrosão aumenta com a abertura da fissura, mas a corrente de corrosão é mais dependente da espessura de cobrimento e rel. a/c do concreto (SCHIESSL e RAUPACH, 1990). BEEBY (1979) encontrou em elementos estruturais, com mais de 10 anos de exposição e aberturas de fissuras de 0,4 mm e 0,1 mm, taxa de corrosão com valores similar.
Umidade	Poros do concreto saturados	São citadas várias U.R. que

relativa	dificultam a difusão do CO_2 ; pouca água facilita a difusão mas dificulta a carbonatação (falta água p/ dissolver o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e o CO_2). Em situação intermediária tem boa difusão e água p/ reação, facilitando a carbonatação. (CEB/FIP Bulletin 148, 1982)	favorecem a carbonatação: -HELENE (1981):65 a 85%- HELENE (1981):65 a 85% -CEB/FIP Bulletin 148 (1982): 50 a 60% -GIAMMUSSO (1992):50% -ANDRADE(1992):50 a 80%
Temperatura	Ensaio acelerados entre 20 e 45°C: não tem mudanças significativas (PAPADAKIS et al., 1991)	Só tem grande influência a partir do início da corrosão do aço, acelerando o processo (KAZMIERCZAK, 1995).
Relação a/c	Concretos mais permeáveis, ou seja, maior rel. a/c, tem maior velocidade de carbonatação (CEB/BI 148, 1982) (HELENE, 1993)	Logo, concreto de maior resistência tem menor velocidade de carbonatação. (FIGUEIREDO e HELENE, 1994)
Agregados	Para teor de até 50% em volume de agregado um aumento desse teor diminui a difusão de CO_2 e Cl^- . Acima de 50% o aumento desse teor provoca um acentuado aumento do coeficiente de difusão. Esse comportamento se deve ao fato de que enquanto as zonas de transição dos agregados estão separadas, a difusão é governada pela porosidade da matriz e com o aumento do teor de agregados há uma interligação das zonas de transição (HOUST et al., 1992).	Ensaio realizados em concretos com teores em volume de agregado entre 65% e 74% apresentaram uma diminuição do coeficiente de difusão com o aumento desses teores, provavelmente devido a maior facilidade de exsudação em concretos de maior trabalhabilidade (GUIMARÃES et al., 1999).
Cura	Cura mal executada provoca fissuras, facilitando a penetração de CO_2 (THOMAS e MATTHEWS, 1992).	Ausência de cura à 5°C apresenta maior carbonatação que à 20°C. Em cura úmida por 3 dias não há diferença (THOMAS e MATTHEWS, 1992).

Cimento	<p>O tipo de cimento tem grande influência na profundidade da frente de carbonatação.</p> <p>Concretos executados com cinzas volantes e cimentos de pega controlada também apresentam uma carbonatação mais acentuada. O aumento da profundidade de carbonatação, devido à adição de pozolona é confirmado por HO e LEWIS (1987), OHGA e NAGATAKI. (1989), PAPADAKIS et al.(1991), THOMAS e MATTHEWS (1992) e FIGUEIREDO e HELENE (1994). Este aumento se dá na proporção direta da quantidade adicionada. THOMAS e MATTHEWS (1992) salientam que, para adições de 15% a 30% de cinza volante, o acréscimo da profundidade de carbonatação é observado.</p>	<p>Concreto com cimento Portland comum tem profundidade de carbonatação menor que concreto com cimento de alto forno (MEYER, 1969)</p> <p>As afirmações ao lado, quanto ao tipo de cimento, parecem contrariar o modelo de SMOLCZYK (1969), mas na realidade esse modelo também prevê, nas primeiras idades, uma maior profundidade de carbonatação para os concretos executados a partir de cimentos com adição de escória de alto-forno ou cinza volante, reduzindo essa diferença com o aumento da idade (ver modelo de SMOLCZYK em 3.4.4).</p>
Aditivos (MEHTA e MONTEIRO, 1994)	<p>O tipo e quantidade de aditivo também influencia na permeabilidade do concreto. Logo pode influenciar na velocidade de penetração da frente de carbonatação.</p>	<p>Como o ar incorporado permite uma diminuição na relação água/cimento, para uma mesma trabalhabilidade, pode-se conseguir assim, uma resistência maior para um determinado consumo de cimento, principalmente se esse consumo for baixo, e portanto, uma diminuição da profundidade de carbonatação.</p>

ROPER e BAWEJA (1991) constataram que a profundidade da frente de carbonatação diminui com o teor de íons cloreto adicionado durante a mistura do concreto confeccionado com adição de 10% e 30% de cinza volante em relação ao cimento. A explicação para tal pode ser o fato que a presença de cloretos aumenta a retenção de água nos poros e esta dificulta a penetração do CO_2 que é um gás.

1.4 CLORETOS

A presença de cloretos no concreto pode ser originada das seguintes fontes mais comuns (HELENE, 1986; ANDRADE, 1992; MEHTA e MONTEIRO, 1994; FIGUEIREDO e HELENE, 1994): aditivos, agregados contaminados por sais, água de amassamento, soluções de sais degelantes, água do mar, atmosfera marinha (maresia), processos industriais.

Os íons cloreto podem se apresentar das seguintes formas no interior do concreto (FIGUEIREDO e HELENE, 1994; OLLIVIER, 1998):

- quimicamente combinados na forma de cloroaluminatos;
- fisicamente adsorvidos na superfície dos poros de hidratação;
- livres na solução dos poros do concreto.

O cloreto pode atacar tanto o concreto como o aço ou ambos. O ataque ao concreto depende do tipo de íon ligado ao cloreto.

STEOPOE apud BICZÓK (1972) descreve que o cloreto de sódio, contido no concreto, reage formando cloreto de cálcio que é dissolvido, enquanto que os íons Na se combinam com os silicatos, sendo que para concentrações maiores é formado silicato sódico solúvel, porém de forma lenta. O mesmo ocorre com aluminato de cálcio hidratado, que devido à reação de base com o cloreto de sódio forma aluminato de sódio.

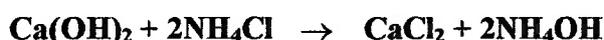
O cloreto de sódio aumenta também a solubilidade do Ca(OH)_2 em 40%, visto que os íons Ca podem ser substituídos pelos íons Na na combinação Ca(OH)_2 . A superfície carbonatada não é atacada pelo cloreto de sódio que contém um teor baixo de Ca(OH)_2 e um teor alto de CaCO_3 , visto que os silicatos e aluminatos não são atacados pelo NaCl (BICZÓK, 1972).

STEOPOE (1935) apud BICZÓK (1972) explica que o cloreto de sódio torna o ácido silícico insolúvel e aumenta a intensidade de ataque de sais que não possuem nenhum íon em comum com o cloreto de sódio, como por exemplo o MgSO_4 , sendo que em caso contrário diminui a intensidade de corrosão do concreto. Dessa forma o cloreto de sódio diminui a intensidade de ataque ao concreto do NaSO_4 .

Segundo KIND apud BICZÓK (1972), quando o concreto executado com cimento Portland comum fica exposto a soluções que contêm sulfatos, $MgCl_2$ e pequenas quantidades de $CaCl_2$, aumenta sua resistência ao ataque dos sulfatos, pois há uma diminuição de $Ca(OH)_2$. Assim como, estando o concreto em contato com uma solução contendo sulfato, $CaCl_2$ e uma pequena quantidade de $MgCl_2$, também aumenta sua resistência ao ataque dos sulfatos, porque há uma formação pequena de sulfoaluminato de cálcio devido à transformação de aluminatos hidratados em cloroaluminatos. Nesse caso, os íons cloreto também ficam combinados e não atacam o aço (na secção 2.3 é mostrado o ataque do $MgCl_2$ em ambiente marítimo).

O cloreto de potássio (KCl) atua de forma semelhante ao cloreto de sódio (BICZÓK, 1972).

O cloreto de alumínio e o cloreto de magnésio (assim como os cloretos ligados aos íons NH_4 , Fe , Cu) reagem com a cal formando compostos solúveis na água, pois são cátions de base mais fraca que o cálcio, conforme reação demonstrada abaixo (BICZÓK, 1972):



O cloreto de cálcio não ataca o concreto. Em climas frios ($2^\circ C$ a $4^\circ C$), ou em casos de reparos rápidos, pode ser adicionado ao concreto executado com cimento Portland comum ou alto forno, pois aumenta a temperatura durante a cura, acelerando essa e a hidratação do cimento (BICZÓK, 1972; NEVILLE, 1982).

Por outro lado, o cloreto de cálcio provoca a oxidação do aço, pois atua como eletrólito, mesmo para pequenas quantidades colocadas no concreto, ou que penetram após seu endurecimento (BICZÓK, 1972).

BURY e DOMONE (1974) pesquisando estruturas marítimas concluíram que o ataque por cloretos em ambiente marítimo é mais freqüente na armadura.

A corrosão do aço em meio aquoso e à temperatura ambiente é do tipo eletroquímica. No concreto armado, pode-se identificar cinco tipos de células de corrosão (HELENE, 1993):

1. Concentrações diferentes de sais no concreto armado. No ataque por cloretos, os teores maiores são alcançados primeiro nas armaduras externas, formando o ânodo

que será corroído, enquanto que as armaduras com maior cobertura e ligadas às externas pelo estribo formam o cátodo, que não sofrerão corrosão;

2. Áreas que são mais carbonatadas que outras, ou seja, com diferentes pH, devido à diferença na composição do concreto ou na execução desse;

3. Fissuras, que permitem a penetração de agentes agressivos como CO_2 e cloretos, rompendo a capa passivada do aço, formando o ânodo no aço dentro da fissura e o cátodo nas regiões adjacentes, no caso de fissura transversal a armadura, enquanto que em fissura longitudinal a parte superior do aço atua como ânodo e sua parte inferior como cátodo;

4. Pilhas de aeração diferencial resultantes da diferença nos teores de oxigênio ao longo da armadura, sendo que em zonas com maior acesso de oxigênio formará o cátodo, enquanto que em regiões, com menos acesso de oxigênio, tem-se o ânodo, que sofrerá corrosão. Forma-se uma pilha de aeração diferencial, sendo sua formação de menor importância que os outros tipos de célula de corrosão. Essa pilha pode ser formada por diferença de adensamento do concreto ao longo do elemento estrutural ou por diferença de permeabilidade entre um material utilizado para reparo e o concreto inicialmente utilizado na estrutura;

5. Pilhas galvânicas, formadas por contato de diferentes metais, sendo o metal mais ativo o ânodo e o mais nobre o cátodo.

Os íons cloreto atacam o aço do concreto armado, atacando a capa passivante de forma pontual, corrosão essa conhecida com o nome de pite. Essa corrosão pode progredir e provocar a ruptura pontual da barra de aço (ANDRADE, 1992).

Segundo RÜSCH (1975), para haver a corrosão deve existir um eletrólito, uma diferença de potencial, oxigênio e pode ter presença de agentes agressivos do tipo íons cloreto.

Conforme a célula de corrosão formada pela armadura e o concreto que o envolve, descrita pelo CEB-FIP, BULLETIN 183 (1992), havendo uma pequena diferença de potencial entre a zona catódica e anódica será gerada corrente elétrica. O processo de corrosão será gerado dependendo da magnitude da corrente elétrica e do acesso de oxigênio até a armadura.

A formação do eletrólito é feita pela água principalmente em elementos expostos às intempéries, sendo que alguns produtos da hidratação do cimento podem colaborar para formar um bom eletrólito, como é o caso do Ca(OH)_2 , NaOH e KOH , que sendo solúveis em água formam uma solução saturada que preenche os poros do concreto (HELENE, 1981).

Na corrosão eletroquímica há trechos não corroídos, que são as zonas catódicas, e trechos corroídos, que são as zonas anódicas, formando uma série de trechos alternados (SILVA, 1995).

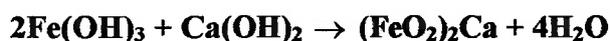
HELENE (1993) salienta que os cloretos, mesmo em meio alcalino, podem causar corrosão da armadura, pois destroem a capa passivada do aço, sendo que para maiores teores de cloreto a probabilidade de despassivação aumenta.

Pode-se ter as seguintes reações de ataque ao aço (HELENE, 1981):



Conforme se observa, o produto final da corrosão não consome cloreto, podendo esse processo acarretar grandes agressões ao aço mesmo para teores baixos de íons cloreto.

Quando há formação de hidróxido férrico, esse, na presença da cal hidratada, forma um pó branco estável denominado ferrito de cálcio (ALVES, 1982):



A corrosão pode ser intensificada por agentes agressivos externos que penetram no concreto ou podem fazer parte da composição do concreto por ocasião da sua execução, através de aditivos, água ou agregado contaminados. Entre esses agentes, pode-se citar os seguintes elementos: íons sulfetos (S^-), íons cloretos (Cl^-), dióxido de carbono (CO_2), nitritos (NO_3^-), gás sulfídrico (H_2S), cátion de amônio (NH_4^+), óxidos de enxofre (SO_2 , SO_3), fuligem, etc. Esses elementos comprometem a proteção que o aço possui naturalmente no concreto impedindo a formação da camada passivadora da armadura ou destruindo esta (HELENE, 1981).

Devido à expansão do aço, podem ocorrer destacamentos e fissuras no concreto. Neste caso os íons sulfato do meio ambiente podem penetrar na estrutura de concreto e também atacar o aço, como mostrado na secção 1.5.

A corrosão da armadura pode ter as seguintes causas (BICZÓK, 1972):

- a) excesso de CaCl_2 na execução do concreto;
- b) modo errado de adicionar o cloreto de cálcio, como por exemplo, adicionar ao cimento ao invés da água de amassamento;
- c) concreto de má qualidade, muito permeável, ou seja, com pouco cimento ou pouco compacto;
- d) meio ambiente muito agressivo.

No caso de meio ambiente agressivo, como por exemplo água do mar ou sais de degelo, os íons cloreto podem penetrar até a armadura do concreto endurecido através da sua rede de poros, sendo que o teor de cloretos vai aumentando com o tempo, podendo provocar uma velocidade de corrosão muito intensa (ANDRADE, 1992).

A penetração do íon cloreto só é possível quando há água nos poros do concreto. Se a água está estagnada, o deslocamento dos íons cloreto se dá por difusão, quando o concreto sofre ciclos de molhagem e secagem, a penetração desses íons passa a ser por força capilar da água em que estão presentes. Segundo BAKKER (1988) a intensidade do ataque depende dos tempos de molhagem e secagem e da porosidade da superfície do elemento de concreto. Como exemplo desse último caso, podem ser citadas a região de variação de maré, onde se pode ter altos teores de íons cloreto.

Outro exemplo de penetração de íons cloreto por forças capilares é o que ocorre em zonas costeiras de clima quente, onde há névoa salina, que são gotículas de água contendo cloretos. Neste caso é importante conhecer a direção predominante do vento e a insolação, para análise do ataque desse meio ambiente (ANDRADE, 1992).

O efeito higroscópico do concreto é elevado com a presença dos íons cloreto, aumentando assim a umidade dos poros da pasta de cimento, podendo crescer a intensidade de ataque desses íons a níveis inaceitáveis devido à diminuição da resistividade, sendo esses efeitos analisados em ensaios com corpos de prova de argamassa por LÓPEZ e GONZÁLES (1993) que estudaram valores de saturação

críticos. No caso de grandes concentrações de cloretos, mais umidade fica retida no concreto, diminuindo a resistividade do concreto (abaixo de $50 \times 10^3 \Omega \cdot \text{cm}$), fato que aumenta o risco de corrosão do aço (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

O tempo que os cloretos levam para alcançar a armadura do concreto, correspondente ao denominado tempo de iniciação no modelo de TUUTTI (1980) depende dos seguintes fatores (ANDRADE, 1992) (FIGUEIREDO e HELENE, 1994):

- concentração de cloretos no meio externo;
- natureza do cátion que acompanha o cloreto;
- se há presença de outro ânion como o sulfato;
- processo de execução;
- grau de carbonatação;
- qualidade do concreto: tipo de cimento, proporção de aluminato tricálcico, relação água/cimento, tipo de cura,
- temperatura;
- abertura e quantidade das fissuras.

As influências desses fatores no ataque por íons cloreto são discutidas na Tabela 1.2.

TABELA 1.2 - Fatores que influenciam no ataque de íons cloreto

Fatores	Atuação	Comentários
Concentração de cloretos	Ensaio com cloreto de cálcio mostram que, para iniciar a corrosão, é necessário que o teor de cloreto de cálcio supere certos valores. Segundo MONFORE et alli (1960) apud STEINOUR (1964) isso ocorre quando temos apenas 0,25% de cloreto de cálcio em relação ao peso de cimento. HELENE (1993) cita teores de 0,3% e ANDRADE (1992) 0,4%, ambos de Cl ⁻ livres em relação ao peso de cimento. O que permite esse baixo teor de cloreto é o fato do íon OH ⁻ ser um excelente inibidor, retardando a reação química que forma a ferrugem, conforme BAUMEL (1959) apud BICZÓK, (1972) e MONFORE et alli apud	As normas apresentam, na maioria, como limites os teores totais de íons cloreto, pois os íons combinados podem voltar a dissolver devido a ataque de agentes agressivos, como CO ₂ e SO ₄ ⁻ (ANDRADE, 1992) (MEHTA, 1993) (BAUER e HELENE, 1996). Segundo MEHTA (1993) os cloroaluminatos tornam-se instáveis em meio com baixo valor de pH. Quanto maior o teor de Cl ⁻ adicionados ao concreto menor o percentual de Cl ⁻ fixados, embora tenha um aumento da quantidade fixada (ARYA et al., 1990)

	BICZÓK, (1972). Os íons cloreto que apresentam risco são os dissolvidos na fase aquosa após a cura do concreto. Os íons combinados que formam cloroaluminatos (ANDRADE, 1992) (PREZZI e MONTEIRO, 1996), como por exemplo, $C_3A.CaCl_2.H_2O$ e $Ca(OH)_2.CaCl_2.H_2O$ (MEHTA, 1993) não são agressivos à armadura.	(RASHEEDUZZAFAR, 1993)
Relação Cl/OH^-	Mesmo em pH acima de 11,5, o filme protetor do aço pode ser destruído para uma relação superior a 0,6, pois esse torna-se instável ou permeável (HAUSMANN, 1967) (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Já GOÑI e ANDRADE (1990) realizando ensaios com soluções alcalinas concluíram que valores críticos de Cl/OH^- estaria entre 0,25 e 0,8. Ensaio de LAMBERT et al. (1991) apud HELENE (1993) em corpos de prova e uma fonte externa de cloretos mostraram valores igual a três para relação Cl/OH^- para a despassivação da armadura.	Os óxidos e os hidróxidos que formam a ferrugem possuem volumes de 3 a 10 vezes maiores que o aço, exercendo, devido a essa expansão, tensões que podem ultrapassar a 15 MPa, segundo CÁNOVAS (1988).
Grau de carbonatação	BAKKER (1988) salienta que o ataque por cloreto combinado com ataque por carbonatação aumenta a intensidade da ação corrosiva do aço, sendo essa a causa de muitos problemas de corrosão severa em elementos de concreto.	Carbonatação pode liberar Cl^- do concreto endurecido, elevando o teor desses íons livres, atingindo uma concentração que provoque um intenso ataque ao aço (TUUTTI, 1982).
Tipo de cimento	Concreto executado com cimento Portland comum protege mais o aço que concreto com cimento sulforresistente (baixo teor de aluminato tricálcico) (ROBERTS, 1962) (PAGE et al., 1986) (BAKKER, 1988). Cimento com adição de escória ou cinza volante é mais resistente ao ataque de cloretos que o cimento Portland comum (BAKKER, 1988) (PAGE et al., 1986), assim como concretos com	Os cimentos com adições de escória e cinza de carvão podem fixar respectivamente, 85% e 57% mais Cl^- que o cimento Portland comum (ARYA et al., 1990). A resistência do concreto executado com cimento com adição de cinza volante frente à penetração de íons cloreto se deve à diminuição da difusibilidade

	<p>silica ativa e cinza de casca de arroz (ISAIA e HELENE, 1993). Esse fato se deve ao refinamento dos poros com o uso dessas adições.</p>	<p>e aumento da capacidade de não deixar esses íons livres (THOMAS e MATTHEWS, 1992) (HELENE, 1993) (FIGUEIREDO e HELENE, 1994).</p>
Relação água/cimento	<p>A relação a/c contribui para obtenção de um concreto mais denso (FIGUEIREDO e HELENE, 1994). Segundo PFEIFER et al. (1986) e MANGAT e MOLLOY (1992), a quantidade de cimento tem pouca influência sobre o ataque de íons cloreto sobre o concreto, sendo a rel. a/c o fator mais importante.</p>	<p>A capacidade de fixar Cl⁻ adicionados a pasta aumenta com o aumento da rel. a/c, mas o contrário é observado quando o Cl⁻ penetra na pasta endurecida (ARYA et al., 1990)</p>
Cura	<p>A cura é importante para a durabilidade do concreto armado.</p>	<p>Conforme o tipo de cura, haverá uma estrutura de poros na pasta de cimento, alterando a permeabilidade do concreto (PAGE et al., 1981).</p>
Umidade relativa	<p>Concreto de poros saturados com umidade tem resistividade pequena, mas o acesso de oxigênio fica dificultado, diminuindo a intensidade de ataque ao aço (proteção catódica). Baixa umidade nos poros, a resistividade do concreto é alta, sendo pequeno o ataque ao aço. Poros com grande umidade, mas sem saturação, a resistividade é baixa e o acesso de oxigênio é facilitado, sendo a velocidade de corrosão do aço máxima (ANDRADE, 1992) (FIGUEIREDO e HELENE, 1994).</p>	<p>Ainda contribui para intensificar a corrosão, o fato do concreto absorver com facilidade a umidade do meio e perder com menos facilidade essa umidade (FIGUEIREDO e HELENE, 1994).</p>
Temperatura	<p>Temperaturas mais elevadas aumentam a velocidade de transporte dos íons no concreto (GOÑI e ANDRADE, 1990).</p>	<p>Diminuição acentuada da temperatura pode causar condensação no interior do concreto, aumentando a umidade nos poros (HELENE, 1986).</p>
Cobrimento	<p>A espessura do cobrimento da</p>	<p>Na garantia de um</p>

	armadura deve ser limitada não só no sentido do cobrimento mínimo como também de um cobrimento máximo(PFEIFER et al., 1986). Cobrimento excessivo é antieconômico e corre-se o risco de fissuras. Para espessuras acima de 6 cm aumenta a expectativa desse problema surgir (SILVA, 1995).	cobrimento mínimo e efetivo é importante uma execução controlada do concreto, garantindo lançamento, adensamento e cura adequados (SILVA, 1995).
Fissuras	Formam-se regiões anódicas no interior das fissuras e regiões catódicas maiores junto a elas, além de permitir a penetração de elementos agressivos com maior facilidade (ANDRADE, 1992). A intensidade do ataque depende das dimensões da fissura, qualidade do concreto e da relação entre a área da região catódica e a área da região anódica (FIGUEIREDO e HELENE, 1994).	Vigas são mais suscetíveis à deterioração que paredes de concreto, ambos em ambiente marítimo. Isso é explicado pelas fissuras que surgem mais em peças que possuem maiores esforços de tração, segundo BURY e DOMONE (1974), ao observar estruturas marítimas.

A Fig. 1.1 mostra a variação do conteúdo crítico de íons cloreto em função da qualidade do concreto e da umidade relativa do ambiente, levando em conta se o concreto está ou não carbonatado (CEB-FIP, Bulletin 183, 1992). O ponto **0,4% x U.R. elevada e variável** é salientado, sendo o valor médio normalmente aceito em relação à massa de cimento, que equivale a 0,05% a 0,1% em relação à massa de concreto.

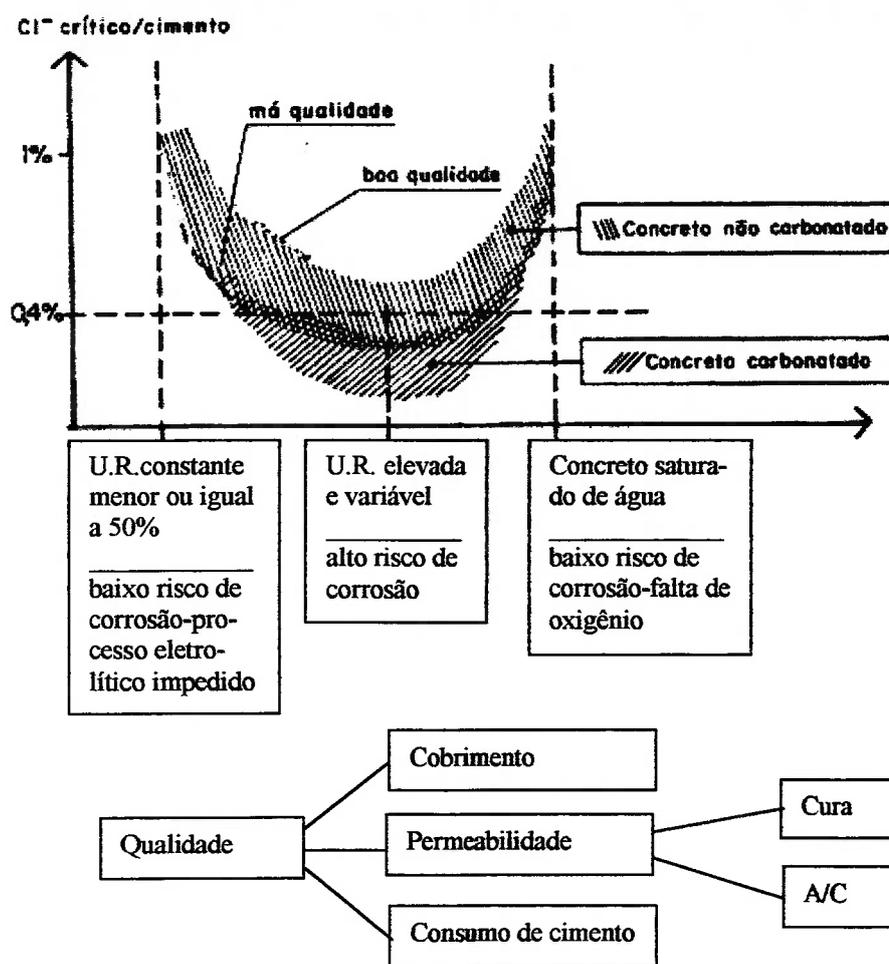
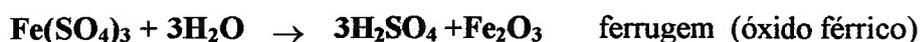
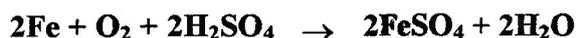


FIGURA 1.1 - Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade do ambiente (CEB-FIP, Bulletin 183, 1992)

1.5 SULFATOS

Os produtos da corrosão do aço são expansivos, podendo ocorrer lascamento e fissuras no concreto. Neste caso, após a abertura de fissuras, íons sulfato podem atacar o aço, como mostrado a seguir (HELENE, 1981):

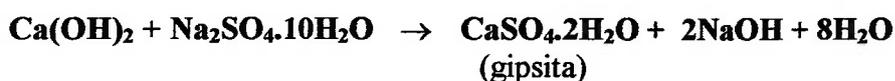


Conforme as reações acima o produto final da corrosão não consome o ácido sulfúrico que contém o íon sulfato, continuando assim a corrosão, como no caso do íon cloreto.

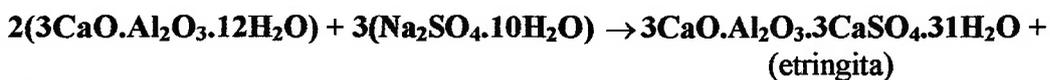
Segundo HAUSMANN (1967), altos teores de íons bissulfeto podem causar a corrosão do aço na presença de oxigênio. RÜSCH (1975) também considera a possibilidade dos sulfetos provocarem a oxidação do aço.

É mais comum observar-se o ataque de íons sulfato ao concreto, sendo que as principais reações com a pasta endurecida são as seguintes:

- sulfato de sódio com Ca(OH)_2 (LEA, 1970; NEVILLE, 1982; MEHTA e MONTEIRO, 1994):

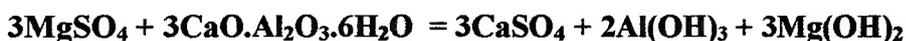


- sulfato de sódio com aluminato tricálcico hidratado, segundo LEA (1935):



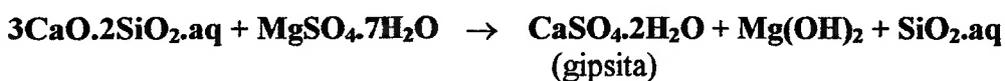
O sulfato de magnésio ataca os silicatos de cálcio hidratados, o Ca(OH)_2 e o aluminato tricálcico hidratado:

- sulfato de magnésio com aluminato tricálcico (BICZÓK, 1972):

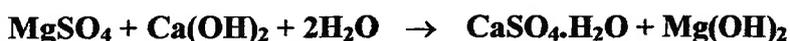


podendo formar sulfoaluminato cálcico hidratado.

- sulfato de magnésio com silicato tricálcico (LEA, 1970; NEVILLE, 1982):

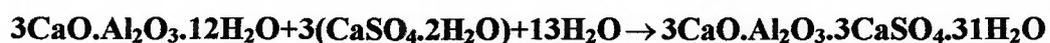


- sulfato de magnésio com hidróxido de cálcio (GENTIL, 1988; MEHTA e MONTEIRO, 1994):

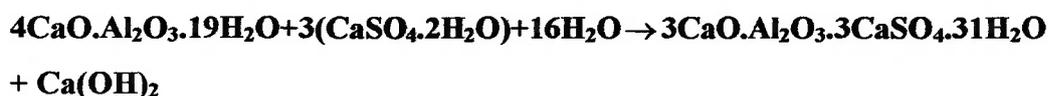


Uma reação posterior do Mg(OH)_2 e o gel de sílica pode gerar deterioração do concreto e formar silicato de magnésio hidratado, segundo LEA (1970).

O sulfato de cálcio (CaSO_4) reage com aluminato tricálcico hidratado, formando assim sulfoaluminato tricálcico, também conhecido como etringita (LEA, 1970; NEVILLE, 1982; GENTIL, 1988):



O sulfato de cálcio também reage com o aluminato tetracálcico hidratado (produto da pozolana) (LEA, 1970):



A expansão desses produtos pode ser observada comparando o volume molar das espécies químicas da tabela abaixo (LEA, 1970):

TABELA 1.3 – Volume molecular (LEA, 1970)

Componentes	Volume molecular (cc)
Ca(OH)₂	33,2
Mg(OH)₂	24,5
CaSO₄·2H₂O	74,2
4CaO·Al₂O₃·19H₂O	369,0
3CaO·Al₂O₃·12H₂O	313,0
3CaO·Al₂O₃·3CaSO₄·31H₂O	715,0

O ataque por íons sulfato não pode ser discutido isoladamente quando se trata de ação da água do mar. Considerações sobre ataque por íons sulfato presente na água do mar são apresentadas na secção 2.3.

CAPÍTULO II

MEIO AMBIENTE - MACRO E MICRO CLIMA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo são revistos os agentes que compõem o ambiente marítimo e os principais fatores de ataque ao concreto armado, visto que o ataque dos elementos isolados é diferente quando esses estão combinados. Também é estudado o ambiente industrial já que este aparece com frequência atuando em conjunto com ambiente marítimo, pois é comum a instalação de complexo industrial junto a porto marítimo devido a facilidade de transporte.

2.2 AMBIENTE MARÍTIMO

Os primeiros estudos de durabilidade do concreto foram realizados em ambiente marítimo, pois é nesse meio que são encontrados diversos agentes agressivos atuando conjuntamente e onde apareceram primeiramente graves problemas de corrosão (BICZÓK, 1972).

Os principais agentes que atacam a pasta de cimento em ambiente marítimo são os sais magnésicos e os sulfatos (BICZÓK, 1972) (MEHTA e MONTEIRO, 1994), e o principal agente que ataca o aço no concreto estrutural é o cloreto (HELENE, 1986).

A maioria dos oceanos apresentam uma composição química aproximadamente igual (MEHTA e MONTEIRO, 1994). No Oceano Atlântico, o teor total médio de sais é de 3,5% (35 g/l). As quantidades dos principais íons contidos nas águas desse oceano são indicados na Tabela 2.1, conforme a norma DIN 4030 (1991).

TABELA 2.1 - Principais íons do Oceano Atlântico – DIN 4030(1991)

Íons	Quantidade de íons (mg/l)
SO ₄ ⁻	2.800
Mg ⁺⁺	1.300
Ca ⁺⁺	400
Cl ⁻	19.900
Na ⁺	11.000
K ⁺	400
pH	> 8

Segundo FORSCHHAMMER apud BICZÓK (1972) a composição da água do mar em relação aos sais é mostrada na Tabela 2.1.

TABELA 2.2 - Composição da água do mar (FORSCHHAMMER apud BICZÓK, 1972)

Sal	g/1000 de água	% em relação ao sal total
Cloreto de sódio	26,9	78,32
Cloreto de magnésio	3,2	9,44
Sulfato de magnésio	2,2	6,40
Sulfato de cálcio	1,3	3,94
Cloreto de cálcio	0,6	1,69
Outros (sulfato de potássio, bicarbonato de cálcio, etc.)	--	0,21
Total	34,3	100,00

A DIN 4030 (1991), o CEB-FIP Bulletin 213/214 (1993) e a EHE (1999) classificam a agressividade das águas conforme a Tabela 2.3.

TABELA 2.3 - Classificação da agressividade de águas ácidas conforme DIN 4030 (1991), CEB-FIP Bulletin 213/214 (1993) e EHE (1999)

Grau de agressividade	pH	CO ₂ agressivo (ppm)	SO ₄ ²⁻ (mg/L)	Mg ²⁺ (mg/L)	*NH ₄ ⁺ (mg/L)
Leve	6,5-5,5	15-40	200-600	300-1000	15-30
Severa	5,5-4,5	40-100	600-3000	1000-3000	30-60
Muito Severa	< 4,5	> 100	> 3000	> 3000	>60

*somente no CEB-FIP Bulletin 213/214 (1993) e EHE (1999)

As águas salobras podem corroer com grande intensidade o concreto e o aço devido ao alto conteúdo de CO₂ e baixo valor de pH, enquanto que a água do mar possui baixo teor de CO₂ livre e um pH geralmente igual ou superior a 8 (BICZÓK, 1972). MEHTA e MONTEIRO (1994) mencionam valores entre 7,5 e 8,4 para valores

de pH para água do mar, sendo o valor médio de equilíbrio 8,2. Outro fato observado é que, em pontos diferentes ao longo da costa e em diversas profundidades, a constituição de substâncias existentes na água é normalmente variada. Sendo assim, é necessário que se estude cada caso, para se obter a melhor solução para execução de uma obra (BICZÓK, 1972). É também o caso de estuários, baías, etc, onde podemos encontrar pH menor que 7,5 devido a maiores teores de CO_2 livre, obtendo desse modo um ambiente mais agressivo (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Com os valores da Tabela 2.1 para a água do mar a DIN 4030 (1991) classifica o ambiente como severo, conforme Tabela 2.3, mas no caso de estuários de rios e canais, por exemplo, essa classificação pode ser reavaliada utilizando-se a Tabela 2.3.

Existem exemplos de concretos que apresentam um desempenho bem melhor em uma região, comparado a outra, como por exemplo, concretos que utilizaram o cimento de alto forno apresentaram resultados ótimos em obras da costa atlântica da França, enquanto que no mar Báltico os resultados não eram satisfatórios. Ensaio na Polônia mostraram que esse cimento não apresentou o desempenho esperado frente a ataques por sulfato de magnésio e água salobra, enquanto que cimentos Portland comum e pozolânicos apresentaram desempenho bem melhor (BICZÓK, 1972).

Além da ação química da água do mar, podemos ter agressão por congelamento, impacto e abrasão das ondas. A soma desses efeitos torna o ambiente mais agressivo, como por exemplo em estruturas costeiras e de alto mar (NEVILLE, 1982) (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A água do mar possui tanto cloretos como sulfatos, os quais estão ligados tanto a álcalis como a íons de magnésio e absorve também o anidrido carbônico da atmosfera. O efeito mecânico também está presente nesse ambiente, podendo retirar da superfície do concreto o material da corrosão, ficando nova superfície de concreto exposta ao ataque (BICZÓK, 1972).

A atmosfera marinha também contém agentes agressivos, como cloretos de sódio e de magnésio, além de sulfatos, tanto nas gotículas de água em suspensão como em forma de cristais (HELENE, 1981).

A concentração de cloretos junto à superfície de concreto é bem mais elevada na zona sujeita a respingo (splash zone) do que em zona totalmente submersa (PRUDÊNCIO, 1993b).

Segundo VILLAVERDE et al. (1993), ao realizarem uma avaliação da Subestação Rio Grande 2 da CEEE, o meio agressivo da atmosfera marítima, a umidade relativa do ar normalmente elevada, a proximidade com indústrias de fertilizante e com uma refinaria de petróleo, a alta porosidade do concreto e cobrimentos baixos foram as principais causas do alto grau de deteriorização da estrutura de concreto armado por ataque de cloretos e sulfatos.

2.3 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO E ENVELHECIMENTO EM AMBIENTE MARÍTIMO

O efeito do sulfato na água do mar é diferente do efeito de uma água que só contém sulfato (água subterrânea ou ensaio de laboratório), pois a presença de cloreto torna a gipsita e o sulfo-aluminato de cálcio mais solúveis, sendo esses elementos lixiviados pelo movimento da água do mar, evitando a expansão desses (MEHTA e MONTEIRO, 1994) (NEVILLE, 1982). Quando é utilizado cimento Portland com alto teor de C_3A para execução de concreto em contato com água do mar, observa-se que esse ataque provoca erosão ou perda de constituintes sólidos da pasta de cimento ao invés de haver expansão, aparentemente porque a troca dos íons $(OH)^-$ pelos íons Cl^- do meio evita expansão da etringita, sendo que este fato vai de encontro com a suposição de que para haver expansão da etringita é necessário um meio alcalino (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Percebe-se aí que não se pode estudar o efeito de um elemento agressivo e sim o efeito de todos os elementos atuando ao mesmo tempo, o que dificulta uma análise em laboratório (BICZÓK, 1972) (NEVILLE, 1982) (MEHTA e MONTEIRO, 1994). O hidróxido de magnésio resultante do ataque da água do mar deposita-se nos poros do concreto protegendo-o (BICZÓK, 1972).

HADLEY (1948), após observar estruturas marítimas ao longo da costa do Pacífico, nos Estados Unidos e Canadá, afirmou não encontrar sinais de ataque por sulfato devido ao contato com a água do mar. Salienta ainda que o concreto deve ser executado com material de boa qualidade, densidade e permeabilidade uniformes e

proteção da armadura contra corrosão. Ocasionalmente encontrou sinais de dissolvente da água do mar. Há o desaparecimento da película superficial do cimento enfraquecimento em uma zona de ninho de abelha, ficando algumas partículas soltas. O mesmo pesquisador afirma que tais fatos podem ocorrer em água doce.

O $MgCl_2$ contido na água do mar diminui a ação agressiva do Mg (BICZÓK, 1972).

No caso de concreto executado a partir de cimento com alto teor de C_3A e teor de saturação (bastante permeável), haverá formação de sulfoaluminato de cálcio que irá atacar o concreto, pois o teor de cloretos da água do mar não poderá impedir a cristalização daquele. No caso de concreto executado com cimento Portland com baixo teor de C_3A , o ataque ao concreto será reduzido pela ação dos cloretos. O cloreto de sódio torna a gipsita ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) mais solúvel, evitando a cristalização desse. De forma o concreto executado com cimento Portland, compacto e pouco permeável, corrói de forma muito lenta (BICZÓK, 1972).

Como já foi visto, o hidróxido de cálcio livre na pasta do concreto endurecido pode causar deterioração por troca de base envolvendo íons magnésio, sendo esse fenômeno confirmado em estruturas marítimas que haviam depósitos brancos de $Mg(OH)_2$ e silicato de magnésio hidratado, segundo observações de ATWOOD et al. (1924) e MEHTA e MONTEIRO (1994), LEA (1970) e MEHTA (1980).

Segundo BICZÓK (1972) a concentração alta de sulfatos, aproximadamente 3 g em 35 g do total de sais, pode criar uma corrosão por expansão (formação de gipsita e sulfoaluminatos de cálcio). A quantidade de sais de magnésio, 1,297 g/l de íons Mg do total de 35 g de sais pode provocar uma corrosão por troca catiônica e separação das combinações solúveis da pasta de concreto endurecido. Uma corrosão por lixiviação é possível quando temos pressão hidráulica por apenas um lado e quando o concreto é permeável.

Já MOSKVIN et al. (1980) afirma que, na presença de cloreto de sódio, somente pequenas quantidades de sulfoaluminatos de cálcio hidratado se cristalizam e que, na presença de grandes quantidades de sais de magnésio existentes nas águas de mar, não é possível a formação de sulfoaluminatos, pois aqueles dissolvem o C_3A .

Segundo KIND (1954) apud (BICZÓK, 1972) o hidróxido de magnésio permanece em estado amorfo e se deposita nos poros do concreto endurecido. A solução de sais de magnésio desmancham com grande velocidade os cristais de sulfoaluminato de cálcio hidratado, impedindo a corrosão do concreto endurecido. A corrosão por magnésio devido à água do mar é muito pequena, devida à quantidade reduzida do íon Mg para formação de $Mg(OH)_2$ (brucita). Sendo assim, a corrosão por água do mar é controlada evitando a formação de sulfoaluminato de cálcio, o que é evitado por uma boa densidade do concreto.

Segundo MOSKVIN et al. (1980) o concreto é atacado pela água do mar conforme a Fig. 2.1, sendo o processo descrito abaixo:

I. O ácido carbônico, existente na água do mar, que penetra pela superfície externa do elemento, ataca a camada mais externa da estrutura de concreto, transformando a hidróxido de cálcio em bicarbonato;

II. A água do mar continua a penetrar no concreto, havendo reação entre os sais de magnésio e o hidróxido de cálcio formando cloreto de cálcio bastante solúvel ou sulfato de cálcio pouco solúvel (camada 4). Nessa camada o teor de cal é pequeno devido à falta do hidróxido de cálcio ou pela transformação em gipsita. Na fase sólida dessa camada, está presente o hidróxido de magnésio e, na fase líquida, o cloreto de cálcio, formando uma massa branca e leitosa;

III. Os sulfatos não combinados com o íon magnésio continuam a penetrar no concreto, provocando ataque por sulfato, formando uma zona que se caracteriza pela presença de gipsita e de sulfoaluminatos de cálcio, havendo corrosão por expansão. Na parte mais externa dessa zona (camada 3), assim como na zona anterior, só há formação de gipsita devido à presença de íons magnésio;

IV. Devido à penetração da água liberada do ácido carbônico, dos sais de magnésio e dos sulfatos, há formação de uma zona a qual sofre ataque por lixiviação (camada 1).

O limite entre as diversas camadas se desloca com o tempo, sendo que a solução de sais de magnésio se desloca sobre os sulfoaluminatos de cálcio formados na camada seguinte mais interna destruindo esses e evitando expansões maiores. Os sais de magnésio penetram no concreto pela infiltração da água do mar devido à diminuição da

difusão do Ca(OH)_2 procedente do interior da pasta de cimento (MOSKVIN et al., 1980).

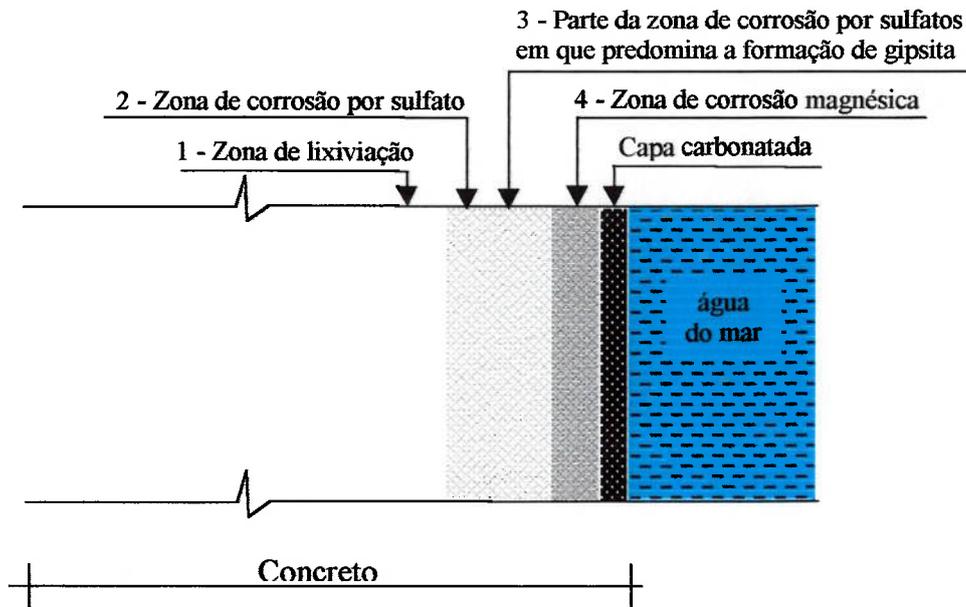


FIGURA 2.1 - Esquema da corrosão produzida pela água do mar (MOSKVIN et al., 1980)

Elementos de concreto com dimensões não muito grandes, expostos a mar aberto é preferencialmente sujeito a lixiviação ao invés de expansão. Em estruturas como paramento de cais, onde a água do mar pode percolar em quantidade insuficiente para haver lixiviação, pode ocorrer efeitos de expansão. (LEA, 1972).

Concreto permeável é passível de ser atacado por água do mar com teores normais de CO_2 dissolvido, sendo encontrado nesse caso silicarbonato de cálcio (taumasita), carboaluminato de cálcio hidratado (hidrocalumita), e carbonato de cálcio (aragonita) no concreto deteriorado nesse ambiente (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

O efeito nocivo da água do mar em concreto armado é devido à criação de zonas anódicas e catódicas pela penetração de sais, resultando na corrosão do aço e ruptura do concreto que envolve a armadura (NEVILLE, 1982).

O concreto também pode ser atacado sem estar em contato com a água do mar, pois o ar do ambiente marítimo possui sais que podem penetrar na pasta de cimento,

sendo esse ataque mais intenso no inverno e outono devido à alta umidade relativa do ar nessas estações do ano e com teor de sais maior (BICZÓK, 1972).

O ataque dos agentes agressivos contidos em água é menos intenso do que os contidos no ar. A formação de sulfoaluminatos de cálcio, por ataque da água do mar, é realizada junto com a hidratação de partículas de cimento, e novos elementos tendem a fechar os poros do concreto, impedindo a infiltração dos agentes agressivos. Os agentes agressivos contidos no ar formam sulfoaluminatos de cálcio ao mesmo tempo que se continuam depositando sais, o que provoca um intenso ataque ao concreto (BICZÓK, 1972).

Segundo LEA (1970) o sulfato da água do mar, além de atacar o concreto quimicamente, provoca a desagregação por pressão devido à cristalização dos sais resultantes nos poros do concreto, sendo que isso só ocorre onde é possível a evaporação da água, ou seja, acima da linha d'água. Portanto há necessidade de um deslocamento da água com os agentes agressivos que por capilaridade atingem níveis do concreto acima da linha d'água. Nesse caso a permeabilidade é um fator decisivo no desempenho do concreto frente à água do mar .

2.4 FATORES DE DETERIORAÇÃO E ENVELHECIMENTO EM AMBIENTE MARÍTIMO

A velocidade de corrosão do concreto é de 30 a 40 vezes mais rápida em atmosfera marítima que em atmosfera rural. A intensidade do ataque é aumentada, conforme a localização da estrutura de concreto, na seguinte ordem: zona constantemente submersa, zona de névoa, zona da variação da maré e zona de respingo de maré (HELENE, 1981). BURY e DOMONE (1974), NEVILLE (1982), TAYLOR (1992) e MEHTA e MONTEIRO (1994) também concluem que elementos totalmente submersos em água do mar são menos atacados que os concretos expostos a ciclos de molhagem e secagem na zona de maré, sendo que MEHTA e MONTEIRO (1994) ainda salientam que concreto sujeito à agentes agressivos do ar ou névoa sofrem um ataque de intensidade intermediária em relação à zona de variação de maré. Segundo MEHTA (1980), na zona totalmente submersa só há ataque químico; na zona atmosférica, ação

do congelamento e corrosão da armadura, e na zona de maré sofre todos os tipos de ataques físicos e químicos.

A intensidade do ataque da água do mar é diminuída com o passar do tempo devido à decomposição de hidróxido de magnésio nos poros do concreto (NEVILLE, 1982). Por outro lado, ataques por congelamento, expansão álcali-agregado, cristalização de sais quando temos uma face exposta à molhagem e outras não, corrosão da armadura, erosão por correnteza, onda ou objetos flutuantes normalmente aumentam a permeabilidade do concreto acelerando o ataque de agentes agressivos (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Segundo NEVILLE (1982) o ataque por água do mar é mais intenso em clima tropical, enquanto BICZÓK (1972) acredita que o congelamento é o aspecto decisivo para obras marítimas situadas em zonas polares, e a resistência aos agentes agressivos é o aspecto mais importante em zonas tropicais.

KEENE (1960) destacou em pesquisa com ensaios de elementos de concreto imersos em solução de sulfato que a relação água/cimento é mais importante que o teor de cimento, embora esse também seja importante, pois teores mais altos de cimento permitem um melhor adensamento para mesma relação de água/cimento.

Um dos fatores mais importantes é o processo de execução do concreto (adensamento e mão de obra). Depois tem-se a influência do tipo de cimento, sendo que apresentam bom desempenho os cimentos aluminosos resistentes aos sulfatos, os de alto-forno e os pozolânicos (NEVILLE, 1982).

Estudos feitos por pesquisadores da Alemanha concluíram que cimentos com altos teores de óxido de alumínio e ferro produzem concretos com baixa resistência ao ataque de água do mar, enquanto os pesquisadores norte-americanos além de concordarem que o cimento deve ter pequena quantidade de Al_2O_3 , concluem também que deve conter baixos teores de CaO , ou seja, o cimento Portland de alta resistência inicial apresenta um desempenho menor que o cimento Portland comum frente ao ataque de água do mar (BICZÓK, 1972).

CAMPUS (1963) apud (BICZÓK, 1972) concluiu que a intensidade do ataque da água do mar é menor quanto mais denso e impermeável é o concreto e quanto maior for a quantidade de $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3/\text{CaO}$ do cimento.

Conforme relato de LEA (1970), o cimento com escória, pozolana ou resistente a sulfato é de boa resistência ao ataque por água do mar, sendo melhor o desempenho desses do que o cimento Portland comum, principalmente em regiões de clima quente ou tropical, onde o ataque químico é a principal causa do ataque.

Concreto executado com cimento aluminoso não tem apresentado bom desempenho frente ao ataque por água de mar nos trópicos, mas tem resistido bem ao ataque por água de mar em climas moderados (BICZÓK, 1972).

Ataque biológico também pode ocorrer, sendo que crescimento de organismos marítimos, não é normalmente a causa de problemas. Existem registros de que plantas marítimas aceleram o processo de deterioração devido a ação de ácidos orgânicos e sulfatos produzidos por decomposição de vegetais. Em zonas tropicais pode haver corrosão por alguns tipos de moluscos. Esse tipo de ataque é mais intenso na zona de maré. (CEB - BI 183, 1992)

2.5 AMBIENTE INDUSTRIAL

O ACI Building Code 318/318R - ACI Manual of Concrete Practice – Part 3 (1996), divide a exposição ao sulfato em quatro graus de ataque, apresentando as recomendações da Tabela 2.4.

TABELA 2.4 - Graus de ataque por sulfatos (ACI Building Code 318/318R, ACI Manual of Concrete Practice – Part 3 (1996))

Grau do ataque	Conteúdo de sulfato % no solo / ppm na água	Tipo de cimento	Rel.a/c - fck (MPa)
Negligenciável	< 0,1 / < 150	--	--
Moderado (água do mar)	0,1 a 0,2 / 150 a 1500	Portland Tipo II ASTM pozolânico ou Portland com escória	< 0,50 - >27
Severo	0,2 a 2,0 / 1500 a 10000	Portland Tipo V ASTM	< 0,45 - >31
Muito severo	> 2,0 / > 10000	Portland Tipo V ASTM com adição pozolânica	< 0,45 - >31

Em águas livres, pode-se encontrar sulfato de diversas maneiras como, sulfato de amônia em águas de agricultura, ácido sulfúrico oriundos de efluentes de fornos que utilizam combustíveis com alto teor de enxofre ou de indústrias químicas. Águas que contêm material orgânico em decomposição como em pântanos, lagos pouco profundos, poços de mineração e canos de esgoto, formam gás sulfídrico (H_2S), que devido à ação de bactérias aeróbias, transforma-se em ácido sulfúrico (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Outro tipo de ataque por sulfato é devido a poluição do ar, a qual pode provocar chuvas ácidas (HELENE, 1981) (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

CONNER (1984) apud MEHTA e MONTEIRO (1994) relata valores médios de pH encontrados em chuvas e neblinas, conforme Tabela 2.5.

TABELA 2.5 - Valores de pH para diversos ambientes (CONNER, 1984 apud MEHTA e MONTEIRO, 1994)

CHUVAS	
Zona urbana:	
- San José (norte da Califórnia)	4,4
- Davis (norte da Califórnia)	5,2
Zona não urbana:	
- Sequoia Nacional Park (de 1980 a 1981)	4,9
- Mammoth Lakes (de 1980 a 1981)	4,9 (obteve 3,5 de média em uma semana)
NEBLINA	
- Orange County em Corona del Mar(dez/1982)	1,7
- Golden Gate, São Francisco (neblina costeira)	3,5
- Pasadena (Califórnia)	2,5 a 3,0 c/ poluentes sulfato, nitrato, íons de amônia, chumbo, cobre, níquel, vanádio e aldeídos.

O valor do pH pode ser próximo a 3,0 em regiões urbanas e industriais, tais como certos bairros de São Paulo (HELENE, 1981).

2.6 COMENTÁRIOS

Nota-se a complexidade do meio ambiente marítimo e da sua ação sobre o concreto armado. A complexidade é ainda maior quando junto a esse ambiente forma-se um ambiente industrial. Observa-se assim a dificuldade de simular esse ambiente em laboratório, sendo por esse motivo, na maioria das vezes, considerada a influência de cada fator isoladamente.

No próximo capítulo são apresentados conceitos e parâmetros de vida útil e modelos de transporte de massa no concreto, considerando os principais mecanismos e fatores de deterioração e envelhecimento do concreto

CAPÍTULO III

VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo é feita uma revisão das atuais definições sobre vida útil, exigências de normas que estão relacionadas com a durabilidade do concreto armado e alguns modelos de ataque por gás carbônico, íons sulfato e íons cloreto.

Estruturas marítimas tem sido observadas procurando-se entender e quantificar os processos de ataque ao concreto em ambiente marítimo. Concreto romano com aproximadamente 2000 anos foram pesquisados por uma comissão internacional (BICZÓK, 1972). Blocos de concreto de Heligoland, fabricados entre 1916 e 1917 foram frequentemente pesquisados, como, por exemplo, o trabalho de SMOLCZYK (1965). Elementos de concreto para defesa da costa marítima de Wirral, noroeste da Inglaterra, executados em 1985, foram monitorados anualmente pela Universidade de Liverpool, sendo apresentados alguns resultados por MILLARD (1988). Em 1948 HADLEY (1948), observando estruturas marítimas construídas entre 1896 e 1913, publica pesquisa sobre ataque de sulfatos da água do mar.

Uma grande contribuição nos últimos anos foi o modelo de durabilidade desenvolvido por TUUTTI (1980) e que recentemente foi aperfeiçoado por HELENE (1993) que através de sugestões adequou o modelo ao tipo de falha aceita na estrutura a ser analisada. Esses dois modelos são apresentados na secção a seguir.

As normas de alguns países tem se adaptado ao conceito de durabilidade nos últimos anos, como por exemplo a EH-91 e BS 8110 (1997), além das recomendações da FIP (1985) e do CEB, através do boletim BI 213/214 (1993). A NBR-6118 está em revisão, contendo mudanças bastante substanciais no que se refere a durabilidade do concreto.

3.2 DEFINIÇÕES

A BS 8110 - Structural use of concrete (1997) assim define durabilidade:

"3.1.5 Durability of structural concrete

3.1.5.1 General

A durable concrete element is one that is designed and constructed to protect embedded metal from corrosion and to perform satisfactorily in the working environment for the life-time of the structure."

Nessa definição salienta-se que a vida útil é definida durante a fase de projeto da estrutura.

A Fédération Internationale de la Précontrainte-FIP (1985) apresenta as seguintes definições na 4ª edição das "Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures":

"1.2. Definitions

Design life. The period of time from commencement of construction until anticipated decommissioning of the structure.

Design phases. The design life of an offshore structure is normally divided into five phases:

- (a) construction,...
- (b) transportation ...
- (c) installation - ...
- (d) operation - ...
- (e) retrieval - includes retrieval or removal of the structure."

Nota-se nessa definição a previsão de um tempo de utilização de uma estrutura que é desde sua execução até sua remoção (ou demolição), sendo que na fase de projeto pode-se prever recuperações.

Uma das definições mais completas de durabilidade é apresentada no boletim BI 213/214 do CEB (1993):

"8. DURABILITY

8.1. General

The basic requirement for design versus durability is :

Concrete structures shall be designed, constructed and operated in such a way that, under the expected environmental influences, they maintain their safety, serviceability and acceptable appearance during an explicit or implicit period of time without requiring unforeseen high costs for maintenance and repair.

...

The Model Code clauses on design, execution and maintenance will generally lead to a service life of the structure in excess of 50 years according to section 1.5.

However, some structures will require a substantially longer service life, say 100 years or more, and other structures may need a considerably shorter service life, say less than 25 years.

...

8.1.1. Design strategy

...

A structure shall be designed and constructed as good and robust as necessary in order to satisfy the required service life with a minimum amount of foreseen maintenance.

Accessories such as drainage, joints, bearings, railings, connections, installations etc. usually have a shorter service life than the structure itself, and adequate provisions for maintenance and replacement of such elements should be provided in the design."

O CEB (1993) salienta uma vida útil considerando procedimentos de manutenção previstos na fase de projeto. Nota-se ainda a tendência atual de uma vida útil de 100 anos ou mais para grandes estruturas. Considera a diferença de vida útil entre os diversos elementos de uma estrutura recomendando um projeto de forma a obter-se o menor custo possível em reparos e manutenção.

A norma espanhola EHE (1999) apresenta as seguintes definições e comentários:

"Artículo 37.^o Durabilidad del hormigón y de las armaduras

37.1. Generalidades

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que há sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Una estructura durable debe conseguirse con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Una estrategia correcta para la durabilidad debe tener en cuenta que en una estructura puede haber diferentes elementos estructurales sometidos a distintos tipos de ambiente.

...

Comentarios

En la protección frente a los agentes físicos y químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y menos costosas. Por ello, la durabilidad es una cualidad que debe tenerse en cuenta durante la realización del proyecto, estudiando la naturaleza e intensidad potencial previsible del medio agresivo y eligiendo los materiales, dosificaciones y procedimientos de puesta en obra más adecuados en cada caso."

Essa norma salienta considera os diferentes elementos de uma estrutura e sua manutenção. Salienta ainda que no projeto deve-se buscar a durabilidade com economia, ou seja, deve-se buscar um custo benefício otimizado (vida útil x custo da estrutura).

Atualmente a revisão da NBR-6118 (2000) apresenta as seguintes considerações sobre vida útil :

“9.2.1- Pôr vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual as estruturas de concreto, mantêm suas características conforme estabelecido em 9.1.1.”

“9.1.1.- As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que sob as condições ambientais previstas e respeitadas as condições de manutenção preventiva especificada no projeto, conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período pré-fixado de tempo, sem exigir medidas de manutenção e reparo.”

"9.2.5.- O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer considerações especiais com valor de vida útil diferente do todo."

Pode-se notar um grande desenvolvimento em relação não só a NBR-6118 (1982) em vigor mas também em relação a algumas normas internacionais como, por exemplo, a EHE (1999), a DIN 1040 (1988), BS 8110 (1997) e ACI 318/318R (1996) , pois como nos itens citados acima, além da preocupação com as etapas de projeto e execução, a revisão da NBR-6118 estabelece uma responsabilidade com uma manutenção preventiva prevista em projeto, sendo que essa revisão também prevê que os diferentes elementos de uma construção podem ter vida útil e manutenção preventivas diferenciadas.

Será adotado nesse trabalho, como modelo de durabilidade, aquele primeiramente apresentado por TUUTTI (1980), conforme a Fig.3.1.

TUUTTI (1980) denomina **iniciação** o período em que os agentes agressivos penetram no concreto até atingir a barra de aço e provocar sua despassivação e **propagação** o período em que os agentes agressivos provocam uma corrosão aceitável. A soma dos períodos de **iniciação** e **propagação** é denominado **vida útil** ou **tempo antes de reparo**.

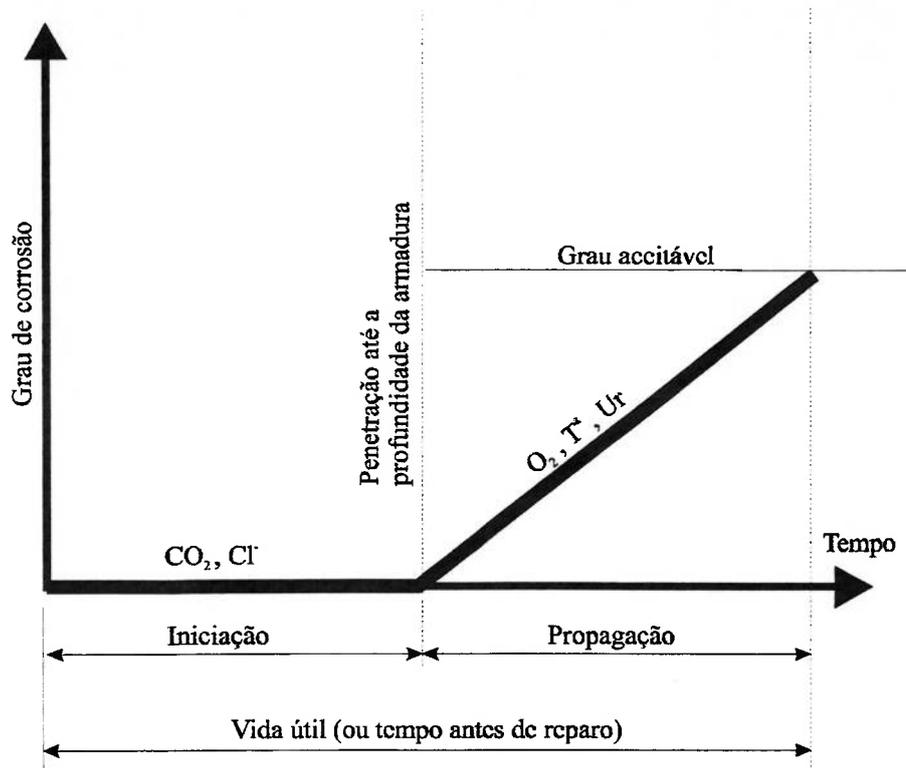


FIGURA 3.1 – Esquematização do processo de corrosão do aço no concreto (TUUTTI, 1980)

Por sugestão de HELENE (1994), consta hoje na revisão da NBR-6118 (2000) o conceito de vida útil das estruturas de concreto conforme a Fig.3.2.

O período de iniciação é o tempo que leva até a despassivação da armadura e corresponde a **vida útil de projeto**. Nesse conceito de vida útil também é introduzida a idéia de **vida útil de serviço**, sendo que os requisitos para sua definição variam com a necessidade da construção. No caso de uma edificação não poder ter sua fachada afetada na estética, o surgimento de manchas pode indicar a necessidade de uma intervenção e assim estabelecer a vida útil. Para outras estruturas os indicadores podem ser fissuras, destacamentos ou a perda de resistência. A **vida útil residual** é aquela estabelecida a partir de uma vistoria da estrutura, portanto já com um tempo de serviço, e também é determinada de maneira similar a vida útil de projeto, ou seja, conforme a necessidade da construção.

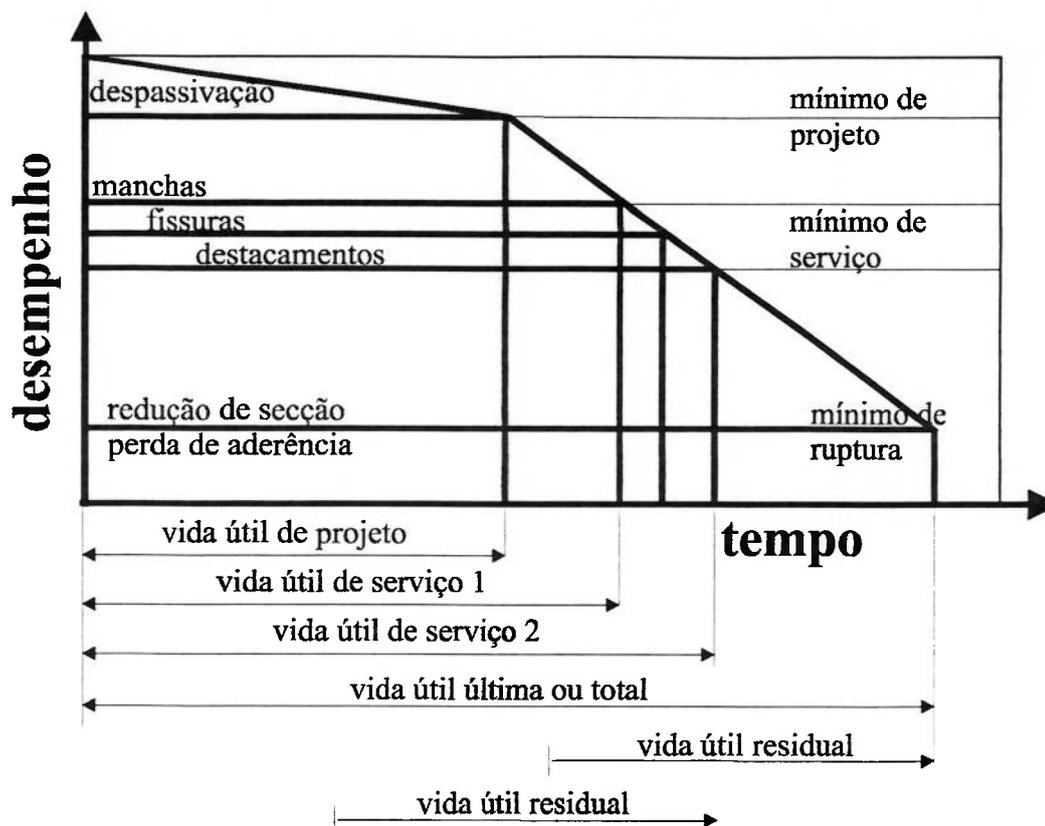


FIGURA 3.2 – Vida útil tendo por base o fenômeno da corrosão das armaduras em estruturas de concreto (HELENE, 1994)

3.3 EXIGÊNCIAS DE NORMAS

Algumas características do concreto armado são essenciais para sua durabilidade, como abertura de fissuras, relação a/c, consumo de cimento, tipo de cimento, resistência à compressão e cobrimento da armadura.

A seguir são citadas algumas exigências de diversas normas que visam obter um concreto durável em ambiente marítimo.

A comparação entre os valores apresentados por essas normas só é possível analisando um conjunto de recomendações. Por exemplo: o cobrimento mínimo recomendado da armadura pode ser diminuído se a resistência a compressão mínima indicada for maior.

Essa comparação é realizada junto com a análise da estrutura pesquisada na seção 5.4.

3.3.1 Fissuras

As fissuras podem ocorrer devido a (CEB-FIP, BULLETIN 183, 1992):

- Movimentos internos do concreto, como, por exemplo, retração por secagem, expansão ou contração devido a variação de temperatura e retração plástica ou assentamento plástico. A retração plástica é causada pelas tensões capilares, sendo uma propriedade do concreto fresco. Essa ocorre nas primeiras 2-4 horas após a mistura. No assentamento plástico, devido a forças gravitacionais, partículas do concreto assentam e deslocam água para superfície. Devido ao decréscimo de volume, o concreto assenta-se na fôrma. Se o assentamento do concreto é restringido pela armadura, fissuras podem ocorrer, seguindo a direção das barras dos estribos ou das armaduras longitudinais;
- Expansão do material no interior do concreto, como, por exemplo, devido a corrosão da barra de aço;
- Condições impostas externamente, como, por exemplo, carregamentos ou deformações devido a recalque diferencial das fundações.

Pode-se formar ainda no concreto microfissuras atribuídas a não linearidade do concreto (ACI 224R-90, 1996).

Fissuras causadas por movimentos internos do concreto e expansão de material no interior do elemento estrutural **podem** ter as seguintes influências:

- **Detalhes construtivos:** abruptas mudanças nas dimensões dos elementos de concreto pode favorecer o assentamento plástico provocando fissuras, ou favorecer a concentração de tensões. A máxima diferença entre a temperatura de início do endurecimento do concreto e a temperatura de uso da estrutura influencia na formação de fissuras. Fissuras por retração plástica ocorrem mais em lajes e fissuras por assentamento plástico podem ocorrer em elementos profundos, como, por exemplo, pilares e vigas com maiores alturas (CEB-FIP, BULLETIN 183, 1992). Elementos menores podem sofrer maior retração devido a maior facilidade de secagem (retração por secagem) (ACI 224R-90, 1996);

- Composição do concreto: o tipo de cimento, tipo e granulometria do agregado, o uso de plastificante ou superplastificante podem evitar o deslocamento de água evitando fissuras plásticas por assentamento. Por outro lado, aumenta-se o risco de fissuras plásticas por retração, já que a água deslocada repõem a água perdida na evaporação evitando as tensões capilares (CEB-FIP, BULLETIN 183, 1992). O agregado no concreto restringe o grande potencial da pasta de sofrer retração por secagem (ACI 224R-90, 1996);
- Execução e cura: a qualidade da mão de obra e o processo de execução são importantes, pois influenciam na homogeneidade e uniformidade de lançamento do concreto e no posicionamento da armadura. O cobrimento da armadura e a qualidade dessa camada externa do concreto influenciam na resistência à penetração de agentes agressivos que podem iniciar a corrosão do aço. Essa corrosão forma produtos expansivos que provocam fissuras no concreto(CEB-FIP, BULLETIN 183, 1992).

As fissuras devido a condições impostas externamente podem ter suas dimensões previstas na fase de dimensionamento da estrutura.

Na Tabela 3.1 são apresentadas algumas recomendações e normas para abertura máxima de fissura em concreto:

TABELA 3.1 - Abertura máxima de fissuras segundo diferentes normas para concreto em ambiente marítimo (mm)

Norma	Concreto armado	Concreto protendido	Comentários
NBR 6118 (1982)	0,1	--	para peças não protegidas (0,3 mm para peças protegidas)
NBR 6118 (revisão, 2000)	0,3	0,2	
ACI Committee 224R-90 (1996)	0,15	--	peças tracionadas de concreto armado sujeitas a ciclos de molhagem e secagem ou aspersão de água do mar
FIP (1985)	0,4	0,1	
CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993	0,1		onde há cargas fletoras (0,2 mm para outros casos)
EHE (1999)	0,1	Descompressão	em zona de maré (0,2 mm para demais casos).

HELENE (1993) demonstra que especificações de aberturas de fissuras menores nem sempre significa maior segurança. Deve-se analisar também as fórmulas utilizadas nas diversas normas. Por exemplo: a NBR 6118 indica valores menores de aberturas máximas de fissuras em relação a algumas normas estrangeiras, mas a formulação para calcular essas aberturas levam a valores menores que as formulações de normas estrangeiras.

3.3.2 Relação água/cimento

A relação a/c é uma das mais importantes características do concreto, devido a grande relação com sua resistência à compressão e sua permeabilidade. A Tabela 3.2 mostra algumas valores de relação a/c indicados por normas.

TABELA 3.2 - Relação água/cimento máxima segundo diferentes normas para concreto em ambiente marítimo

Norma	Concreto armado	Concreto protendido	Comentários
NBR 6118 (1982)	--	--	Não limita a relação a/c
NBR 6118 (revisão, 2000)	submersa	0,65	
	maré-resp.	0,45	
	aérea	0,55	
ACI Committee 318/318R (1996)	0,40		
BS 8110 (1997)	0,45		
DIN 1045 (1988)	0,50		adições de pozolana não são consideradas para a relação a/c.
FIP (1985)	0,45		preferível 0,40
PCI (1975)	0,45		preferível 0,42
CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993	0,50		com geada (0,55 quando não há geada)
EHE (1999)	submersa	0,50	para adições substituir A/C por A/(C+KF), sendo F=consumo de adição e K=coeficiente de eficácia. Cinza volante $K_{máx.}=0,3$ (0,5 com comprovação). Por segurança, considerar zona de respingo igual a zona de maré.
	maré	0,45	
	aérea	0,50	
Euro-código - proposta (ANDRA DE et al., 1999)	submersa	0,45	
	maré/resp.	0,40	
	aérea	0,50	

Algumas normas não consideram parte ou a totalidade da pozolana, sendo que outras normas não fazem restrições, dificultando a comparação desse parâmetro entre as normas em vigor.

3.3.3 Consumo de cimento

O consumo de cimento indicado por algumas normas é mostrado na Tabela 3.3.

TABELA 3.3 - Consumo mínimo de cimento (kg/m^3) segundo diferentes normas para concreto em ambiente marítimo

Norma		Consumo Mínimo kg/m^3	Comentários
NBR 6118 (1982)		300	traços definidos por dosagem não experimental
NBR 6118 (2000)		--	não apresenta restrições
BS 8110 (1997)		400	
FIP (1985)		400	para zona de respingo (outras zonas - 320 kg/m^3 para $D_{\text{máx.}} = 40 \text{ mm}$ e 360 kg/m^3 para $D_{\text{máx.}} = 20 \text{ mm}$)
PCI (1975)		370	
CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993		300	para adições substituir C por $(C+\alpha f)$, sendo f =consumo de adição e α =coeficiente de eficácia. Cinza volante - $\alpha_{\text{máx}} = 0,5$
EHE (1999)	submersa	325	para adições substituir C por $(C+KF)$, sendo F =consumo de adição e K =coeficiente de eficácia. Cinza volante $K_{\text{máx}}=0,3$ (0,5 com comprovação) e consumo mínimo de 250 kg/m^3 para concreto armado e 275 kg/m^3 para concreto protendido. Por segurança, considerar zona de respingo igual a zona de maré. Consumo máximo de 400 kg/m^3 .
	maré	350	
	aérea	300	
Euro-código - proposta (ANDRA DE et al., 1999)	submersa	300	
	maré/resp.	325	
	aérea	300	

O consumo de cimento é, entre as características do concreto aqui apresentadas, a característica do concreto de menor influência, pois é a relação a/c que apresenta grande relação com a porosidade do concreto.

3.3.4 Tipo de cimento

A Tabela 3.4 apresenta diversos tipos de cimento recomendados por norma.

TABELA 3.4 - Tipo de cimento recomendado segundo diferentes normas para concreto em ambiente marítimo

Norma	Tipo de cimento	Comentários
NBR 6118 (1982)	--	não apresenta recomendações
NBR 6118 (revisão, 2000)	CP III (alto forno)* CP IV (pozolânico)**	e adições de microssílica e cinza de casca de arroz. *NBR 5735 (1991) **NBR 5736 (1991)
ACI Committee 318/318R (1996)	ASTM Tipo II	$C_3A < 8\%$
DIN 1045 (1988)	Cimento Portland e Portland de alto forno	
FIP (1985)	Portland com moderado teor de C_3A , Portland com alto teor de escória (alto forno) e Portland pozolânico	além de adição de microssílica
PCI (1975)	ASTM Tipo II	$C_3A < 8\%$
CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993	CE III (alto forno) CE IV (pozolânico)	

O tipo de cimento é importante, pois o uso do cimento mais adequado pode corresponder a uma economia na execução de concreto armado quando se estabelece uma vida útil de projeto. Para ambientes marítimos alguns concretos favorecem a manutenção do meio ambiente. Como exemplo, pode-se citar o cimento Portland pozolânico, que utiliza cinza volante oriunda de resíduo industrial e diminui a quantidade de utilização de clínquer. Desta forma utiliza-se um material que normalmente polui o ambiente e se reduz a extração de minerais, contribuindo para uma utilização mais racional de suas reservas.

3.3.5 Resistência à compressão

Na Tabela 3.5 são apresentadas resistências mínimas recomendadas por algumas normas.

TABELA 3.5 - Resistência à compressão mínima (MPa) segundo diferentes normas para concreto em ambiente marítimo

Norma		Concreto armado	Concreto protendido	Comentários
NBR 6118 (1982)		9		
NBR 6118 (revisão, 2000)	submersa	20	25	os revisores reconhecem que resistência não é o parâmetro fundamental da durabilidade, porém indiretamente procuram assegurar vida útil através de uma linguagem bem conhecida no meio técnico
	maré-resp.	40	40	
	aérea	30	35	
ACI Committee 318/318R (1996)		50		
BS 8110 (1997)		50		
DIN 1045 (1988)		25		ensaio em cubo de 200 mm de aresta
FIP (1985)		32		para zonas de respingo, maré e submersa (24 MPa para zona aérea). 36 MPa quando houver abrasão.
EHE (1999)	submersa	30	35	Por segurança, considerar zona de respingo igual a zona de maré.
	maré	35		
	aérea	30		

A resistência a compressão é uma característica importante para a durabilidade do concreto armado, pois esta correlacionada com a permeabilidade do concreto.

3.3.6 Cobrimento da armadura

Os cobrimentos de normas e sugestões são apresentados na Tabela 3.6.

Normas mais antigas apresentam apenas cobrimento mínimo, ou seja, cobrimento que não pode ser menor que este valor ao executar uma estrutura de concreto armado. Normas mais novas apresentam valores nominais de cobrimentos, ou seja, o cobrimento mínimo acrescentado de um possível erro de execução, garantido assim o cobrimento mínimo.

TABELA 3.6 - Cobrimento (mm) segundo diferentes normas para concreto em ambiente marítimo

Norma		Cobrimento mm	Comentários
NBR 6118 (1982)		40	valor mínimo
NBR 6118 (revisão, 2000)	submersa	20	valor nominal para vigas e pilares. Diminuir 5 mm para lajes. Aumentar 5 mm para concreto protendido (valor igual para laje, viga e pilar).
	maré-resp.	45	
	aérea	35	
ACI Committee 318/318R (1996)		50	valor nominal
BS 8110 (1997)		50	valor nominal (tolerância de 10 mm)
DIN 1045 (1988)		40	valor nominal
FIP (1985)	submersa	50	valor nominal para elementos espessos ($e \geq 50$ cm). Aumentar 25 mm para cordoalhas e fios de protensão. Para elementos esbeltos, 1,5 vezes $D_{\text{máx}}$ do agregado ou 1,5 vezes o diâmetro nominal da armadura
	respingo	65	
	névoa		
PCI (1975)	submersa	50	valor mínimo, devendo prever uma tolerância, para elementos espessos ($e \geq 30$ cm). Par cordoalhas, bainhas, cabos e fios de protensão, 75 mm. Para elementos esbeltos, 2 vezes $D_{\text{máx}}$ do agregado ou 2 vezes o diâmetro nominal da armadura
	respingo	62,5	
	névoa		
CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993		40	valor mínimo. Acrescentar 5 mm a 10 mm para obter valor nominal.
EHE (1999)	submersa	35	valor mínimo para concretagem in situ. Para pré fabricados e lâminas diminuir 5 mm. Para $f_{ck} \geq 40$ MPa diminuir 5 mm. Para valor nominal acrescentar 0 mm para prefabricados com controle intenso; 5 mm para concretagem "in situ" com controle intenso e 10 mm para outros casos. Por segurança, considerar zona de respingo igual a zona de maré.
	maré	40	
	aérea	35	
Euro- código - proposta (ANDRA DE et al., 1999)	submersa	35 (*25)	valor nominal para concretagem in situ. * valor nominal para pré-moldados
	maré/resp.	30 (*25)	
	aérea	40 (*30)	

O cobrimento da armadura juntamente com a permeabilidade do concreto, que depende das características de execução do concreto (relação a/c, resistência à compressão, tipo de cimento, cura, etc.) e a agressividade do ambiente é que determina a vida útil de projeto de uma estrutura.

3.4 MODELOS DETERMINISTAS DE TRANSPORTE DE MASSA NO CONCRETO

Os modelos deterministas para o período de iniciação são baseados nos mecanismos de transporte de gases, massa e íons através da rede de poros do concreto.

3.4.1 Coeficiente de difusão

Os aspectos atômicos são apresentados nas leis de Fick. A equação 3.1 estabelece que a quantidade de material transportado, ou seja, o fluxo J de átomos por unidade de área na unidade de tempo, é proporcional ao gradiente de concentração dC/dx . A constante de proporcionalidade D_{ef} é o coeficiente de difusão efetivo.

$$J = - D_{ef} dC/dx \quad \text{logo} \quad (3.1)$$

O coeficiente de difusão D_{ef} pode ser expressa em cm^2/s , conforme análise das unidades mostrada abaixo:

$$\frac{\text{átomos}}{cm^2 \cdot s} = \frac{(cm^2 / s)(\text{átomos} / cm^3)}{cm}$$

O sinal negativo na equação 3.1 indica que o fluxo de átomos ocorre no sentido que diminui o gradiente de concentração.

Algumas observações podem ser feitas para o coeficiente de difusão (VAN VLACK, 1973):

- a velocidade de homogeneização (velocidade com que os átomos com diferentes concentrações em um meio tende a tornar essa concentração homogênea) diminui com a diminuição do gradiente de concentração;
- coeficientes de difusão são mais elevados em temperaturas mais elevadas, pois os átomos possuem maior energia para serem ativados de forma a ultrapassar a barreira de energia entre os átomos;

■ a difusão ocorre mais rapidamente através dos contornos dos grãos (ou interfaces entre o agregado e a pasta de cimento) em virtude das imperfeições inerentes a essa região.

Para uma condição de regime permanente, teremos $J = \text{cte}$, conforme Fig.3.3 (JASTRZEBSKI, 1987) e podemos escrever a equação 3.1 como:

$$J = - D_{ef} \frac{C_2 - C_1}{\Delta x} \quad (3.2)$$

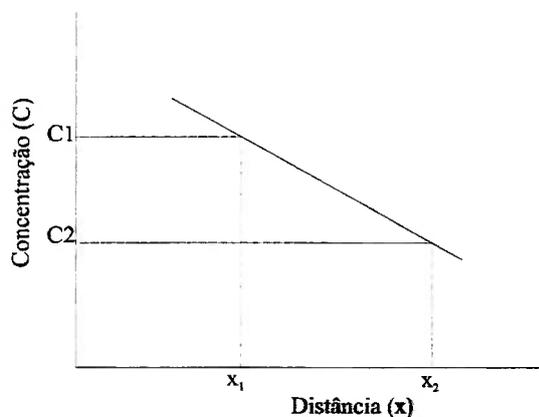


FIGURA 3.3 – Perfil de concentração em difusão de regime permanente (Jastrzebski, 1987)

Para uma condição de regime não permanente teremos um acúmulo de material em difusão, portanto $\partial C / \partial t \neq 0$.

Considerando um elemento de volume limitado por dois planos paralelos P_1 e P_2 , com uma área unitária e localizados a uma distância x e $x+dx$, conforme Fig.3.4. Vemos que o fluxo em $x+dx$ é :

$$J_{x+dx} + \frac{\partial(Jx)}{\partial x} dx = - D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} (D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x}) dx \quad (3.3)$$

e em x é:

$$J_x = - D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.4)$$

Subtraindo a equação (3.4) da equação (3.3) teremos:

$$J_{x+dx} + \frac{\partial(Jx)}{\partial x} dx - J_x = - D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} D_{ef} \left(\frac{\partial C}{\partial x} \right) dx + D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x}$$

$$\frac{\delta(Jx)}{\delta x} dx = - \frac{\delta}{\delta x} D_{ef} \left(\frac{\delta C}{\delta x} \right) dx \quad (3.5)$$

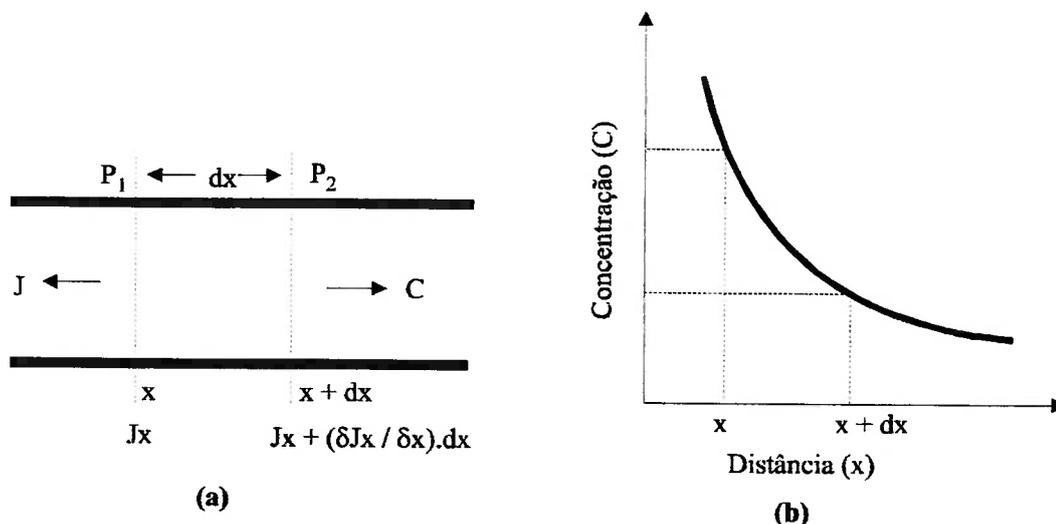


FIGURA 3.4 – Difusão em regime não permanente. a) Derivada da Segunda lei de Fick. b) Variação no perfil de concentração com a distância. (Jastrzebski, 1987)

Nota-se na Fig.3.4 que $\frac{\delta Jx}{\delta x}$ é igual a negativa razão de variação de concentração, ou seja:

$$\frac{\delta(Jx)}{\delta x} = - \frac{\delta C}{\delta x}$$

Assim obtemos a segunda lei de Fick:

$$\frac{\delta C}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta x} (D_{ef} \frac{\delta C}{\delta x}) \quad (3.6)$$

Assumindo D_{ef} constante para uma temperatura constante e não dependendo da composição, teremos:

$$\frac{\delta C}{\delta t} = D_{const} \frac{\delta^2 C}{\delta x^2} \quad (3.7)$$

A segunda lei de Fick permite determinar a concentração em função da posição e do tempo.

3.4.2. Modelos de previsão

A solução da equação (3.7) é obtida usando a transformada de Laplace e conhecidas condições de contorno. Por balanço de massa temos (OLLIVIER, 1998):

$$p \cdot \frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{\partial(Jx)}{\partial x} \quad (3.8)$$

onde p é a porosidade da pasta, ou a quantidade da água de poro quando a pasta está saturada, e portanto:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = (D_{ef} / p) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3.9)$$

logo:

$$D_{const.} = (D_{ef} / p) \quad (3.10)$$

Assim a solução da equação (3.7) considerando o coeficiente de difusão constante é:

$$C(x,t) = C_s - (C_s - C_0) \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{const.}t}} \quad (3.11)$$

onde:

$C(x,t)$ = concentração para um tempo t e distância x da interface;

C_s = concentração na interface do sólido ($x=0$), considerada constante;

C_0 = concentração inicial no sólido

$\operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const.}t}}\right)$ = função erro de Gauss

$$\operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const.}t}}\right) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{x/2\sqrt{D_{const.}t}} e^{-y^2} dy$$

Para uma certa concentração C_1^* , pode-se escrever a equação (3.11) da seguinte forma:

$$C_1^* = C_s - (C_s - C_0) \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const.}t}}\right)$$

$$C_1^* - C_0 = C_s - C_0 - (C_s - C_0) \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const.}t}}\right)$$

$$\frac{C_1^* - C_0}{C_s - C_0} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const} \cdot t}}\right) \quad (3.12)$$

Portanto, para um dado C_1^* qualquer

$$\frac{C_1^* - C_0}{C_s - C_0} = \text{cte}, \text{ teremos:}$$

$$\operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const} \cdot t}}\right) = \text{cte}, \text{ logo:}$$

$$\frac{x}{2\sqrt{D_{const} \cdot t}} = \text{cte} = K_1^* ;$$

$$x = K_1^* \cdot 2\sqrt{D_{const} \cdot t} \text{ e considerando:}$$

$$K_1^* \cdot 2\sqrt{D_{const}} = K \quad \text{teremos:}$$

$$x = K\sqrt{t} \quad (3.13)$$

A equação (3.13) é um modelo muito utilizado para prever o avanço da frente de ataque de um agente agressivo no interior do concreto como, por exemplo, o CO_2 e Cl^- (ANDRADE, 1992).

A constante K depende principalmente da concentração dos íons no meio externo, qualidade do concreto, temperatura e abertura e quantidade de fissuras (ANDRADE, 1992).

As equações (3.9) e (3.13) são sugeridas por HELENE (1993) para prever a profundidade de ataque de íons cloreto.

3.4.3 Influência da temperatura sobre o coeficiente de difusão

A equação de Arrhenius mostra a grande influência da temperatura sobre o coeficiente de difusão (JASTRZEBSKI, 1987):

$$D = A \cdot e^{-Ea/RT} \text{ onde}$$

A = fator de frequência;

Ea = energia de ativação para ocorrer a difusão;

R = constante de gas;

T = temperatura absoluta em graus Kelvin.

A e Ea podem variar com a composição do concreto mas são independentes da temperatura. Seus valores podem ser obtidos experimentalmente através do gráfico $(\ln D) \times (1/T)$ onde a tangente é igual a $-Ea/R$:

$$\frac{d(\ln D)}{d(1/T)} = \frac{-Ea}{R} \quad \text{que pode ser escrita da seguinte forma:}$$

$$Dl = D_0.e^{-k\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad \text{onde} \quad (3.14)$$

Dl = difusividade efetiva à temperatura T ;

D_0 = difusividade efetiva à temperatura T_0 ;

K = constante da reação;

T, T_0 = temperaturas em $^{\circ}\text{K}$

PAGE et al.(1981) realizou ensaios de difusão de íons cloreto com variação da temperatura, confirmando a grande importância da equação de Arrhenius.

3.4.4. Carbonatação

Como modelo para previsão da velocidade da frente de carbonatação, pode ser expresso, segundo a primeira lei de Fick, da seguinte forma:

$$c_{CO_2} = c_0 + k_{CO_2} \sqrt{t} \quad (3.15)$$

onde:

c_{CO_2} = espessura da camada carbonatada, em mm;

c_0 = espessura da camada carbonatada ao início da medição;

k_{CO_2} = constante que depende das condições de exposição e das características do concreto, em $\text{mm/ano}^{1/2}$;

t = tempo de exposição ao CO_2 , em anos.

A constante k_{CO_2} é que expressa os muitos valores ligados à qualidade e resistência do concreto, como tipo de cimento, proporções dos materiais empregados, relação água cimento, entre outros, dependendo ainda da umidade relativa do ambiente (ANDRADE, 1992).

Esse modelo só apresenta boa precisão após 10 anos, pois para períodos menores o expoente de t pode ser diferente de $1/2$. Segundo SMOLCZYK (1968), essa relação

pode não trazer bons resultados em situações em que os fatores mutáveis com o tempo assumem maior importância como, por exemplo, a variação da porosidade em relação ao grau de hidratação e ao conteúdo de umidade do concreto. Para TUUTTI (1982), apesar das inúmeras variações propostas, essa relação continua sendo a mais utilizada para prever a profundidade da frente de carbonatação, opinião compartilhada por HELENE (1981) que já apresentava esse modelo.

Muitos modelos têm sido propostos nos últimos anos para estimar o valor da constante k_{CO_2} , entre os quais o de PAPADAKIS et al. (1991):

$$(k_{CO_2})^2 = (D_{e,CO_2}^c [CO_2]^0) / ([CA(OH)_2]^0 + 3[CSH]^0 + 3[C_3S]^0 + 2[C_2S]^0) \quad (3.16)$$

onde

D_{e,CO_2}^c : difusibilidade efetiva em m^2/s ;

$[CO_2]^0$, $[CA(OH)_2]^0$, $[CSH]^0$, $[C_3S]^0$, $[C_2S]^0$: concentração inicial desses compostos, ou seja, após o tempo de cura úmida, sendo a primeira em mol por unidade de volume de ar de poros, as restantes, em mol por unidade de volume de concreto. Todas são estabelecidas por balanço de massa.

Para aplicação desse modelo é necessário conhecer a composição química do cimento, a composição do concreto, como os valores das relações água/agregado e água/cimento e a concentração de CO_2 e umidade relativa da atmosfera. Esse modelo apresenta um certo grau de dificuldade na aplicação de construções existentes pois necessita de uma memória de execução muito boa, além de características do meio ambiente, as quais variam sazonalmente. O modelo apresenta bons resultados para ambientes com umidade relativa entre 50 e 90%, sendo que abaixo de 50% o modelo não leva em conta o efeito da falta de água para dissolução dos compostos que irão reagir, obtendo-se resultados bastante desfavoráveis (PAPADAKIS et al., 1991).

SMOLCZYK (1969) apresentou o seguinte modelo:

$$k_{CO_2} = a \cdot (1/(B)^{1/2} - 1/(B_G)^{1/2}), \text{ onde:} \quad (3.17)$$

a = constante de velocidade;

B_G = menor resistência à compressão com a qual o concreto não sofre carbonatação;

B = resistência à compressão inicial.

Para concretos com desenvolvimento lento da resistência à compressão, mas de valor alto para resistência à compressão para idades maiores, o valor de **B** é admitido como:

$$B^{-1} = B_{\infty}^{-1} + (B_w^{-1} - B_{\infty}^{-1}) \cdot (n \cdot t_w) \cdot (t + n \cdot t_w)^{-1} \quad (3.18)$$

sendo :

B_∞ = resistência à compressão final;

B_w = resistência à compressão após cura;

t_w = tempo de cura em água;

n = fator de retardamento;

t = tempo de carbonatação.

Devido a esse fato, a diferença da profundidade de carbonatação entre um cimento Portland comum e um cimento Portland com mistura, como por exemplo, o cimento com escória, pode diminuir com o tempo, conforme o modelo proposto por SMOLCZYK (1969). Comportamento similar foi observado em uma pesquisa realizada na UFRGS (1994).

Outro modelo para estimar a profundidade da frente de carbonatação é o apresentado no CEB-FIP Model Code 90-BI 213/214 (1993), o qual relaciona a difusibilidade do **CO₂** na pasta com sua resistência à compressão:

$$(c_{CO_2})^2 = 2D_{CO_2}(Ca/Cc) t ; \quad (3.19)$$

ou seja $(k_{CO_2})^2 = 2D_{CO_2}(Ca/Cc)$, onde :

c_{CO₂} = espessura da frente de carbonatação no tempo, em m;

D_{CO₂} = coeficiente de difusão do **CO₂** no concreto, em m²/s;

Ca = concentração de **CO₂** no ar, em g/m³;

Cc = quantidade de **CO₂** necessária para carbonatar uma unidade de volume do concreto, e, g/m³;

t = tempo, em segundos.

Sendo que o valor de D_{CO_2} pode ser estimado para ambiente em condições constantes de aproximadamente 20°C e umidade relativa de 65%, através da seguinte formulação (CEB- BI 213/214, 1993):

$$\log (D_{CO_2} / D_{CO_2,O}) = - 0,5 f_{ck} / f_{cko} \quad (3.20)$$

onde:

$$D_{CO_2,O} = 10^{-6,5} \text{ (m}^2\text{/s)},$$

$$f_{cko} = 10 \text{ MPa.}$$

Para ambientes em condições diferentes, o modelo não é preciso, como por exemplo no caso de elemento de concreto exposto a chuvas, em que o coeficiente de difusão é bem menor (CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993).

Para concreto normal, situado em ambiente padrão o valor sugerido para Ca/Cc é de 8×10^{-6} (CEB-FIP, BULLETIN 213/214, 1993).

Normalmente os modelos apresentam uma previsão de frente de carbonatação superior à real. Este fato, observado em estruturas antigas, se deve à dificuldade de se prever, nesses modelos, o efeito da variação do grau de saturação em estruturas expostas à chuva ou sujeita à variação da umidade relativa e temperatura do ar, além da variação da concentração de CO_2 do ambiente (KAZMIERCZAK, 1995).

Outro modelo, apresentado por MEYER (1987) após 20 anos de experimentos em laboratório e muitos anos de observação em estruturas, mostra uma avaliação para até 50 anos, sendo necessário o conhecimento da dosagem, cura e as condições ambientais. O nomograma da Fig.3.5 é utilizado para esse fim, em concreto com cura úmida de três dias.

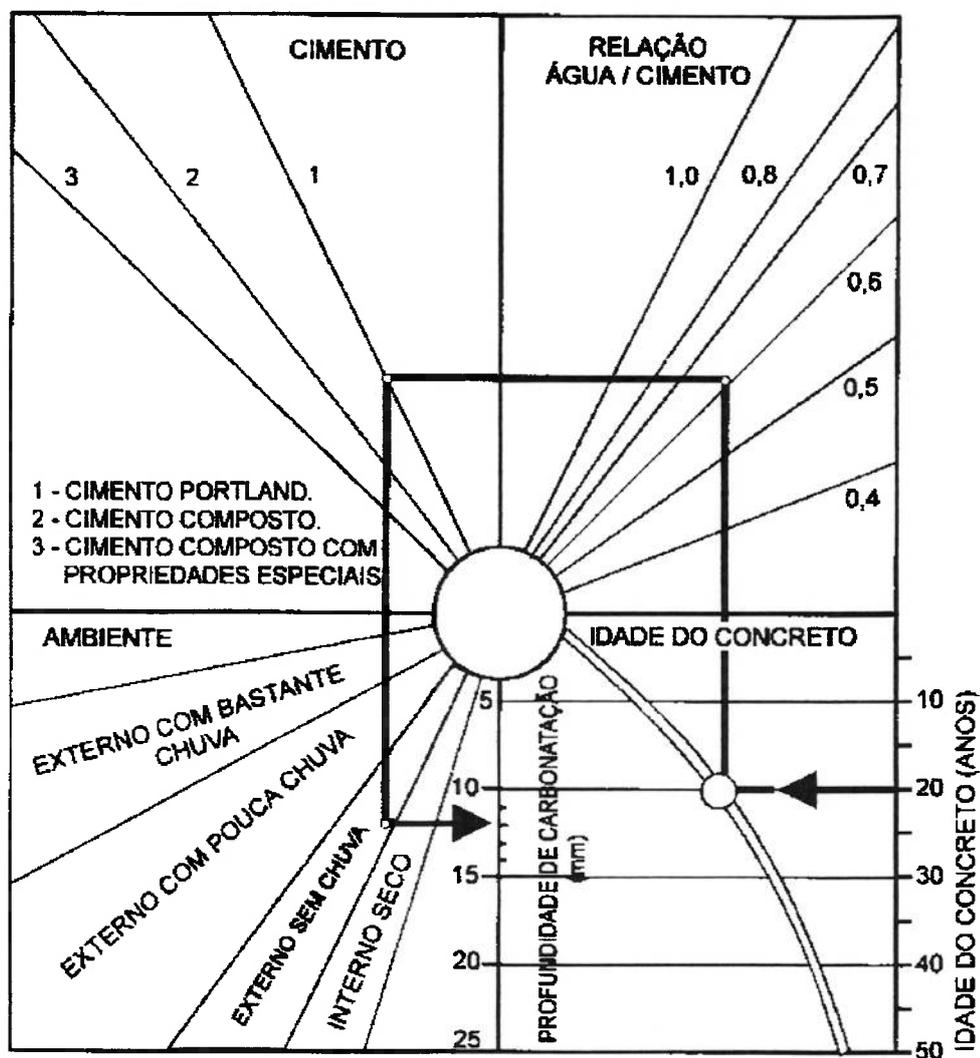


FIGURA 3.5 - Nomograma para estimar a profundidade de carbonatação (MEYER, 1987)

A Fig.3.6 apresenta um ábaco sugerido por HELENE (1994) para determinação da espessura mínima de cobrimento da armadura quanto ao ataque por carbonatação em componentes estruturais de concreto expostos à intempérie e levando em conta a resistência característica do concreto, tempo de exposição e tipo de cimento.

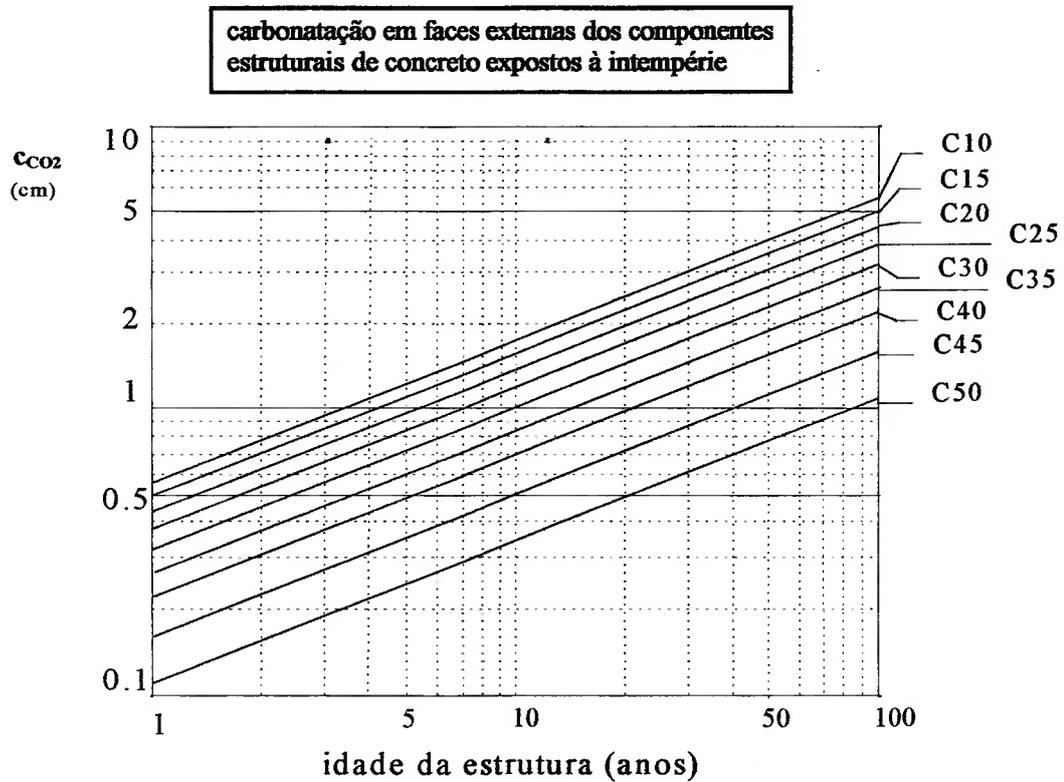


FIGURA 3.6 - Ábaco para obtenção da espessura de cobertura às armaduras (c_{CO_2}) em função do ambiente, da classe de f_{ck} do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Para cimentos Portland com escórias de alto forno ou pozolanas as espessuras mínimas características de cobertura de concreto à armadura devem ser aumentadas em pelo menos 20% e 10% respectivamente. (HELENE, 1994)

Nota-se a existência de uma grande variedade de modelos de difusão de CO_2 , sendo alguns de fácil utilização. O maior desafio atualmente é saber qual desses modelos se adapta melhor à análise de um determinado ambiente e tipo de concreto, pois muitos modelos são desenvolvidos em laboratório, sendo necessária uma aferição em obras existentes ("in loco") em diversos ambientes.

3.4.5 Cloretos

Para cálculo da espessura mínima de cobertura HELENE (1994) apresenta a seguinte formulação, quanto ao ataque por cloretos:

$$e_{Cl} = 2 \cdot (z) \cdot (D_{const.Cl} \cdot t)^{1/2} \quad \text{onde:} \quad (3.21)$$

e_{Cl} : espessura em cm;

$D_{const.Cl}$: coeficiente efetivo de difusão, ou difusividade do concreto em questão, em cm^2/ano ;

t : vida útil, em anos ;

z : valor da função de erro de Gauss,

sendo:

$$erf(z) = 1 - (C_{eCl} - C_O) / (C_S - C_O); \quad \text{ou} \quad (3.22)$$

$$erf(z) = (C_S - 0,30) / (C_S - 0,02) \quad \text{onde:} \quad (3.23)$$

C_{eCl} : concentração de cloretos na profundidade e_{Cl} , no tempo t ;

C_O : concentração inicial de cloretos no interior do concreto do componente estrutural;

C_S : concentração de cloretos na superfície do componente estrutural de concreto, admitida constante;

$erf(z)$: função de erro de Gauss.

Pode-se adotar os seguintes valores de C_S : 1% para concreto submerso em água do mar, 1,2% para concreto sujeito a respingo de maré e 0,33% para concreto em atmosfera marinha ou industrial (HELENE, 1994). Nota-se que a formulação pela lei de Fick e HELENE (1994) são função de $(t)^{1/2}$, sendo que esse pesquisador apresenta um modelo para o fator k . HELENE (1994) sugere ainda o ábaco da Fig.3.7 para o dimensionamento da espessura de concreto de cobertura da armadura para ambiente marítimo em zona de respingo.

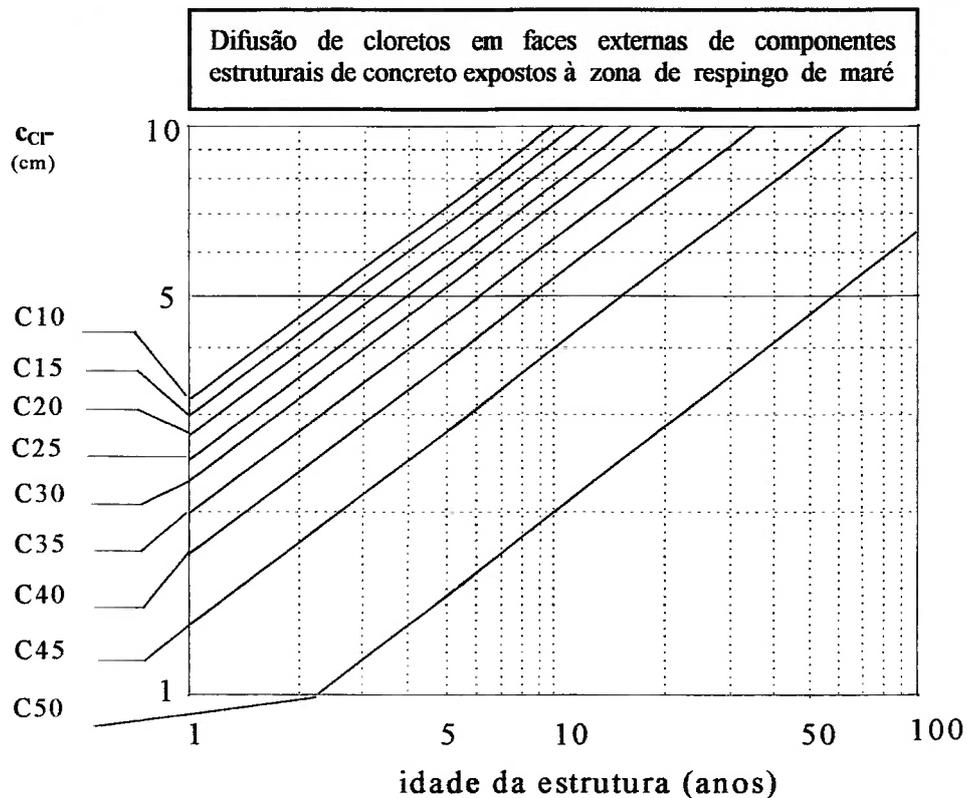


FIGURA 3.7 - Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras (c_{Cl-}) em função do ambiente, da classe de f_{ck} do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Caso sejam utilizadas adições de pelo menos 8% de microssilica ou empregados cimentos Portland com teor de $C_3A \geq 12\%$, as espessuras mínimas características de cobrimento à armadura podem ser reduzidas em pelo menos 20%. (HELENE, 1994)

PREZZI et al. (1996) mostram que o coeficiente de difusão varia em função da porosidade do concreto, portanto com a profundidade em relação à superfície livre do elemento de concreto armado. Logo, deve-se considerar um perfil no qual o coeficiente de difusão varia. Salienta a pesquisa que o fluxo de cloretos é controlado pela concentração desses íons livres nos poros do concreto.

O valor do coeficiente de difusão para uma determinada profundidade (D_x) é obtido através da equação de Newton-Raphson e da segunda lei de Fick:

$$D_{i+1} = D_i + \frac{C(D_i) - C_M}{C_D(D_i)} \quad \text{onde} \quad (3.24)$$

D_{i+1} = novo coeficiente de difusão estimado;

D_i = estimativa inicial do coeficiente de difusão;

C_M = concentração de cloretos na solução de poro medida a distância x da superfície do elemento estrutural;

$C(D_i)$ = valor obtido com solução da equação da segunda lei de Fick;

$C_D(D_i)$ = valor da derivada da equação da segunda lei de Fick;

sendo:

$$C(D_i) = C_0 + (C_s - C_0) \cdot \text{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_i \cdot t}} \right) \quad (3.25)$$

$$C_D(D_i) = \delta C / \delta D$$

$$C_D(D_i) = (C_s - C_0) \frac{1}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot t}} \exp \left\{ -\frac{x^2}{4 \cdot t \cdot D_i} \right\} \frac{x}{\sqrt[3]{D_i}} \quad (3.26)$$

Quando $C(D_i)$ aproximadamente igual a C_M , considerar $D_{i+1} = D_x$, sendo D_x o coeficiente de difusão na profundidade x em relação à superfície livre do elemento estrutural.

Observa-se que o coeficiente de difusão obtido dessa forma não refere-se ao valor do coeficiente de difusão da profundidade x e sim da espessura desde a superfície livre do elemento estrutural até a profundidade x para a qual está se analisando. Ao usar a eq. 3.25 também considera o valor do coeficiente de difusão, para a espessura analisada, constante em relação ao tempo t .

MANGAT e MOLLOY (1992) apresenta uma relação empírica em que o coeficiente de difusão diminui com o tempo:

$$D_c = D_i \cdot t^{-m} \quad (3.27)$$

sendo:

t – tempo em s;

m – coeficiente empírico;

D_i – coeficiente de difusão efetivo para $t = 1s$.

Em ensaios com concreto variando de relação a/c de 0,40 à 0,58 os valores de D_i e m foram obtidos por análise de regressão obtendo valores de $7,08 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/s$ à $2,67 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/s$ e 0,44 à 0,86 respectivamente.

Levando em consideração a variação do coeficiente de difusão com o tempo a equação (3.9) passa a ser a seguinte:

$$C = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{\sqrt{\frac{D_i}{1-m} t^{1-m}}} \right) \right) \quad (3.28)$$

A fixação de íons cloreto pode ser um fator importante a considerar no processo de difusão.

Os mecanismos de fixação dos íons cloretos na pasta de concreto endurecido podem ser os seguintes (HJORTH, 1983):

- Silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) podem adsorver ou incorporar os íons cloreto em sua estrutura;
- Pasta de cimento com escória de alto forno ou material pozolânico de boa qualidade, além de refinar os poros do concreto, podem fazer parte da reação, explicando a grande redução na penetração dos cloretos. Essas adições formam produtos C-S-H ligeiramente diferentes dos produzidos pelo cimento Portland comum;
- O C_3A e os aluminatos de cálcio hidratados podem reagir com os íons cloretos formado produtos como o sal de Friedel ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$) e no caso de altos teores de cloretos formam-se tricloretos hidratados ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaCl_2 \cdot 32H_2O$). Analogamente a reação com C_4AF pode formar cloroferrito de cálcio ($3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$);
- Devido a maior estabilidade da etringita e do monossulfato ($C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 10H_2O$) em relação ao sal de Friedel, o sulfato, normalmente presente no cimento, pode reagir com aluminato tricálcico durante a hidratação, deixando apenas pequenas quantidades de C_3A para reagir com os cloretos, sendo que o cimento tem que conter mais que 8% de C_3A para fixar íons cloreto;

- Pelo mesmo motivo citado acima, a contaminação de sulfatos no concreto pode liberar íons cloreto transformando sal de Friedel em etringita, sendo esse fato também mencionado por MATHER (1992).

ROBERTS (1962) conclui que uma adição de CaCl_2 em um concreto apresentará maior teor de íon cloreto livres quando tiver:

- Menor teor de Al_2O_3 e Fe_2O_3 ;
- Maior relação $\text{Fe}_2\text{O}_3 / \text{Al}_2\text{O}_3$;
- Maior quantidade de gipsita;
- Maior quantidade de alcalis livres (NaOH e KOH).

RASHEEDUZZAFAR (1992) também salienta que os alcalis inibem a fixação de íons cloreto, mas que o aumento do teor de OH^- na solução do poro e conseqüentemente a diminuição da relação Cl/OH^- resulta em um benefício maior, diminuindo o risco de corrosão.

Pode-se notar que a influência da relação $\text{Fe}_2\text{O}_3 / \text{Al}_2\text{O}_3$ tem efeito contrário quando comparada a ação dos íons cloreto e os íons sulfato.

A carbonatação do concreto endurecido também é causa da liberação de cloretos já fixados, aumentando o risco de corrosão do aço (NEVILLE, 1995).

Segundo AL-HUSSAINI (1990), considerando uma adição de até 2% de íons cloreto em relação a massa de cimento Portland comum em argamassa, tem-se mais íons cloreto livres com NaCl do que com CaCl_2 , o que também foi constatado por ARYA et al. (1990) para adições de 0,5% e 1% de Cl . AL-HUSSAINI (1990) verificou que o pH das argamassas com adição de NaCl ficou mais baixo que o das argamassas com adição de CaCl_2 (comparando argamassas de mesmo teor de íons cloreto). TRITTHART (1989), além de maiores teores de Cl livre, encontrou maiores teores de OH^- em adições de NaCl , mas com uma relação Cl / OH^- maior que a encontrada com adição de CaCl_2 .

Temperaturas maiores também aumenta o teor de cloretos livres na água de poro, sendo esse efeito maior em concreto executado com cimento contendo alto teor de C_3A (ROBERTS, 1962) (HUSSAIN, 1993) e baixa concentração de cloretos

adicionados durante a mistura (HUSSAIN, 1993). HUSSAIN ainda observou uma diminuição no teor de OH^- com o aumento da temperatura, provocando um aumento da relação $\text{Cl}^- / \text{OH}^-$, conseqüentemente, maior risco de corrosão. No caso de estruturas expostas ao sol a temperatura superficial pode ser significativamente maior que a temperatura ambiente (NEVILLE, 1995)

Devido a esses vários fatores, segundo NEVILLE (1995) o teor de cloretos fixados na pasta de concreto pode variar de 80% até bem abaixo de 50% em relação aos cloretos totais.

OLLIVIER et al.(1997) apresentam a segunda lei de Fick da seguinte forma:

$$\frac{\delta C}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta x} \left(D_{ef} \frac{\delta C}{\delta x} \right) = D_{const.Cl^-} \frac{\delta^2 C}{\delta x^2} \quad (3.29)$$

A validade dessa equação é assumida quando:

- O coeficiente de difusão é assumido como constante através do material, ou seja, o coeficiente é totalmente independente da concentração de íons. Se isso é válido, o coeficiente de difusão é uma constante e pode ser chamado coeficiente de difusão efetivo, sendo que:

$$D_{const.Cl^-} = D_{ef} / p \quad \text{onde:} \quad (3.30)$$

p = porosidade do material;

- no processo de penetração, os íons cloreto não interagem com a pasta de cimento hidratada.

Sendo assim, a solução dessa equação, considerando o elemento submerso em uma solução de concentração c_1 e para uma inicial concentração c_0 , será:

$$C(x,t) = C_1 + (C_1 - C_0) \left[1 - \text{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{const.Cl^-} t}} \right) \right] \quad (3.31)$$

O processo de fixação de cloretos pode ser descrito por interação isotérmica que dá a variação de cloretos fixos como uma função da concentração de cloretos livres no poro da solução. Sendo a interação isotérmica experimentalmente determinada, a equação 3.29 pode ser modificada de acordo com o processo de fixação:

$$\frac{\delta.C}{\delta.t} = \frac{D_{ef}}{p + (1-p)\rho_s} \frac{\delta^2.C}{\delta.C_b \delta.x^2} \quad \text{onde:} \quad (3.32)$$

$$\frac{\delta.C_b}{\delta.C} = \text{tangente da curva isotérmica;}$$

ρ_s = massa específica do concreto;

C_b = concentração de cloretos fixos e normalmente expresso por unidade de massa de pasta seca;

C = concentração de cloretos livres expressa por unidade de volume da solução.

Se a interação isotérmica é linear, a Segunda lei de Fick pode ser expressa como:

$$\frac{\delta.C}{\delta.t} = D_a \frac{\delta^2.C}{\delta.x^2} \quad \text{onde:} \quad (3.33)$$

D_a = coeficiente de difusão aparente (considerando apenas os cloretos livres).

O valor do coeficiente de difusão aparente é uma constante somente se o coeficiente de difusão efetivo é constante e a interação isotérmica é linear. Nesse caso, o coeficiente de difusão aparente é similar ao $D_{const.CI}$ da equação (3.29).

A equação (3.33) é de simples utilização, pois basta conhecer perfil de penetração de íons cloreto livres em uma idade conhecida e a concentração de íons na superfície externa, similar ao modelo de HELENE(1994). O mesmo pesquisador (HELENE, 1993) sugere uma medição do teor de cloretos na superfície externa da estrutura nos primeiros 5 mm do concreto. Outro método seria medir dois perfis em idades diferentes, conforme GJORV (1994), que considera as seguintes condições de contorno e para a solução da equação de Fick apresentada abaixo:

$$Cx = 0 \text{ para } t = 0, \quad 0 < x < \infty$$

$$Cx = C_0 \text{ para } x = 0, \quad 0 < t < \infty$$

$$Cx = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{const.CI} \cdot t}} \right] \quad \text{onde} \quad (3.34)$$

Cx = concentração de cloretos na profundidade x

C_0 = concentração de cloretos na superfície

x = profundidade

t = tempo

$D_{const.}$ = coeficiente de difusão efetivo

erf = função erro de Gauss

C_0 e $D_{const. Cl^-}$ são obtidos por análise de regressão não linear através da variação dos teores com a profundidade

No caso de considerar a fixação de íons cloreto deve-se substituir o coeficiente de difusão efetivo $D_{const. Cl^-}$ por coeficiente de difusão aparente D_a .

Observa-se que existem muitos fatores a serem considerados na difusão de cloretos. Os modelos citados acima, para difusão de cloretos, não apresentam contradições e sim consideram diferentes fatores na variação do coeficiente de difusão.

Portanto, para cada ambiente, deve-se investigar que fatores são importantes para a análise de vida útil de uma estrutura. Como exemplo, pode-se citar ambiente marítimo com uma grande variação sazonal de temperatura e outro ambiente com pouca variação sazonal de temperatura: no ambiente com muita variação deve-se obter o coeficiente de difusão para cada estação do ano e após uma média anual desses coeficientes; e no ambiente com pouca variação sazonal pode-se considerar apenas uma temperatura média para obter o coeficiente de difusão.

3.4.6 Sulfatos

Para avaliar se há ou não contaminação do concreto por sulfato através de uma adição durante a sua execução ou penetração do meio ambiente após sua cura, deve-se conhecer o teor de gesso do cimento utilizado e o seu consumo (ANDRADE, 1992). Por exemplo: um concreto com massa específica de 2300 kg/m³, consumo de cimento de 350 kg/m³ e com um teor máximo de gesso de 3%, deverá ter um teor máximo de sulfato, em forma de gesso, de 0,46% por peso de concreto. Nesse mesmo exemplo, calculando pelo peso atômico do SO_4 , conforme o teor de sulfato por peso de concreto resulta em: $3\% \times 0,706 \times 350 / 2300 = 0,322\%$. Calculando pelo peso atômico do SO_3 (ALVES, 1982) o teor de sulfato em relação a esse elemento será: $3\% \times 0,588 \times 350 / 2300 = 0,268\%$.

GUIMARÃES (1997) apresentou medições em zona de maré de uma estrutura marítima, sendo que para os valores que foram obtidos (máximo de 0,7% de íons sulfato livres em relação a massa de cimento na camada mais externa) não foram encontradas evidências de ataque através de exame visual.

PRUDÊNCIO (1993a) realizou ensaios com corpos de prova de 75 mm de diâmetro e 35 mm de altura extraídos de placas de teste com concreto projetado e da própria estrutura em execução durante seu trabalho. Com exceção de um dos topos as demais superfícies foram revestidas com cera. As amostras foram posteriormente colocadas em tanques contendo solução de 50 g/l de Na_2SO_4 . Foram retiradas amostras com idades de 19, 55 e 124 dias e determinados os perfis de difusão seguindo as recomendações da ASTM C 114 para determinar os teores de íons sulfato. Analisando os resultados PRUDÊNCIO (1993a) obteve o seguinte modelo para difusão de íons sulfato:

$$c_{\text{SO}_4} = K_1 (t)^{0,33} + K_2 \quad \text{sendo:} \quad (3.35)$$

c_{SO_4} = profundidade da frente de ataque;

K_1 e K_2 = constantes que dependem das condições de exposição e das características do concreto;

t = tempo de avanço da frente de ataque..

Esse foi o único trabalho obtido na bibliografia pesquisada que apresenta um modelo de difusão de íons sulfato obtidos por ensaios em corpos de prova de concreto. Os demais trabalhos relacionam apenas as variações das características físicas do concreto com o ataque de sulfatos.

Talvez isso ocorra devido a baixa intensidade de ataque de sulfatos ao concreto armado exposto a ambiente marítimo, prevalecendo a intensidade de ataque dos íons cloreto.

Por outro lado é muito utilizado, na difusão de íons e gás, o modelo:

$$C_{\text{agente agressivo}} = K_1 (t)^{0,5} + K_2 \quad (3.36)$$

Sendo assim, na falta de mais pesquisas, deve-se utilizar o modelo que proporcione maior segurança.

3.5 COMENTÁRIOS

Nos últimos anos, normas de diversos países tem recomendado cuidados nas fases de projeto, execução e manutenção das estruturas de concreto. Muitos modelos de vida útil baseados em transporte de massa também foram desenvolvidos por pesquisadores de diversos países.

As normas, assim como os modelos desenvolvidos apresentam aparentemente algumas divergências, sendo que devemos ter em conta que essas normas e modelos tem a influência da experiência local: os materiais e técnicas de execução do concreto podem apresentar muitas diferenças de um país para outro, além das diferenças de clima.

No próximo capítulo são descritos o planejamento da pesquisa e os métodos utilizados visando obter um modelo de vida útil para o ambiente e obra pesquisada. Também são apresentados os resultados dessa pesquisa, permitindo uma posterior análise das normas e modelos aqui apresentados, quanto a validade dessas para os tipos de materiais e técnicas de execução do concreto utilizado e o ambiente onde se localiza os elementos estruturais pesquisados.

CAPÍTULO IV EXPERIMENTO

4.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O planejamento, com descrição dos métodos para estudar o desempenho do concreto em ambiente marítimo na região do extremo sul do Brasil, seguindo em parte as recomendações da ASTM C 823-95- Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions, é dividido conforme descrição a seguir.

4.1.1 Características da obra pesquisada e de seu ambiente

As etapas da pesquisa descritas abaixo tem a finalidade de caracterizar a obra quanto aos materiais e técnicas de execução e o ambiente em que esta estrutura está inserida. Essa caracterização tem como objetivo determinar em que condições podemos utilizar o modelo de vida útil proposto nesta pesquisa e permitir comparações com os dados obtidos na revisão bibliográfica:

- Localização da obra de concreto a ser pesquisada: localização da obra com o auxílio de mapas;
- Descrição do meio ambiente em que a obra está localizada: descrição através de bibliografia de meio ambiente similar e estudos específicos da água e atmosfera do ambiente local;
- Descrição da estrutura pesquisada: descrição dos principais elementos da estrutura em estudo, inclusive com auxílio de plantas;
- Escolha e descrição dos elementos estruturais pesquisados: apresentação das justificativas da escolha e descrições dos elementos estruturais pesquisados;
- Pesquisa dos materiais utilizados na obra: descrição dos materiais utilizados para execução dos elementos estruturais pesquisados através de pesquisa nos relatórios da obra e entrevistas com responsáveis pela fiscalização e execução da obra;

- Pesquisa de detalhes construtivos: descrição do traço do concreto e aspectos técnicos da dosagem, mistura, lançamento, cura e desforma através de pesquisa nos relatórios da obra e entrevistas com responsáveis pela fiscalização e execução da obra.

4.1.2 Características atuais do concreto

As etapas descritas a seguir tem a finalidade de caracterizar o concreto na sua idade atual, ou seja, aproximadamente 20 anos, com o objetivo de pesquisar seu comportamento durante esse tempo de serviço, confirmar algumas informações obtidas em relatórios redigidos na época da execução da obra e obter outras características essenciais para a avaliação do desempenho frente ao ataque do meio ambiente:

- Retirada de testemunhos para ensaios físicos: extração de testemunhos de 4" de diâmetro seguindo as recomendações da ASTM C 42-94 que exige diâmetro mínimo de duas vezes o diâmetro máximo do agregado, enquanto que a NBR 7680 (1983) exige no mínimo um diâmetro de três vezes o maior diâmetro do agregado;
- Ensaio de resistência a compressão: ensaio realizado segundo a NBR 5739 (1980);
- Ensaio para determinação do módulo de deformação estática: ensaio realizado segundo a NBR 8522 (1984);
- Ensaio para determinação da massa específica e índice de vazios: com a necessidade de conhecer as massas específicas dos concretos pesquisados são realizados ensaios conforme o método Argamassa e Concreto Endurecido-Determinação da absorção de água por imersão-Índice de vazios e massa específica-NBR 9778 (1987);
- Ensaio para determinação da absorção capilar: com a finalidade de caracterizar o concreto pesquisado é realizado o ensaio de absorção capilar conforme a NBR 9779 (1987).

4.1.3 Estado de conservação e intensidade do ataque do ambiente

As etapas descritas a seguir visam obter informações sobre o estado de conservação dos elementos estruturais pesquisados e a intensidade do ataque do ambiente marítimo de forma a permitir a formulação de modelo de vida útil do concreto armado para o ambiente, materiais e técnicas de execução similares ao concreto em estudo:

- Exame visual do estado de conservação dos elementos estruturais pesquisados: realização de exames visuais nos elementos pesquisados observando seu estado quanto a lixiviação, eflorescências, fissuras, lascamento, perda de argamassa na superfície, superfície áspera, manchas de oxidação do aço e outras observações importantes com auxílio de tabela própria para anotações das informações;
- Retirada de material para ensaios químicos: junto aos pontos de extração dos testemunhos é retirado material em forma de pó com martelo. Esse possui dispositivo para aspirar e armazenar o material extraído além de dispositivo de regulação de profundidade de extração;
- Ensaio de profundidade de carbonatação através de solução de contraste: determinação da profundidade da frente de carbonatação utilizando as seguintes soluções químicas de contraste (HELENE, 1981):
 - i. solução de fenolftaleína: dissolve-se 1 g de fenolftaleína em 50 cm³ de etanol e acrescenta-se água destilada até 100 cm³;
 - ii. solução de timolftaleína: dissolve-se 0,4 g de timolftaleína em 600 cm³ de etanol e acrescenta-se água destilada até 1000 cm³.

Em um meio de pH inferior a 8,3 a solução de fenolftaleína é incolor e para um pH superior a 10,0 a solução apresenta-se na cor vermelho carmin.

A solução de timolftaleína, em um meio de pH inferior a 9,3 apresenta-se incolor, e para um pH superior a 10,5, a solução apresenta-se na cor azul.

Para identificação da frente de carbonatação é realizado o seguinte procedimento quando realizado no furo da extração de testemunhos: para não haver interferência da água utilizada na extração dos testemunhos, somente

24 horas após essa extração, com o auxílio de uma marreta de 1,5 kg e uma talhadeira, é lascada a borda de um lado do furo e, com aspersão da solução de fenolftaleína, determina-se a profundidade de carbonatação. Logo a seguir é lascada a borda do outro lado do mesmo furo e realizada a aspersão da solução de timolftaleína e medida a profundidade de penetração da frente de carbonatação. Quando a medição é realizada nos furos de extração de material para análise química os ensaios podem ser realizados logo após a extração desse, sendo que os ensaios com solução contendo fenolftaleína e solução contendo timolftaleína não são realizados no mesmo furo. Para a medição dessa profundidade utiliza-se um paquímetro digital.

A profundidade onde a fenolftaleína passa da cor vermelha para incolor (pH ao redor de 9,5) pode ser até mais de seis milímetros menor que a profundidade correspondente a um pH de 11 (OLLIVIER, 1998). KAZMIERCZAK et al. (1993) observaram que, para pequenas profundidades de carbonatação, o uso de soluções indicadoras de pH não apresentam boa precisão;

- Medições de potencial, corrente de corrosão e resistividade do concreto: um único tipo de ensaio não é seguro para uma avaliação do estado das armaduras, como por exemplo, segundo LOPEZ et al. (1993), uma baixa resistividade não significa que sempre teremos uma taxa de corrosão alta, pois se tivermos os poros do concreto endurecido quase saturados, podemos ter uma resistividade alta e uma taxa de corrosão baixa devido a dificuldade de penetração do oxigênio. Por isso devemos realizar mais de um ensaio para podermos descrever com mais precisão o estado em que se encontra a armadura de uma estrutura de concreto armado. Com a finalidade de determinar se a armadura dos elementos estruturais pesquisados estão em estado passivo ou ativo, ou seja, se a estrutura esta na fase de iniciação ou se já começou a fase de propagação da corrosão da armadura foi selecionado os métodos de medição de potencial de corrosão, medição de corrente de corrosão e medição da resistividade do concreto, além do exame visual descrito acima. O potencial de corrosão, corrente de corrosão (ou taxa de corrosão) e resistividade do concreto serão quantificados utilizando

equipamento denominado Gecor6. A medição e a análise dos resultados do potencial de corrosão é realizada conforme descrições da ASTM C 876-87. A análise dos resultados da taxa de corrosão é realizada conforme faixas propostas pelos fabricantes do aparelho Gecor6 (ORTEGA et alli, 1994). Será seguido o critério de avaliação do CEB-BI 192 (1989) para avaliação da resistividade. Os resultados dos ensaios de potencial de corrosão, taxa de corrosão, resistividade do concreto e o exame visual serão confrontados em uma análise final sobre o estado das armaduras;

- Ensaios de teores de íons cloreto solúveis em água e solúveis em ácido: esses ensaios são realizados no material extraído em camadas de 5 mm com marteleto, desde a superfície dos elementos de concreto pesquisados até uma profundidade de 40 mm, portanto em 8 camadas por micro-ambiente pesquisado, tendo a finalidade de determinar o perfil dos teores de íons cloreto até a profundidade citada. O ensaio para determinação do teor de íons cloreto solúveis em água segue o determinado na ASTM C 1218-92 e os solúveis em ácido a ASTM C 1152-90, os quais são específicos para para concreto.
- Ensaios de teores de íons sulfato solúveis em água e solúveis em ácido: esses ensaios são realizados no material extraído com martelletes em camadas de 5 mm, desde a superfície dos elementos de concreto pesquisados até uma profundidade de 40 mm, portanto obtem-se 8 camadas por micro-ambiente pesquisado, tendo a finalidade de determinar o perfil dos teores de íons sulfato até a profundidade citada. Por não encontrar na literatura pesquisada ensaios específicos normalizados, houve a necessidade de selecionar-se alguns métodos descritos na literatura. Nota-se que os ensaios descritos por algumas normas como, NBR 9917 (1987), ASTM C 265-91, ASTM C 25-95b e ASTM C114-94, os quais não são específicos para concreto, e os indicados por ANDRADE (1992) são bastante parecidos, tanto na fase de extração dos sulfatos da amostra para uma solução, como na fase de determinação do teor de íons nessa solução. Para determinação do teor de íons sulfato solúveis em ácido foi selecionado o método da ASTM C 25-95b, pois esse tem a vantagem de referenciar o peso de amostragem em função do

teor de íons previsto. Para determinação do teor de íons solúveis em água foi selecionado o método da ASTM C 1218 para obtenção da solução e o método da ASTM C 25-95b para obtenção do teor de íons sulfato nessa solução.

4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

4.2.1 Características da obra pesquisada e de seu ambiente

Localização da obra

A pesquisa de desempenho do concreto em ambiente marítimo realiza-se no Terminal de Containers-TECON, antes terminal frigorífico, no complexo portuário da cidade do Rio Grande, localizado na região sul do estado do Rio Grande do Sul, conforme Fig.4.1 (BOAS, 1990).

Esse terminal foi construído na margem oeste do canal de acesso ao Porto do Rio Grande, conforme Fig.4.2, adaptada da figura apresentada por BAUMGARTEN (1987) e estudos de ventos de LEITE (1980).

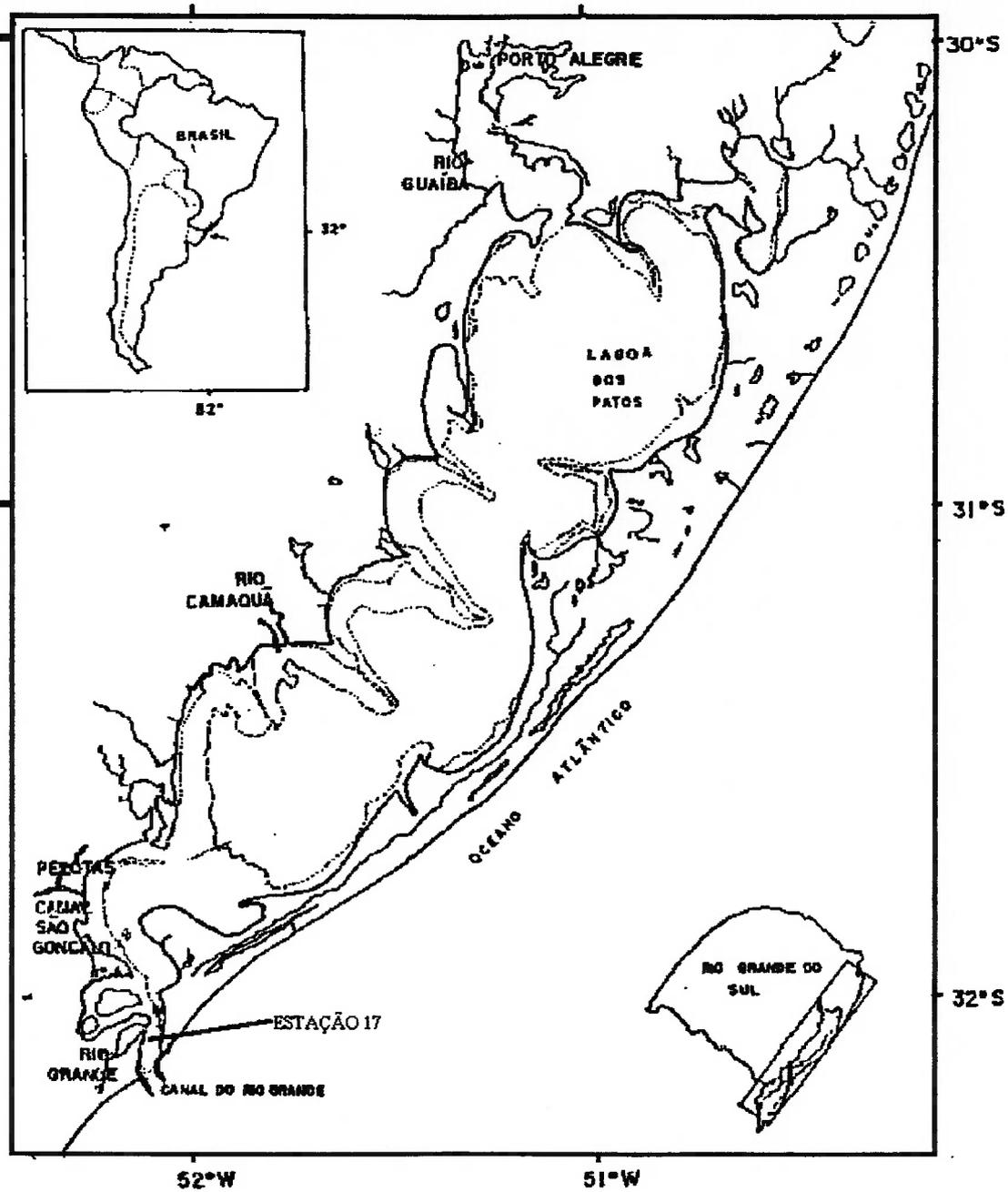
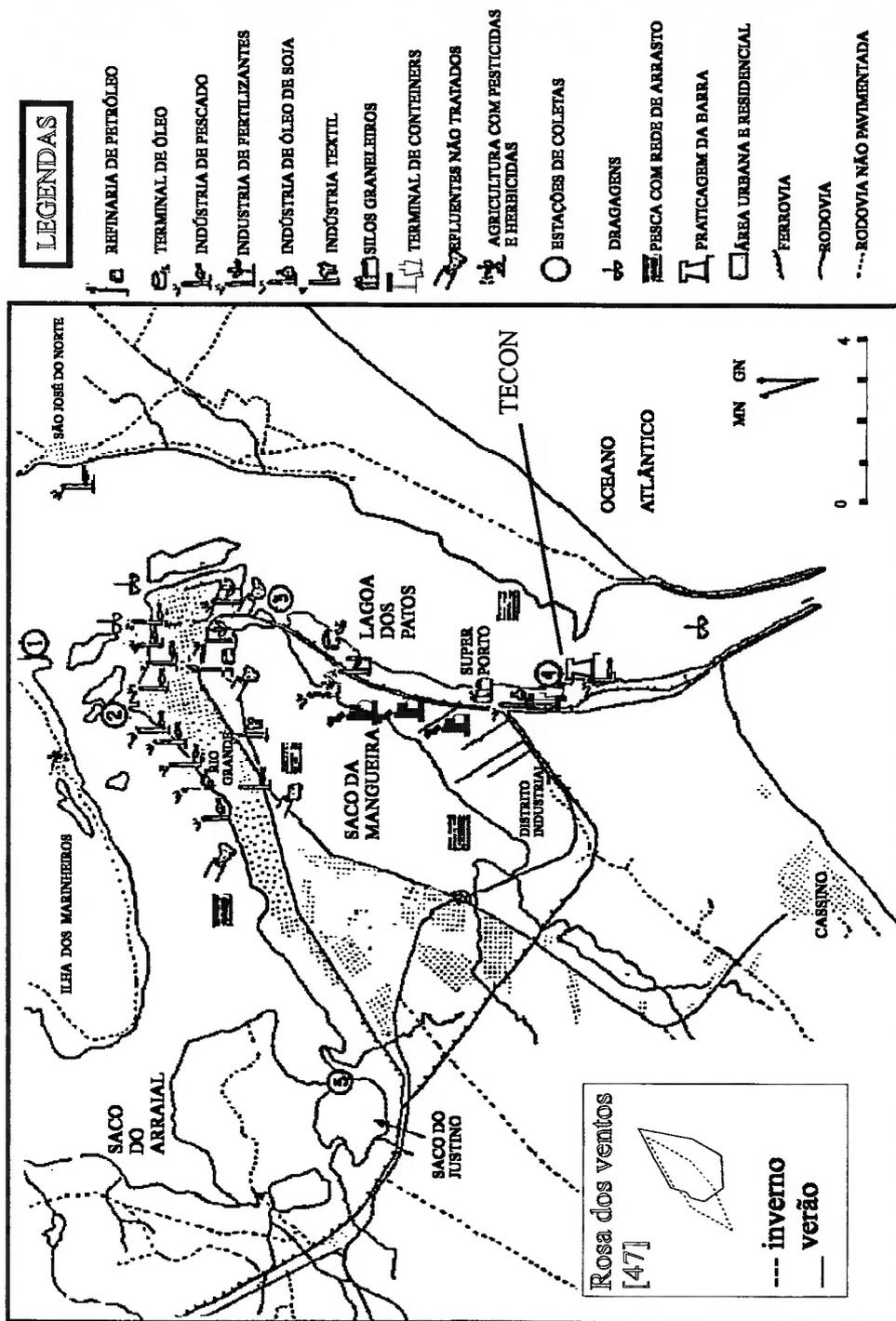


FIGURA 4.1 - Sistema da Lagoa dos Patos e localização da estação 17 (BOAS, 1990)



ADAPTADO DO MAPA PUBLICADO POR BAUMGARTEN (1987)

FIGURA 4.2 - Parte sul do Estuário da Lagoa dos Patos (RS-Brasil)

Meio ambiente

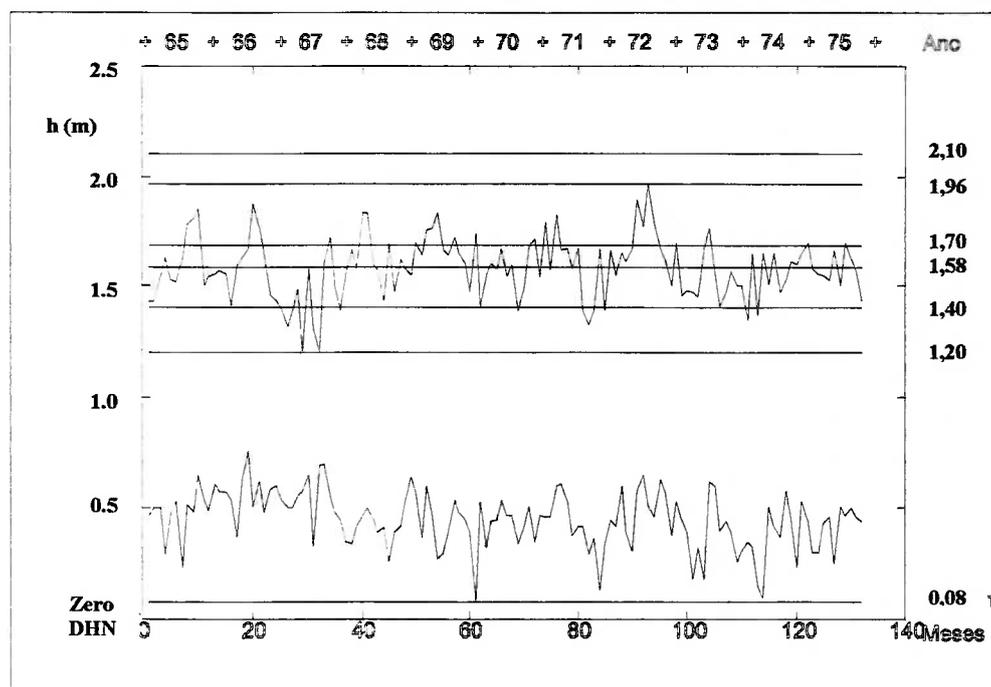
Água do Canal do Rio Grande

Segundo MOLLER et al. (1991) apud BAUMGARTEN (1995) a variação do nível do canal é governada principalmente pelos regimes pluviométricos e de ventos, sendo que o Canal do Rio Grande, que possui uma intensa navegação, tem uma profundidade de aproximadamente 14 m.

A Fig.4.3 mostra o regime de maré medido no período de 1967 à 1975. Essas medições foram realizadas pela extinta PORTOBRÁS (1976) no canal de acesso ao Porto do Rio Grande, junto à 4ª Seção da Barra, em frente ao canteiro de obras da construção pesquisada. As cotas dos relatórios usados nessa pesquisa, com data anterior ao ano de 1983, referem-se ao RN denominado “Zero Bicalho”. O zero desse marégrafo serviu inclusive de nível para essa obra, sendo esse coincidente com o nível zero das plantas da estrutura em estudo (PORTOBRÁS,1977). As cotas que constam nesses relatórios foram convertidas para a cotas referentes ao RN denominado "Zero DHN". Isso se deve ao fato de que os marégrafos que utilizavam a referência "Zero Bicalho" foram trocados e posicionados no “Zero DHN” que fica 50 cm abaixo do “Zero Bicalho”, conforme aferição de OLIVEIRA registrado em relatório da Ministério da Marinha (1983).

A maré mínima registrada nesse período foi de 0,08 m, e a máxima foi de 1,96 m. A média das marés máximas mensais é de 1,58 m, acima da face inferior das vigas apoiadas nos blocos.

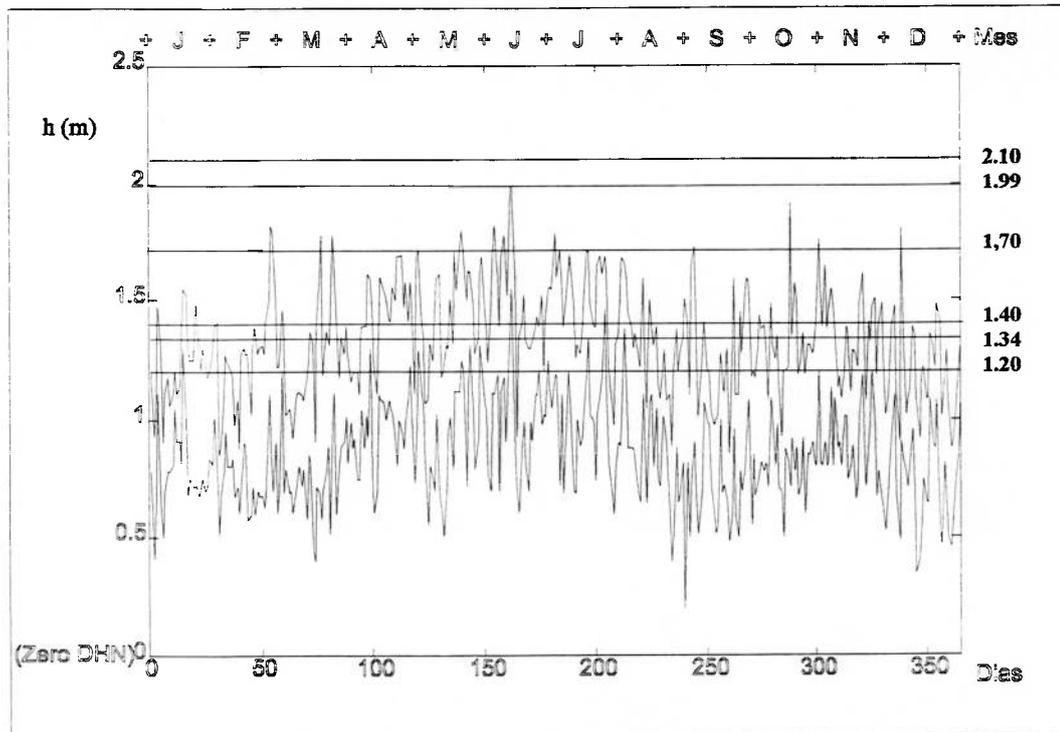
A Fig.4.4 mostra os valores mínimos e máximos das marés diárias medidas no ano de 1992 (Ministério da Marinha, 1992). As marés máxima e mínima registradas e a média das marés máximas diárias nesse ano foram, respectivamente, de 1,99 m, 0,20 m e 1,34 m em relação ao “Zero DHN” (Ministério da Marinha, 1992). O marégrafo foi posicionado junto ao cais da Praticagem da Barra, que fica bem próximo ao TECON, conforme Fig. 4.2.



Cota (m)	Localização	Cota (m)	Localização
0.08	maré mínima medida no período	1.40	centro dos furos dos testemunhos EI
1.20	nível inferior da viga pré-moldada	1.70	centro dos furos dos testemunhos ES
1.58	média das marés máximas no período	2.10	centro dos furos dos testemunhos PI
1.96	maré máxima no período		

FIGURA 4.3 - Maré máxima e mínima mensal - 4ª Seção da Barra-Rio Grande (1965 a 1975) (PORTOBRÁS, 1976)

Nota-se que a maré máxima diária ultrapassa, em muitas medições, a cota inferior das vigas apoiadas nos blocos (1,20 m em relação ao “Zero DHN”). As vagas originadas dos ventos e das embarcações que seguidamente passam em frente ao cais ou que atracam nesse, chocam-se com a estrutura provocando respingos no paramento do cais.



Cota	Localização	Cota	Localização
1.20	nível inferior da viga pré-moldada	1.40	centro dos furos dos testemunhos EI
1.34	média das marés máximas diárias no período	1.70	centro dos furos dos testemunhos ES
1.99	maré máxima medida no período	2.10	centro dos furos dos testemunhos PI

FIGURA 4.4 - Maré máxima e mínima diária junto a Praticagem da Barra (Ministério da Marinha, 1992)

Os valores relacionados a seguir são relativos à água de superfície.

A variação da salinidade através de medições em um ponto bem próximo ao TECON, estação 4 (Fig.4.2), é apresentada na Fig.4.5 (BAUMGARTEN, 1987), sendo possível avaliar o teor de íons cloreto na água pela seguinte relação (MILLERO, 1992):

$$S = 1,80655 \text{ Cl} \quad (4.1)$$

sendo:

S - salinidade;

Cl - teor de íons cloreto em g/l.

A salinidade máxima encontrada na mesma estação 4 (Fig.4.2), é de 33,8 ‰ (BAUMGARTEN, 1987), o que corresponde a um teor de íons cloreto de 18.709 mg/l. Valores mais elevados de salinidade são medidos quando há entrada de água do mar no

canal de acesso ao Porto do Rio Grande. Relatórios do antigo Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis-3ª Diretoria Regional (DNPVN, 1967-1968), apresentam um valor máximo de salinidade de $34,75\text{ ‰}$ em medições realizadas no canal de acesso ao Porto do Rio Grande no período de 1967 à 1968. Esse valor corresponde a 19.235 mg/l de íons cloreto, o qual é muito próximo ao determinado pela DIN 4030 (1991). BAPTISTA (1984) encontrou valor máximo de salinidade de 34 ‰ em uma estação de pesquisa junto à praia do Cassino, fora do canal de acesso, no período de 11/1981 a 09/1982. Ao comparar-se os resultados de salinidade e as médias de chuva na bacia hidrográfica, obtidos pela mesma pesquisadora, nota-se maiores teores de íons cloreto em períodos de baixa precipitação, ou seja, quando entra a água do mar no canal de acesso. Esse fato também pode ser observado comparando os gráficos das Fig.4.5 e Fig.4.6, que apresentam teores de salinidade e valores médios de precipitações no mesmo período (BAUMGARTEN, 1987).

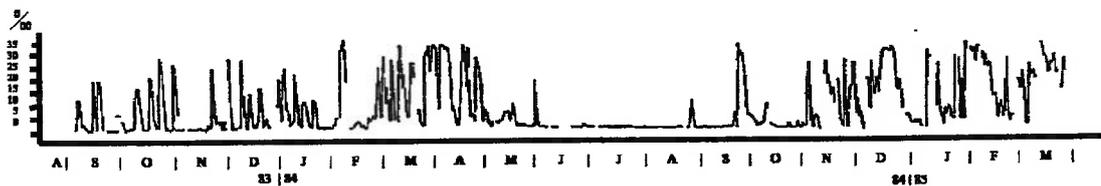


FIGURA 4.5 - Variações diárias da salinidade na estação 4 (agosto de 1983 a março de 1985) (BAUMGARTEN, 1987)

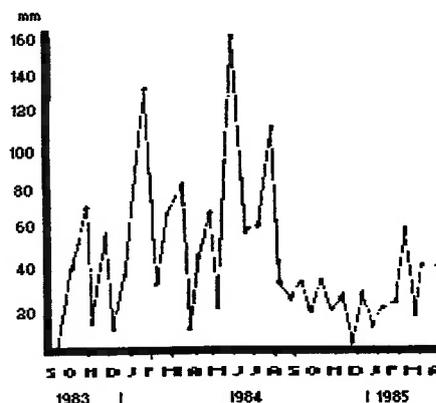


FIGURA 4.6 - Variação das médias quinzenais de chuvas na região estudada (BAUMGARTEN, 1987)

Os teores de magnésio e sódio dissolvidos e valores de pH da água encontrados no canal de acesso ao Porto do Rio Grande (BOAS, 1990), no período de dez/1987 a dez/1988, são apresentados nas tabela abaixo:

TABELA 4.1 - Resultados mensais da Estação 17 (Fig. 4.1) dos teores de magnésio e sódio e pH (BOAS, 1990)

	MAGNÉSIO(mg/l)	SÓDIO(mg/l)	pH
DEZ/87	304,32	3.379,00	8,40
JAN/88	1.421,98	8.263,00	7,80
FEV	826,02	7.602,00	8,00
MAR	221,23	1.921,00	7,80
ABR	1.317,61	8.856,00	8,00
MAI	1.375,15	7.172,00	7,90
JUN	732,75	7.127,00	8,20
JUL	1.310,71	7.682,42	8,15
AGO	401,39	3.943,92	8,14
SET	941,13	11.109,95	7,95
OUT	77,19	701,65	7,25
NOV	38,53	292,98	7,61
DEZ/88	129,75	1.102,75	7,67
MÁX.	1.421,98	11.109,95	8,40
MÍN.	38,53	292,98	7,25
MED. VERÃO	823,08	5.928,67	7,87
MED. OUTONO	1.141,84	7.718,33	8,03
MED. INVERNO	884,41	7.578,76	8,08
MED. PRIMAVERA	81,82	699,13	7,51

Nota-se que as concentrações máximas de magnésio e sódio dissolvidos são bem aproximadas das determinadas pela DIN 4030 (1991) para o Oceano Atlântico.

BAUMGARTEN (1987) encontrou valores máximos e mínimos de pH próximos aos da tabela acima, na estação 4, no período de set/83 à abr/85, ou seja, valores entre 7,00 e 8,20 - Fig. 4.2.

O teor de oxigênio dissolvido na água é apresentado na Fig.4.7, no período de set/1983 a abr/1985, na estação 4 (BAUMGARTEN, 1987). Nota-se que os mais baixos teores de oxigênio, que ocorreram no verão de 1985, coincidem com o período de menores precipitações (Fig.4.6). Por outro lado, os teores mais altos de oxigênio

ocorreram no inverno e primavera, período de menores teores de salinidade (Fig.4.5) e maiores precipitações (Fig.4.6). Sendo assim o ataque por CO_2 livre não é provável, mesmo em épocas em que o teor de íons cloreto seja menor e haja água salobra, pois, com o alto teor de oxigênio proveniente das águas pluviais drenadas da Lagoa dos Patos e Lagoa Mirim, provavelmente não haverá altos teores de CO_2 livre, principalmente nos primeiros 50 cm de lâmina d'água (HORNE, 1969). O valores de pH acima de 7 também indicam um ataque quase desprezível por CO_2 , conforme discutido em ataque por carbonatação. Outra pesquisa de BAUMGARTEN et alii. (1995), sobre dados colhidos entre maio de 1990 e julho de 1991, em que não são analisados apenas os teores de oxigênio, mas a saturação, conclui que, devido a forte hidrodinâmica e alta aeração, as águas do Canal do Rio Grande, próximo ao TECON, normalmente se apresentam saturadas de oxigênio (saturação de O_2 entre 88% e 112% e média de 102%) e mostra que maiores teores de salinidade são encontrados no verão e outono.

As variações de temperatura da água na estação 4 são mostradas na Fig.4.8 (BAUMGARTEN, 1987).

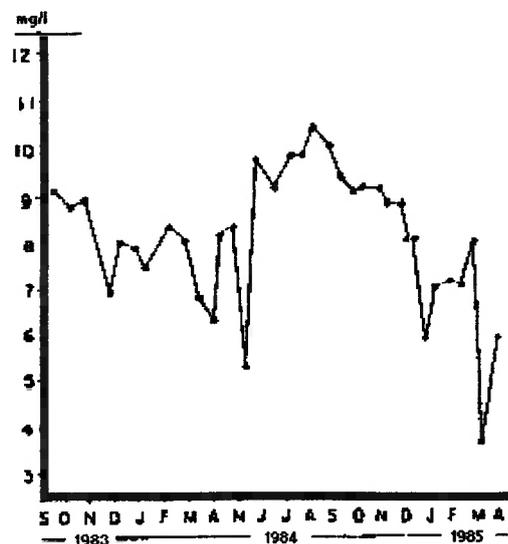


FIGURA 4.7 - Variações quinzenais do oxigênio dissolvido na estação 4 (BAUMGARTEN, 1987)

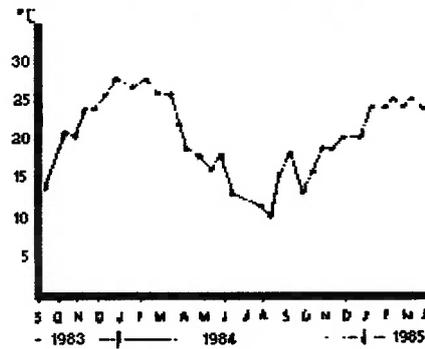


FIGURA 4.8 - Variações quinzenais da temperatura da água na estação 4 (BAUMGARTEN, 1987)

Foram realizadas medições na água do canal junto ao cais do TECON no período de extração de alguns testemunhos e de material para ensaio químico, conforme resultados apresentados na tabela abaixo:

TABELA 4.2 - Análise da água de superfície junto ao cais do TECON (NIENCHESKI, 1998)

Data	Temp. água (°C)	Temp. ar (°C)	pH	Salinidade ‰	Cloreto (mg/l)	Sulfato (mg/l)	Regime hídrico
04/05/98	17,0	15,5	6,9	1,06	213	54,74	Vazante
05/05/98	16,0	15,0	6,9	0,62	106	55,15	Vazante
06/05/98	17,0	18,0	7,1	0,17	35	26,75	Vazante
07/05/98	17,0	18,0	6,9	0,05	zero	16,05	Vazante
08/05/98	18,0	17,0	6,9	0,07	zero	17,70	Vazante
09/05/98	17,0	18,0	6,9	0,08	zero	13,58	Vazante
10/05/98	18,0	19,0	6,9	0,41	71	37,46	Vazante
11/05/98	19,0	22,0	6,9	0,43	71	48,57	Vazante
12/05/98	18,0	18,0	6,9	0,24	35	39,10	Vazante
13/05/98	18,0	17,0	6,9	0,57	106	55,98	Vazante
14/05/98	19,0	18,0	6,9	0,64	106	39,93	Vazante
15/05/98	19,0	18,0	7,1	0,13	35	51,45	Vazante
16/05/98	21,0	20,0	7,1	0,52	106	29,64	Vazante
17/05/98	21,0	22,0	7,0	14,51	7100	1829,56	Vazante
18/05/98	23,0	20,0	6,9	1,12	284	57,62	Vazante

Sendo Rio Grande uma cidade industrial, há diversas fontes de poluição da água, conforme Fig.4.2. Segundo LORA et al. (1978) apud BATISTA (1984) as origens e as

características das águas residuais encontrados na área de estudo são apresentadas na Tabela 4.3.

TABELA 4.3 - Origem e características das águas residuais (LORA et al., 1978 apud BATISTA, 1984)

ORIGEM DOS EFLUENTES	CARACTERÍSTICAS
Fábricas de fertilizantes	Sólidos em suspensão, purga de caldeiras
Refinaria de petróleo	Óleos, fenóis, sulfetos, amônia, sólidos suspensos;
Indústria de alimentos	Óleos, sólidos suspensos, compostos nitrogenados;
Agricultura (fontes difusas)	Compostos nitrogenados (NO_3^-) e fosfatados (PO_4^-).

A cidade do Rio Grande é um dos três maiores polos de fertilizantes da América Latina, que, segundo o Sindicato das Indústrias de Adubos do estado - SIARGS (1991) apud BAUMGARTEN et al. (1995), produz anualmente 900.000 T de fertilizantes dos tipos superfosfatos simples e triplos, mono e diamônio fosfatos e complexos (NPK).

Nas enseadas e canais ao redor da cidade são lançados efluentes domésticos clandestinos além de um efluente doméstico oficial sem tratamento, sendo que a população do município é aproximadamente de 180.000 habitantes (BAUMGARTEN et al., 1995).

Atmosfera

A atmosfera da região caracteriza-se por ser marítima e industrial. Conforme Fig.4.2, pode-se verificar que os ventos predominantes, tanto no inverno como no verão, tendem a não levar a poluição gerada no ar da região no sentido do TECON, devendo incidir sobre esse apenas uma parcela de elementos industriais agressivos, podendo então ser considerada atmosfera marinha.

Segundo LORA et al. (1978) apud BAPTISTA (1984), as fábricas de fertilizantes normalmente lançam para atmosfera fumaça contendo NH_4Cl , NH_3 , P_2O_5 e

gases tais como SO_2 , SO_3 , HF , SiF_4 , HCl e NH_3 . Ainda há as indústrias que usam como energia o carvão que, ao ser queimado, lança no ar fumaça com fuligem (Fig.4.2).

A atmosfera marítima da região caracteriza-se por uma umidade relativa do ar elevada, com média anual acima de 80%. Quando baixa de 80% é por um período normalmente curto. A Fig.4.9 mostra a variação da umidade relativa no período de 1993 à 1995, sendo que os gráficos foram executados com dados dos relatórios da FURG/Estação Meteorológica.

As variações de temperatura durante o dia, assim como as temperaturas mínimas e máximas observadas na região são mostradas na Fig.4.10, conforme dados dos relatórios da FURG/Estação Meteorológica (1993 - 1994). A temperatura máxima e mínima para esse período foram respectivamente de $38,1^\circ\text{C}$ e $-0,5^\circ\text{C}$, sendo comum observar-se variações diárias entre 10 e 15°C e até $16,2^\circ\text{C}$.

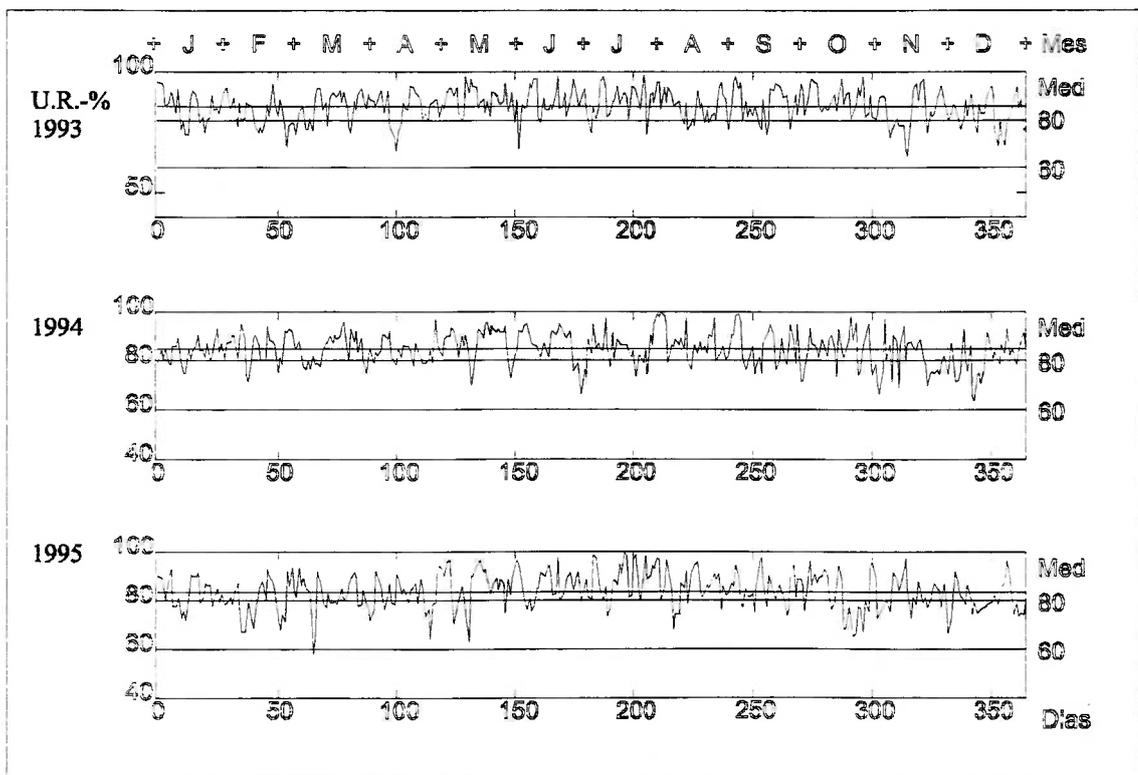


FIGURA 4.9 - Umidade relativa diária - Rio Grande (1993 a 1995) (FURG/Estação Meteorológica, 1993-5).

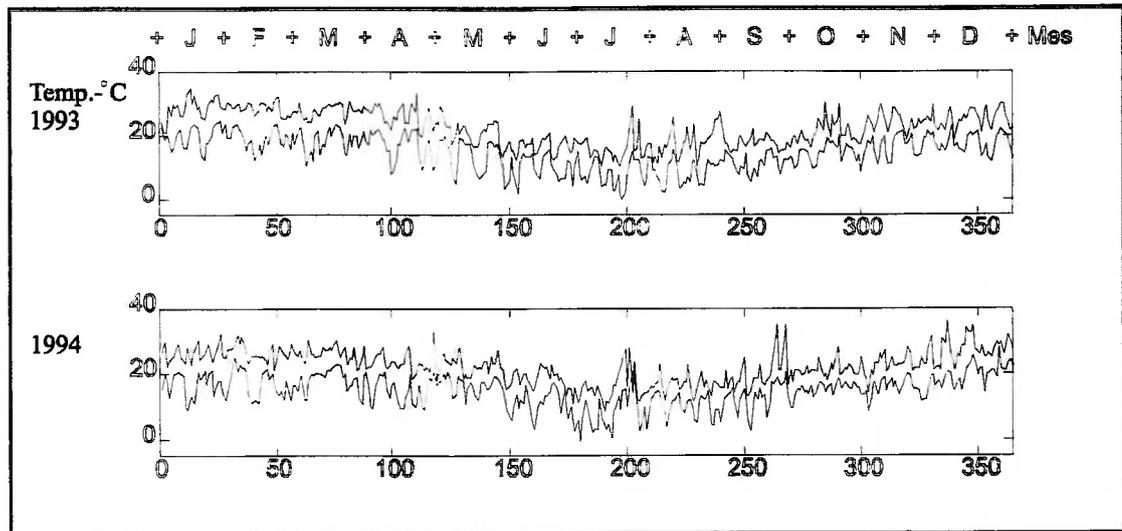


FIGURA 4.10 - Temperatura atmosférica máxima e mínima diária - Rio Grande (1993 a 1994) (FURG/Estação Meteorológica, 1993-4)

Na região não há problemas de congelamento, pois temperaturas abaixo de zero são notadas esporadicamente e em um curto espaço de tempo (horas).

O regime de chuvas é caracterizado por períodos de chuvas intensas e períodos de pouca chuva (FURG/Est. Meteorol., 1990 - 1995), conforme mostrado na Fig.4.11.

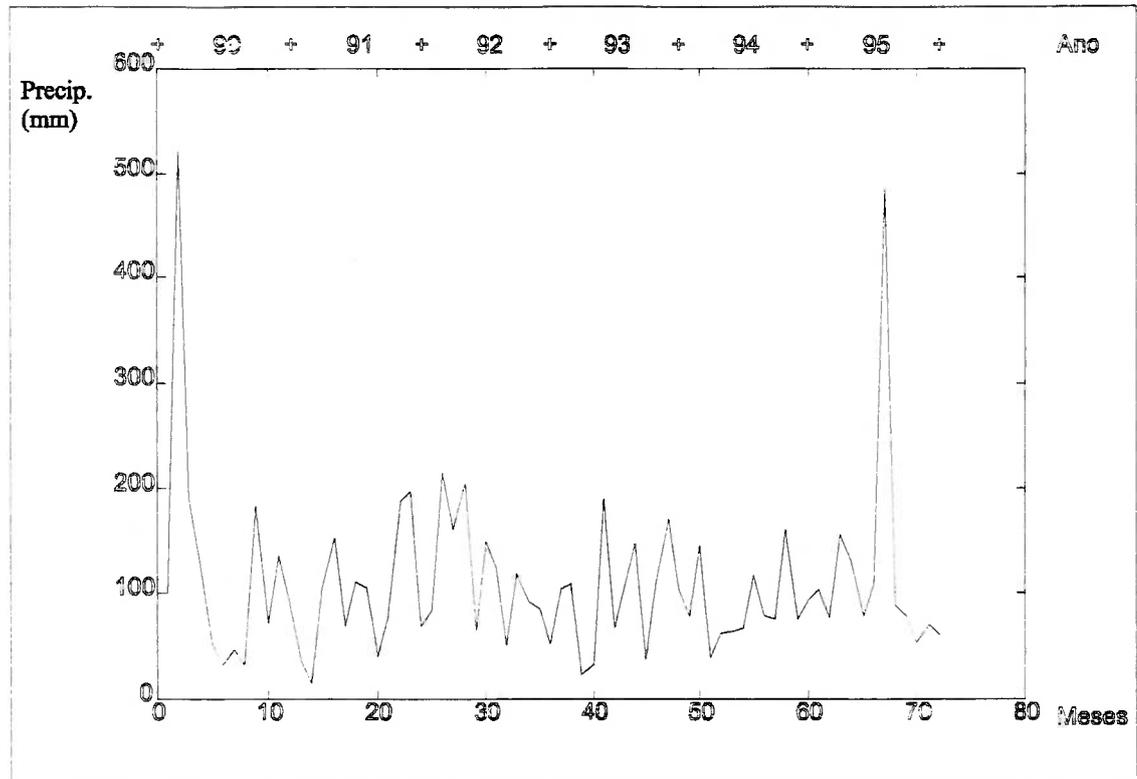
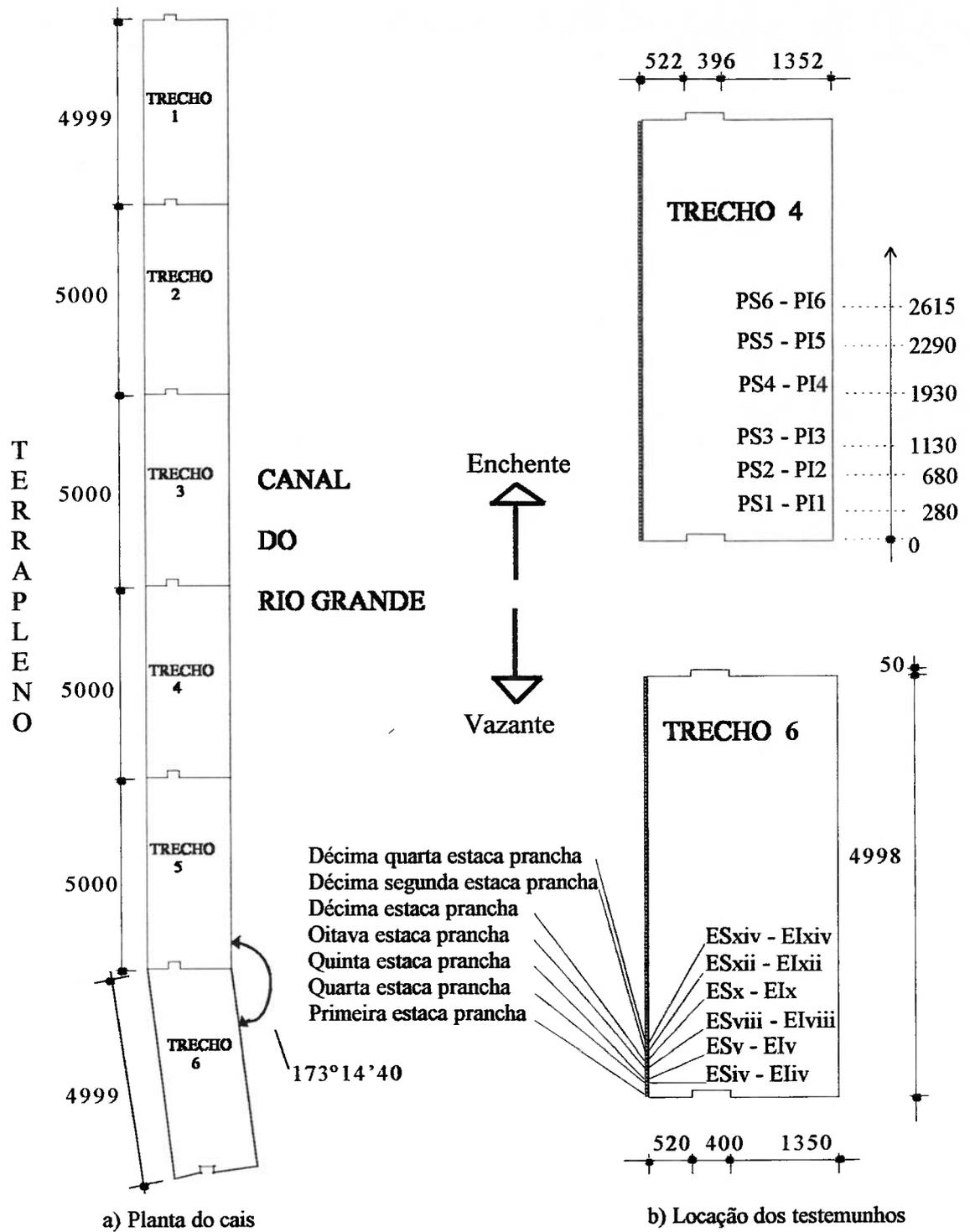


FIGURA 4.11 - Precipitação mensal - Rio Grande (1990 a 1995)
(FURG/Estação Meteorológica, 1990-5)

Descrição da estrutura pesquisada

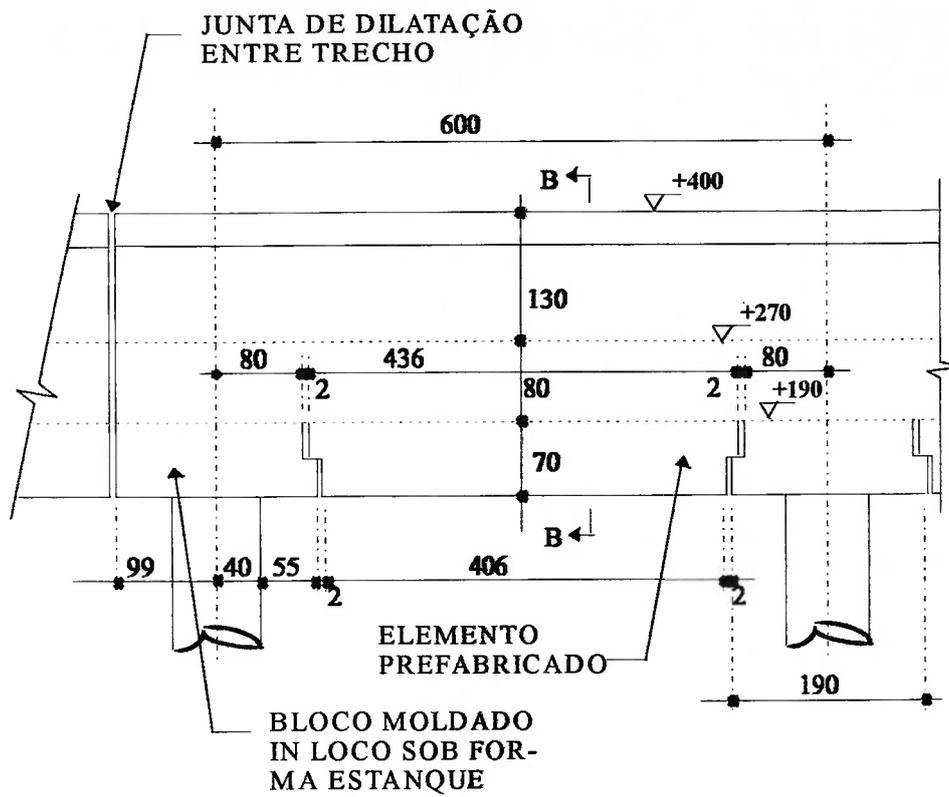
A estrutura pesquisada faz parte do Terminal de Containers do Porto do Rio Grande, onde foi construído um cais constituído de 6 trechos de 50 m cada um, com um comprimento total de 300m (ver Fig.4.12/4.13/4.14) (PORTOBRÁS, 1977).

Cada trecho é formado por uma laje de 50 m de comprimento e 22,80 m de largura apoiada sobre 106 estacas verticais com 46 m de comprimento e 48 estacas inclinadas com 48 m de comprimento, sendo que todas possuem diâmetro externo de 0,80 m e diâmetro interno de 0,50 m, o que proporciona uma espessura de parede de 0,15 m (PORTOBRÁS, 1977).

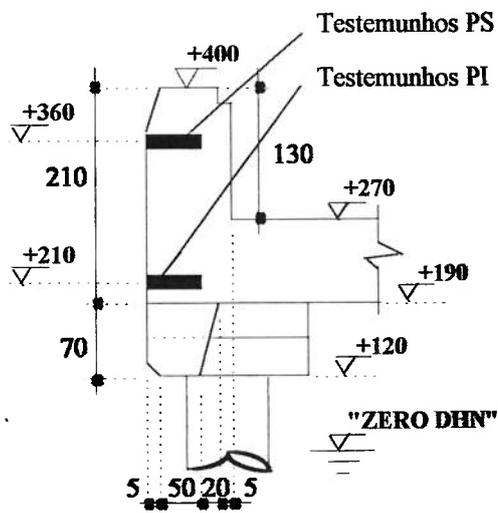


Obs: medidas em centímetros

FIGURA 4.12 - Planta do cais do terminal de containers-TECON e localização dos pontos pesquisados



a) Elevação do paramento



b) Corte BB

Obs: medidas em centímetros

FIGURA 4.14 - Estrutura do cais - elevação do paramento e localização dos pontos pesquisados

Formando o paramento, existe uma viga de concreto armado executada sobre a laje, com altura de 1,30 m e 0,80 m de largura. Além dessa viga foram executadas outras duas em todos os trechos, com mesma altura da viga de paramento e 0,70 m de largura, denominadas de V1 e V2, que servem de apoio para os trilhos dos guindastes dos pórticos. Outra viga denominada de V3 foi executada no trecho 6, além das descritas, com distância entre o eixo dessa e da viga V1 de 10 m, onde foram colocados trilhos para guindastes com distância entre rodas de 10 m (PORTOBRÁS, 1977).

Entre a viga de paramento e a viga V1, existe uma canaleta coberta com tampa de concreto armado, onde foram instaladas redes de água para abastecimento dos navios e os hidrantes. As tampas possuem furos de drenagem, e a água que penetra na canaleta escorre para as extremidades, que são abertas.

Nos demais vãos entre as vigas foram realizados aterros e sobre esses foram executadas pavimentações com placas de concreto armado moldadas “in loco” (PORTOBRÁS, 1977).

Na parte posterior do cais foram cravadas estacas pranchas com dimensões de 0,50 m de largura, 0,37 m de espessura e 17,30 m de comprimento, ficando essas engastadas na laje (PORTOBRÁS, 1977).

Um enrocamento de pedra de mão foi executado na parte inferior da laje, sendo que para sua proteção existe, em seu pé, uma fileira de gabiões, constituídos por recipiente de ferro cheios de pedra de mão (PORTOBRÁS, 1977).

Os cinco primeiros trechos têm alinhamento paralelo ao prédio destinado ao frigorífico, com afastamento de 120 m desse, enquanto que o trecho 6 faz um ângulo de $173^{\circ}14'40''$ com o alinhamento anterior e se dirige na direção norte-sul (PORTOBRÁS, 1977).

Outros dois enrocamentos foram executados, um a montante e outro a jusante dos 300 m de cais, possibilitando assim a realização do terrapleno entre o frigorífico e as estacas pranchas. Esses enrocamentos foram executados com pedra até uma determinada cota e sobre esses foram construídos muros de arrimo até a cota DHN de +4,00 m (PORTOBRÁS, 1977).

Sobre o terrapleno foram executadas placas de concreto armado, sendo umas pré-moldadas e outras moldadas “in loco”, e nas laterais desse foi plantada grama (PORTOBRÁS, 1977).

Elementos estruturais pesquisados

Os elementos escolhidos para o estudo do desempenho do concreto estrutural frente ao ataque do ambiente marítimo foram a viga e a face vertical da laje no paramento do cais no Trecho 4, além das estacas pranchas mais ao extremo sul do Trecho 6.

A escolha desses elementos foi em função da utilização de concreto com as mesmas características de projeto em todos os pontos pesquisados, dirigindo-se o estudo em função dos vários micro-ambientes aí existentes: na posição em que se encontra a viga do paramento é zona de névoa; na face vertical da laje no paramento, mais precisamente no centro da metade inferior dessa, é zona de respingo em algumas épocas do ano e zona de névoa em outras; e nas estacas pranchas temos zona de maré em algumas épocas do ano e zona de respingo em outras.

O Trecho 4 foi selecionado por apresentar um histórico mais claro e com resultados de ensaios mais uniformes que os demais trechos. As estacas pranchas do Trecho 6 foram selecionadas por ser possível a retirada de amostras sem haver necessidade de fazer extração por baixo do cais, visto que as estacas mais ao sul ficam situadas fora do terrapleno (ver Fig. 4.12, Fig. 4.13 e Fig. 4.14).

Materiais utilizados no concreto

Agregados

O agregado miúdo utilizado foi a areia quartzosa proveniente do Fragata, cidade de Pelotas, cujo principal fornecedor era João Albuquerque Costa, conforme relatórios de 23/04/75 e 20/12/75 (ECISA, 1974-77).

Na época da obra os ensaios seguiram as metodologias indicadas nas tabelas 4.4 e 4.5, onde consta a zona de granulometria da areia utilizada, zona ótima e utilizável indicada pela antiga EB-4 (1939) e as demais características (ECISA, 1974-77).

TABELA 4.4 - Ensaio de granulometria - Areia - Fev/95 a Nov/95 - resultados médios de 10 meses (relatório de 20/12/75) (ECISA, 1974-77)

Peneira (mm)	Ensaio de granul. Zona utilizada	EB - 4 (1939)	
		Zona ótima	Zona utilizável
9,5	0	0	0
4,8	0 - 0,82	3 - 5	0 - 3
2,4	0,60 - 15,73	29 - 43	13 - 29
1,2	13,70 - 33,54	49 - 64	23 - 49
0,6	53,50 - 69,28	68 - 83	42 - 68
0,3	71,66 - 91,27	83 - 94	73 - 83
0,15	90,25 - 98,28	93 - 98	88 - 93
0,075	100	--	--
Resíduo-%	--	3	5

TABELA 4.5 - Características da areia - Fev/95 a nov/95 - resultados médios de 10 meses (relatório de 20/12/75) (ECISA, 1974-77)

	Mín.	Máx.	Média	Desvio pad.	Coef. de var.
Finura - (MB-7)	2,47	2,95	2,646	0,1463	0,055
Imp.Org.-ppm (MB-10)	300	--	--	--	--
Mat. pulv.-% (MB-9)	0,42	1,10	0,800	0,2350	0,293
Massa esp.ap.-kg/l (MB-214)	1,50	1,62	1,564	0,0372	0,023
Massa esp. abs.-kg/l	2,61	2,62	2,615	0,0050	0,019

Obs: Foram utilizados 9 resultados de média mensal para materiais pulverulentos, pois não foi apresentado resultado para o mês de nov/95.

O coeficiente médio de inchamento e umidade crítica referidos no relatório de 23 de abril de 1975 obtiveram como resultados 1,39 e 3% respectivamente. Em 11 relatórios (ECISA, 1974-77) (DIAS, 1996), referentes a 11 ensaios realizados no período de março/76 a nov/76, foram obtidos os seguintes valores:

TABELA 4.6 - Ensaio de inchamento da areia (MB-215) (ECISA, 1974-77)

	Mín.	Máx.	Média	Desvio pad.	Coef. de var.
Incham. médio-%	1,28	1,37	1,313	0,0258	0,019
Umidade crítica-%	2,44	4,45	2,887	0,5220	0,181

Ensaio de teores de torrões de argila na areia apresentaram resultados entre insignificante a 0,03 %. Os ensaios são referentes a 9 relatórios relativos a 9 ensaios realizados no período de março/75 a julho/75.

Conforme os resultados acima, a areia utilizada era de boa qualidade. Os percentuais de areia ficaram na zona ótima ou zona aceitável, com exceção das peneiras de 2,4 mm e 1,2 mm que em alguns ensaios apresentaram valores baixos de material retido.

O agregado graúdo utilizado foi a pedra de origem granítica britada, em que o principal fornecedor foi Augusto Medeiro dos Anjos, de Pelotas. As britas 1 e 2 eram, em geral, de boa qualidade, sendo que às vezes a brita 1 continha alguma quantidade de pó (relatório de 20/12/75) (ECISA, 1974-77).

As tabelas 4.7, 4.8 e 4.9 mostram a variação das granulometrias da brita 1 e brita 2, além do resultado de outros ensaios, no período de jan./95 a nov./95 (relatório de 20/12/75) (ECISA, 1974-77).

TABELA 4.7 - Granulometria das Britas 1 e 2 (ECISA, 1974-77)

Peneira (mm)	Percentagens retidas acumuladas (MB-7)	
	Brita 1	Brita 2
38	--	0 - 0,87
25	0 - 1,80	28,93 - 70,17
19	0,54 - 18,14	71,57 - 95,69
9,5	53,34 - 87,91	98,29 - 100
4,8	84,01 - 99,61	98,84 - 100
2,4	94,40 - 100	98,93 - 100
1,2	95,19 - 100	98,96 - 100
0,6	96,13 - 100	99,00 - 100
0,3	96,85 - 100	99,07 - 100
0,15	98,19 - 100	99,32 - 100
Dmáx. (mm) (MB-7)	19 - 25	38

TABELA 4.8 - Características da Brita 1 (ECISA, 1974-77)

	Mín.	Máx.	Média	Desvio pad.	Coef. de var.
Finura (MB-7)	6,23	7,02	6,750	0,2560	0,037
Mat. pulver.-% (MB-9)	insig.	1,00	0,293	0,3611	1,229
M esp.abs.-kg/dm ³	2,69	2,72	2,701	0,0083	0,003
M. esp.ap.-kg/dm ³ (MB-214)	1,34	1,43	1,379	0,0293	0,021

TABELA 4.9 - Características da Brita 2 (ECISA, 1974-77)

	Mín.	Máx.	Média	Desvio pad.	Coef. de var.
Finura (MB-7)	7,65	7,95	7,826	0,0967	0,012
Mat. pulver.-% (MB-9)	insig.	0,76	0,259	0,2954	1,140
M. esp.abs.-kg/dm ³	2,68	2,71	2,699	0,0108	0,004
M. esp.ap.-kg/dm ³ (MB-214)	1,33	1,38	1,355	0,0187	0,013

Aglomerante

O aglomerante utilizado nos elementos pesquisados foi o cimento Gaúcho 320 (relatórios de 05/12/75 e 05/05/76) (ECISA, 1974-77) (PORTOBRAS, 1977).

As características desse cimento no período de sua utilização são descritas a seguir (ECISA, 1974-77).

-Foi possível obter 6 ensaios do cimento Gaúcho referente ao período de concretagem dos elementos pesquisados, sendo apresentados os resultados a seguir (ECISA, 1974-77) (DIAS, 1996):

- Resistência à compressão: cada ensaio foi realizado com 6 C.P. sendo os resultados apresentados na Tabela 10.

TABELA 4.10- Resistência à compressão do cimento Gaúcho 320 (ECISA, 1974-77)

Idade (dias)	Nº de ensaios	Valores	Resist.méd. (MPa)	Coef. var. dentro dos ensaios (%)
3	6	máximo	14,4	2,48
		mínimo	9,1	3,92
7	6	máximo	21,6	2,38
		mínimo	16,3	3,61
28	6	máximo	34,3	2,97
		mínimo	26,4	2,51

A NBR-5732 (1991) especificava que os resultados aos 3, 7 e 28 dias deveriam ser no mínimo de 10, 20 e 32 MPa respectivamente, o que não era alcançado em alguns ensaios por esse cimento na época da execução dos elementos pesquisados.

- Início de pega: para o mês de março de 1976 foram obtidos os seguintes resultados:

TABELA 4.11 - Início de pega do cimento Gaúcho 320 - março de 1976 (ECISA, 1974-77)

Nº de ensaios	Valores	Tempo (min.)	Desvio padrão (min.)	Coef. var. (%)
6	máximo	280	39,8	17,7
	médio	225		
	mínimo	180		

A NBR-5732 (1991) especificava para início de pega tempo mínimo de 1 hora.

- Finura : os ensaios de finura apresentaram os seguintes resultados:

TABELA 4.12 - Finura do cimento Gaúcho - março de 1976 (ECISA, 1974-77)

Nº de ensaios	Valores	Finura ret. na #200(%)	Desvio padrão (%)	Coef. var. (%)
6	máximo	5,60	1,20	38,17
	médio	3,15		
	mínimo	2,00		

A NBR-5732 (1991) especificava que o resíduo deixado na peneira normal de 0,075 mm não devia exceder a 15 % em peso, especificação essa atendida pelo cimento Gaúcho nesse período.

- Ensaio químico:

Os ensaios químicos do cimento pozolânico foram extraviados, sendo alguns detalhes relatados por comunicação pessoal por Dias (1996): o teor de cinza volante era

bastante variado, ficando entre 34 e 40%, algumas vezes até ultrapassando essa faixa. O teor de C_3A era de aproximadamente 6%.

Aditivo

Não foi utilizado aditivo nos elementos estruturais pesquisados (ECISA, 1974-77).

Água

A água utilizada era potável e seu tratamento era realizado pela CORSAN. Durante a execução do cais, foram realizados ensaios de qualidade da água, cujos resultados foram satisfatórios (SEVERO, 1996).

Detalhes construtivos

Traços

Os traços utilizados nessa obra foram desenvolvidos pelo Centro de Pesquisas e Orientação Industrial-CEPOI da Fundação Universidade do Rio Grande-FURG, sob orientação do Prof. Dr. Cláudio Dias (ECISA, 1974-77).

Os traços e as características dos concretos utilizados nos elementos pesquisados foram os seguintes (ECISA, 1974-77):

- Laje do cais no Trecho 4 (relatórios de 20/12/75 e 10/05/76 :
 - período de concretagem: 18/02/76 a 31/03/76;
 - traço : 1 : 1,64 : 0,72 : 2,16 : 0,44 (cimento:areia: brita 1: brita 2: rel. a/c);
 - consumo de cimento: 403 kg/m³;
 - $D_{máx.} = 38$ mm;
 - resistência à compressão prevista: $f_{ck} = 18$ MPa;
 - f_{ck} calculada conforme NB-1 (1960): ensaios de resistência a compressão realizados nos meses de fevereiro e março obtiveram $f_{ck,est}$ de 24,2 MPa e e 21,6 MPa. A média entre esses resultados é de 23 MPa;

- Abatimento de tronco cônico previsto (slump test): 8 cm.

Cada 0,40 m das lajes do cais foram concretadas em 4 etapas no sentido do comprimento (50 m). Comparando as datas de concretagem de cada trecho com o período dos ensaios que totalizam 32 dados, fica claro que, aproximadamente, esses ensaios são referentes aos últimos 3/4 do trecho 4. Em entrevista com SEVERO (1996), na época engenheiro responsável pelo andamento da obra, esse afirmou que essas etapas não eram de tamanhos iguais, sendo por isso, pesquisados apenas os últimos 30 m desse trecho, para se ter certeza de que o concreto pesquisado se refere aos resultados de ensaios descritos acima.

- **Viga de paramento do Trecho 4**

- período de concretagem: junho/76 a setembro/76;
- traço : 1 : 1,64 : 0,72 : 2,16 : 0,44 (cimento:areia: brita 1: brita 2: rel. a/c);
- consumo de cimento: 403 kg/m³;
- $D_{máx.} = 38$ mm;
- resistência à compressão prevista: $f_{ck} = 18$ MPa;
- f_{ck} calculada conforme NB-1 (1960): nos meses de concretagem desse elemento os valores de $f_{ck,est}$ foram 22,6 / 24,7 / 25,8 e 22,7 MPa respectivamente para os meses de junho, julho, agosto e setembro. A média entre esses meses é de 24 MPa;
- Abatimento de tronco cônico previsto (Slump test): 8 cm.

- **Estacas pranchas do extremo sul Trecho 6**

- provável período de concretagem: março/76 a abril/76;
- traço provável: 1 : 1,64 : 0,72 : 2,16 : 0,415 (cimento:areia: brita 1: brita 2: rel. a/c);
- consumo de cimento: 400 kg/m³;
- $D_{máx.} = 38$ mm;
- resistência à compressão prevista: $f_{ck} = 18$ MPa;
- f_{ck} calculada conforme NB-1 (1960): durante o período de concretagem dessas estacas pranchas faltou cimento Gaúcho 320, sendo utilizado o cimento Gaúcho 250. Na tentativa de obter o f_{ck} de projeto foi diminuída a relação a/c. Desta forma obteve-se 21,6 MPa no concreto executado em março/76 e 17,3 MPa e

17,5 MPa em dois ensaios realizados em 04/76. A média entre esses meses é de 19 MPa;

- Abatimento de tronco cônico previsto (Slump test): 8 cm.

Dosagem, mistura, lançamento, adensamento, cura e desforma

As dosagens e misturas referentes aos traços de concreto utilizados foram executadas em usina central montada no canteiro de obras (SEVERO, 1996).

O concreto da viga de paramento e laje do cais do Trecho 4 foi lançado através de caçamba deslocada com grua (SEVERO, 1996).

O adensamento desses elementos estruturais foi mecânico através vibração com agulha (SEVERO, 1996).

A cura das lajes foi executada através de camada de areia saturada com água potável por no mínimo 7 dias. A desforma do fundo das lajes foi realizada , em média, após 60 dias (SEVERO, 1996).

Conforme FERNANDES (1998), engenheiro fiscal da Concremat Engenharia e Tecnologia S.A. na época da execução dessa obra, foi realizada cura úmida por 7 dias na viga de paramento utilizando-se sobre esse elemento uma tubulação de 1/2" com furos ao longo do seu comprimento, permitindo uma molhagem contínua com água potável.

As estacas-prancha foram concretadas com uma face plana, junto a qual foram pretensadas 4 cordoalhas de 1/2", sobre uma base de concreto com acabamento "nateado" e com uso de desformante ou lâmina de plástico; e a outra como face de topo (sem fôrma), junto a qual foram pretensionadas 2 cordoalhas de 1/2", enquanto que as laterais da fôrma, constituídas do macho e fêmea, eram de madeira. O adensamento foi por vibração com agulha. A cura foi úmida com água potável por sete dias. O lado da estaca prancha contendo 4 cordoalhas ficou em contato com água do canal, ficando ao lado com 2 cordoalhas em contato com o terrapleno. (SEVERO, 1998).

4.2.2 Características atuais do concreto

Resistência a compressão

A Foto 4.1 e a Foto 4.2 mostram a preparação dos testemunhos. A Foto 4.3 e a Foto 4.4 mostram o aspecto dos testemunhos após a ruptura. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 4.13, sendo que as medições realizadas nesse ensaio são mostradas na Tabela A.1 do Anexo A.



FOTO 4.1 - Preparo dos testemunhos para os ensaios de compressão e módulo de elasticidade



FOTO 4.2 - Testemunhos submersos - ensaios de compressão e módulo de elasticidade

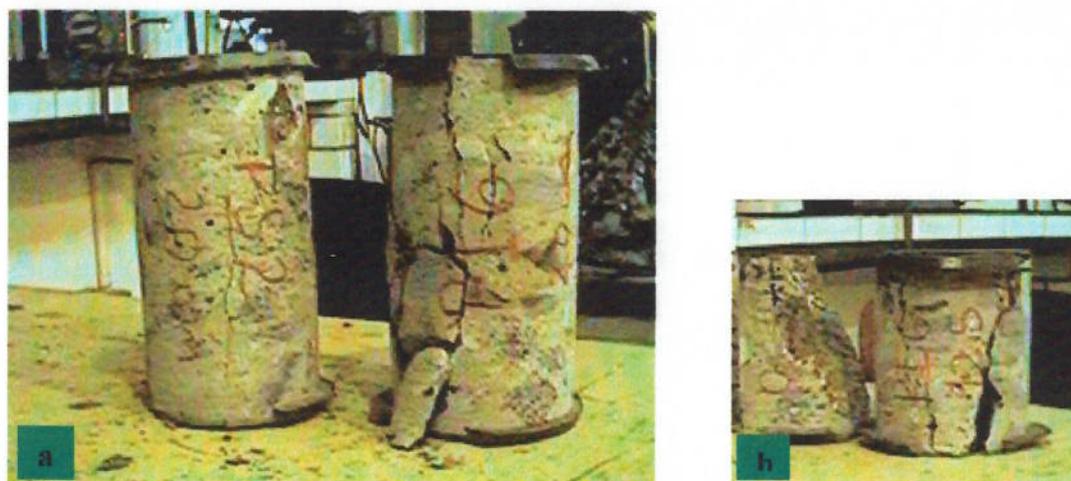


FOTO 4.3 - Ensaio de resistência a compressão (NBR 5739, 1980) - a) **PS2, PI6**; b) **PS2', PI6'**



FOTO 4.4 - Ensaio de resistência a compressão (NBR 5739, 1980) - **ESx, ESxiv**

TABELA 4.13 - Valores do ensaio de compressão (NBR 5739, 1980)

Testemunho	PS2	PI6	PS2'	PI6'	ES x	ES xiv
Dm - cm	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40
L - cm	19,20	19,35	12,50	12,60	12,50	12,55
L/Dm	2,04	2,06	1,33	1,34	1,33	1,34
Lc - cm	19,70	19,60	12,90	12,90	12,80	13,00
Lc/Dm	2,10	2,09	1,37	1,37	1,36	1,38
f_c - MPa	55,3	55,1	56,4	59,1	39,9	49,3
Coef. de correl.	1,00	1,00	0,98	0,93	--	--

Módulo de elasticidade

O ensaio foi realizado efetuando o plano de carregamento Tipo I (NBR 8522/1984) obtendo-se, portanto, o Módulo de elasticidade inicial, visto que a laje do cais possui um carregamento acidental menor que o carregamento permanente. Não foi realizado esse ensaio no concreto das estacas pranchas pela impossibilidade de obter-se testemunhos com dimensões especificadas pela NBR 8522 (1984). A carga para ruptura prevista foi de 40 T.

A Foto 4.5 mostra o ensaio do módulo de elasticidade e a Foto 4.6 mostra os corpos de prova depois de rompidos.

Os resultados numéricos do ensaio são apresentados na Tabela 4.14, sendo que as medições realizadas nesse ensaio são mostradas na Tabela A.2 do Anexo A.



FOTO 4.5 - Ensaio do módulo de elasticidade inicial



FOTO 4.6 - Módulo de elasticidade - Testemunhos rompidos: PS3, PI5, PS5 e PI2

TABELA 4.14 - Valores obtidos no ensaio do módulo de elasticidade inicial - carregamento tipo I (NBR 8522, 1984)

Testemunho	PS3	PS5	PI5	PI2
f_c (MPa)	83,3	70,5	49,4	47,8
Mód. Elasticidade inicial (GPa)	26,4	23,4	23,9	18,8

Massa específica e índice de vazios

A Foto 4.7, a Foto 4.8 e a Foto 4.9 mostram etapas do ensaio.

Os resultados desse ensaio são apresentados na Tabela 4.15.



FOTO 4.7 - Medida de massa dos testemunhos para ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica



FOTO 4.8 - Testemunhos submersos em água no ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica

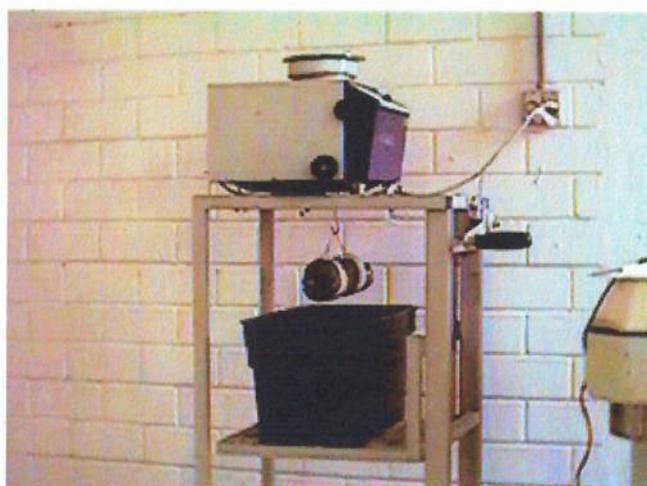


FOTO 4.9 - Pesagem submersa no ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica

TABELA 4.15 - Valores obtidos de absorção de água, índice de vazios e massa específica (NBR 9778, 1987)

Medições durante o ensaio (g)										
Test.	Massa seca em estufa				Massa saturada			M. sub. após sat.	M. após ferv.	
	24 H	48 H	72 H	23 °C	24 H	48 H	72 H		sup. Seca	Subm.
PS4	5236	5179	5157	5156	5383	5408	5411	3148	5427	3165
PI3	5482	5404	5384	5383	5641	5663	5663	3319	5669	3326
ES viii	3389	3347	3333	3334	3528	3531	3531	2045	3543	2056
ES iv	2583	2547	2538	2538	2728	2733	2733	1560	2739	1564
Cálculos após ensaio										
	Absorção		Índ. de vazios		Massa específica (g/cm ³)					
	a/sat.	a/ferv.	a/sat.	a/ferv.	seca	sat.	sat/fer.	real		
PS4	4,95	5,26	11,27	11,98	2,26	2,37	2,38	2,57		
PI3	5,20	5,31	11,95	12,21	2,29	2,41	2,41	2,61		
ES viii	5,91	6,27	13,26	14,06	2,23	2,36	2,37	2,59		
ES iv	7,68	7,92	16,62	17,11	2,15	2,32	2,32	2,60		

Absorção capilar

Foi obedecida a especificação da norma em que a relação entre a altura e o diâmetro do testemunho é igual a dois. Portanto, como o diâmetro dos testemunhos é de 9,4 cm, não foi seguida a especificação de norma de volume mínimo por testemunho de 2500 cm³.

Os resultados numéricos do ensaio são apresentados na Tabela 4.16, sendo que as medições desse ensaio são apresentadas na Tabela A.3 do Anexo A.

TABELA 4.16 - Valores obtidos no ensaio de absorção capilar (NBR 9779, 1987)

Testemunho		PS1	PI1	ES _{IV}	ES _{VIII}
M. seca ao ar (g)		3148	3152	2152	2887
M. seca estufa (g)		3119	3110	2100	2835
3 h	Massa(g)	3124	3118	2113	2844
	C (g/cm ²)	0,072	0,115	0,187	0,130
6 h	Massa(g)	3124	3120	2117	2847
	C	0,072	0,144	0,245	0,173
24 h	Massa(g)	3127	3124	2129	2856
	C (g/cm ²)	0,115	0,202	0,418	0,303
48 h	Massa(g)	3129	3127	2140	2863
	C (g/cm ²)	0,144	0,245	0,576	0,403
72 h	Massa(g)	3130	3129	2146	2867
	C (g/cm ²)	0,159	0,274	0,663	0,461

A Fig. 4.15, a Fig. 4.16 e a Fig. 4.17 mostram os perfis de absorção logo após o rompimento dos corpos de prova.

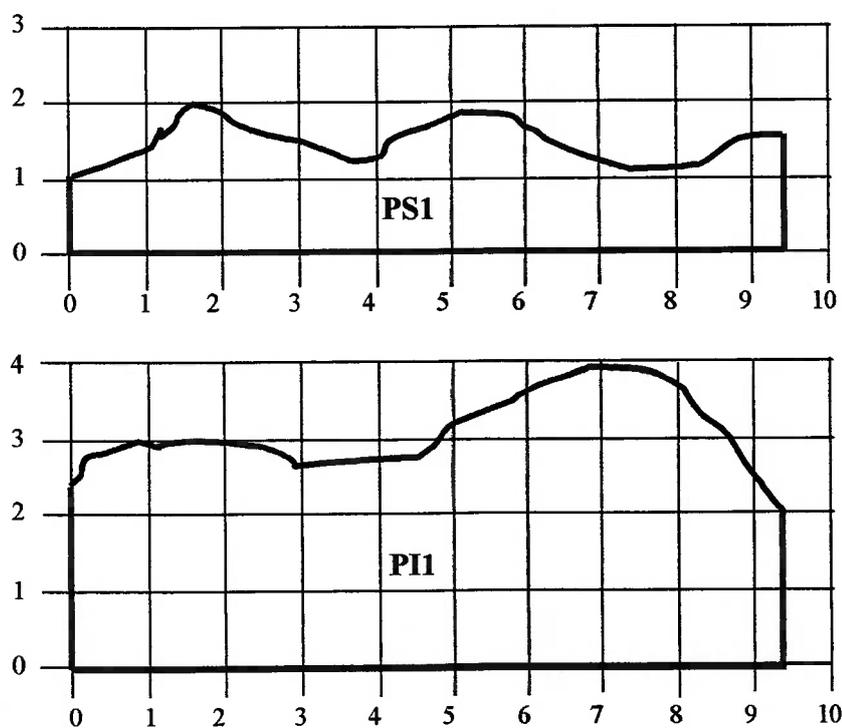


FIGURA 4.15 - Perfis de absorção de água por capilaridade (esc.= 1 cm) - PS1, PI1

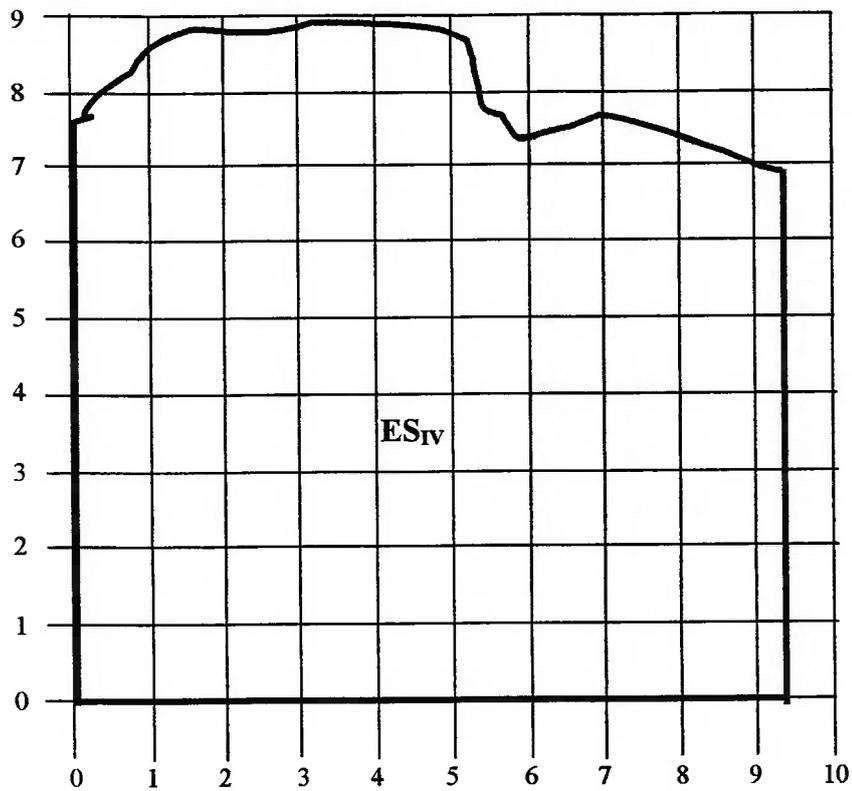


FIGURA 4.16 - Perfil de absorção de água por capilaridade (esc.= 1 cm) - **ESIV**

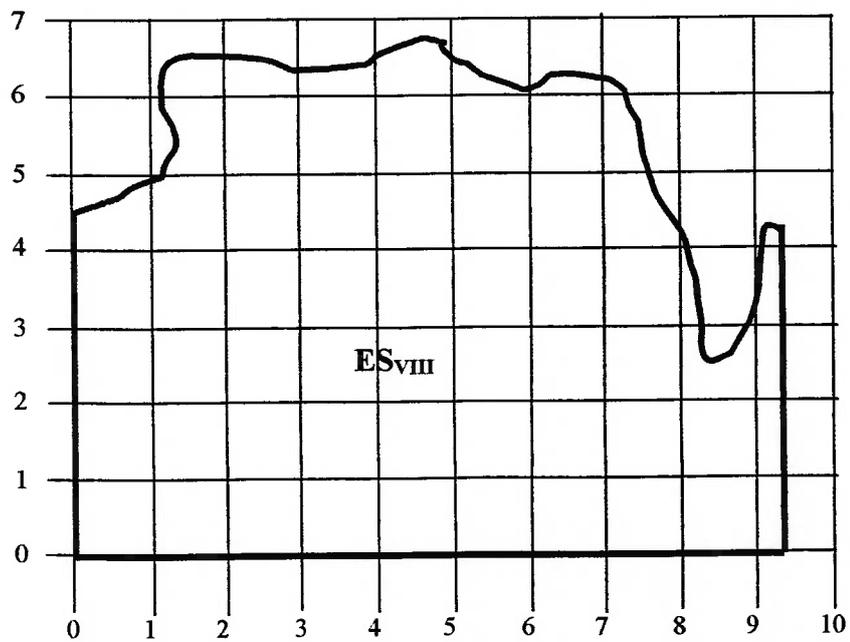


FIGURA 4.17 - Perfil de absorção de água por capilaridade (esc.= 1 cm) - **ESviii**

A Foto 4.10 mostra o rompimento dos corpos de prova para obtenção dos perfis de absorção de absorção.

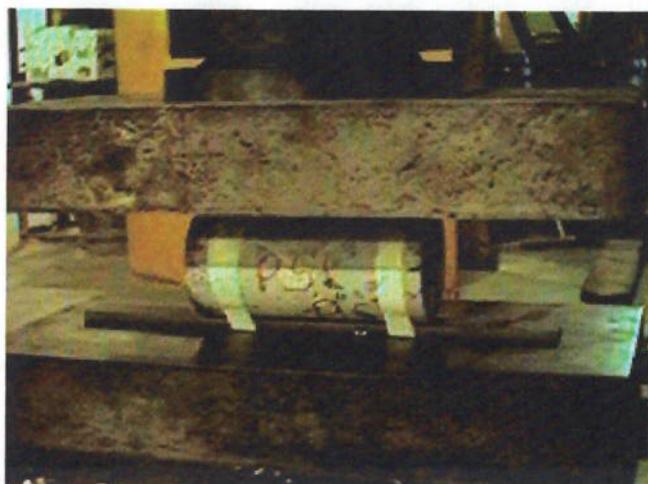


FOTO 4.10 - Rompimento dos testemunhos para obtenção dos perfis de absorção

4.2.3 Estado de conservação e intensidade do ataque

Exame visual

O exame visual foi realizado durante as etapas de extração dos testemunhos (Foto 4.11), extração de material para ensaios de teores de íons cloreto e sulfato, ensaios "in loco" e reparo dos furos de extração.

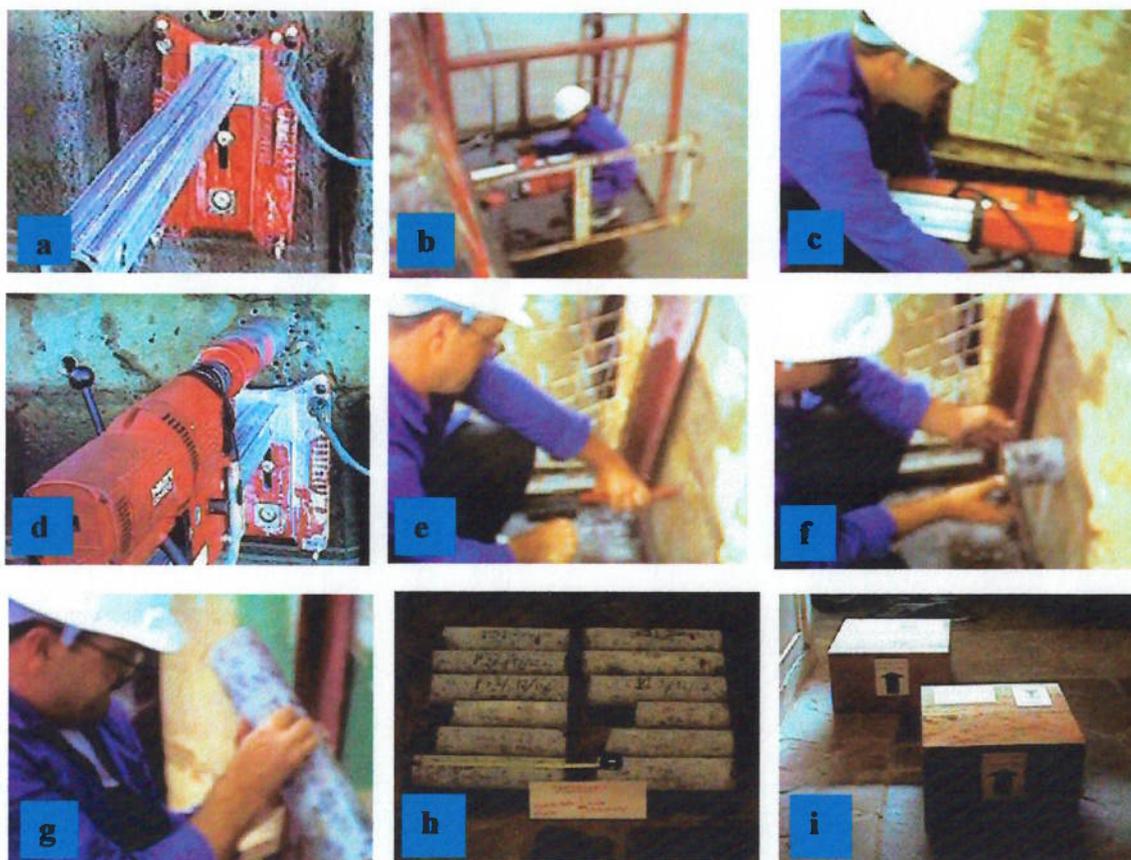


FOTO 4.11 - Extração dos testemunhos: a) Fixação do equipamento, b a f) extração dos testemunhos, g a h) identificação dos testemunhos, i) embalagem dos testemunhos para transporte

Os testemunhos da viga do paramento e da laje, na face vertical do paramento foram extraídos entre 29/01/ 98 e 10/07/98. Os testemunhos das estacas pranchas foram todos extraídos no mês de julho de 98.

Na viga e face vertical da laje no paramento do Trecho 4 e nas estacas pranchas do trecho 6 foram realizadas as seguintes observações:

- Lixiviação - o Trecho 4 apresenta material lixiviado nas juntas de dilatação e juntas de concretagem, principalmente entre a viga de paramento e a laje do cais, provavelmente devido a infiltrações provenientes do vão situado entre a viga V1 e a viga de paramento (Foto 4.12). Nas estacas pranchas não foi observado lixiviação;
- Eflorescência - não foram observadas eflorescências nos dois trechos pesquisados;

- Fissuras - no Trecho 4 há algumas trincas nas juntas de dilatação e de concretagem e poucas trincas nas superfícies dos elementos pesquisados. Nas estacas pranchas há trincas entre a argamassa de reparo do topo superior das estacas e o concreto original dessas (Foto 4.25). Durante a extração dos testemunhos teve-se o cuidado de extrair em superfície sem reparo. Não foi observado a olho nu trincas na superfície do concreto. Nos testemunhos extraídos dos pontos superiores das estacas pranchas (ES) foram encontradas macro fissuras junto as barras de aço que tinham a finalidade de resistir aos esforços de cravação dessas estacas (Foto 4.19b). Entre essas barras observa-se uma zona onde se encontra preferencialmente argamassa (Foto 4.19a). Nota-se que o concreto do cobrimento é de boa qualidade (Foto 4.19a). Com microscópio que permite aumento de 120 x, observou-se fatias de concreto da zona de cobrimento e observou-se fissuras milimétricas com um comprimento máximo de 1,50 mm e aberturas inferiores a 0,01 mm (Foto 4.20 e Foto 4.21);
- Lascamento - partes ocas ou lascadas são encontradas nos elementos pesquisados do Trecho 4 somente onde a barra de aço ficou com um cobrimento muito pequeno, sofrendo assim, uma rápida corrosão (Foto 4.12, Foto 4.13b). Nas estacas pranchas foram observados lascamentos somente nos topos, devido aos golpes para obtenção da nega. Os topos das estacas pranchas foram reparados durante a execução da obra, com exceção da primeira estaca prancha (Fig. 4.13a);
- Perda de argamassa na superfície - não foi observada perda de argamassa nos elementos pesquisados;
- Superfície áspera - As estacas pranchas apresentam superfície áspera e os elementos pesquisados do Trecho 4 apresentam superfícies ásperas e superfícies lisas, sendo que, aparentemente, a superfície áspera deve-se à problema de forma ou de umidade da forma, visto que, tanto nas superfícies ásperas como nas superfícies lisas, são observadas marcas de forma. No interior dos poros existentes na superfície, a parede apresenta-se revestida de pasta de cimento, não demonstrando perda de material;

- Manchas de corrosão - no Trecho 4 foram observadas manchas de oxidação onde a ferragem possui um cobrimento muito pequeno (Foto 4.12, Foto 4.13b). Nas estacas prancha foram observadas manchas de corrosão somente no topo da primeira estaca (Foto 4.13a);
- Outros - Entre a viga inferior pré-moldada e a laje, entre a junta de concretagem, entre as duas camadas da laje do cais e entre a laje e a viga de paramento, são observados reparos devido a falhas de concretagem (Foto 4.12). Esses reparos foram executados na época da execução do cais (SEVERO, 1996). As estacas pranchas apresentam coloração diferente, ou seja, mais escura aproximadamente a partir da cota +170 cm em relação ao "Zero DHN" (Foto 4.14 e Foto 4.15). Na Foto 4.16 observa-se a pasta que fica aderente a barra de aço devido ao efeito parede. Durante a extração dos testemunhos e medições com Gecor6 foram observadas as condições de conservação das barras, além do diâmetro e cobrimento de cada barra de aço exposta. Em todos elementos estruturais pesquisados o estado de conservação, de todas as barras em que foram retirado a camada de concreto de cobrimento, era bom, como pode ser observado na Foto 4.17 e Foto 4.18, onde é mostrado uma barra de aço de um testemunho e uma cordoalha das estacas prancha. Visualmente não pode-se constatar se essas barras de aço estão ou não em processo de corrosão. O diâmetro e a espessura da camada de concreto de cobrimento são apresentados na Tabela 4.17, sendo que nas estacas pranchas foram encontradas barras verticais com 20 mm de diâmetro e barras horizontais de 12 mm de diâmetro que fazem parte do reforço para cravação da estaca, além das cordoalhas de 1/2" composta por sete fios.

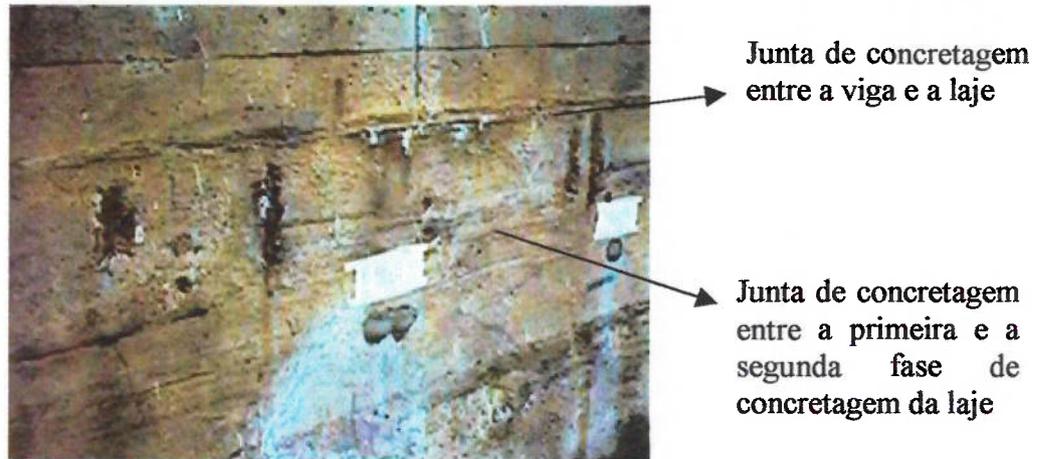


FOTO 4.12 -Paramento no Trecho 4 - viga e laje



FOTO 4.13 - a)Primeira estaca prancha no extremo sul do Trecho 6; b) Face vertical da laje do cais - Ponto PI4



FOTO 4.14 - Extremo sul do Trecho 6 - estacas pranchas

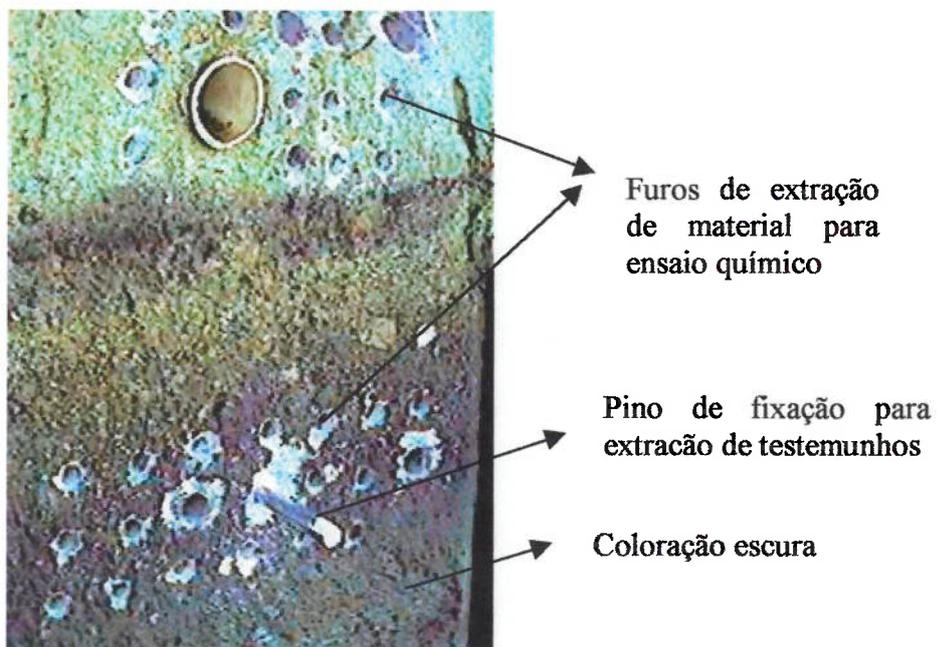


FOTO 4.15 - Pontos da pesquisa ESiv e EIV



FOTO 4.16 - Pasta entre o concreto e a barra de aço - "efeito parede"

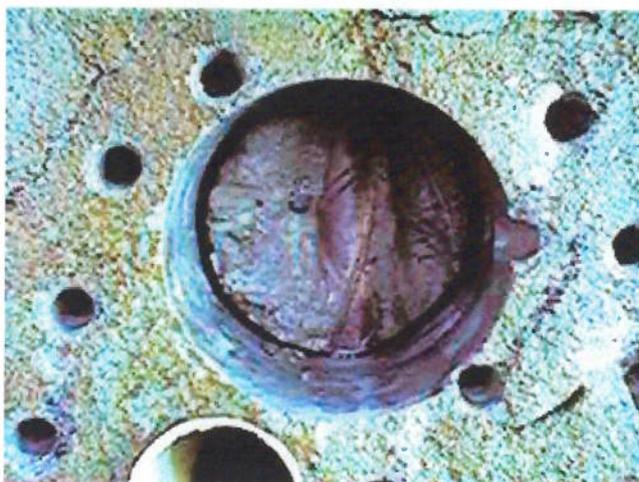


FOTO 4.17 - Barra exposta no testemunho ESiv (diâmetro de 19 mm)

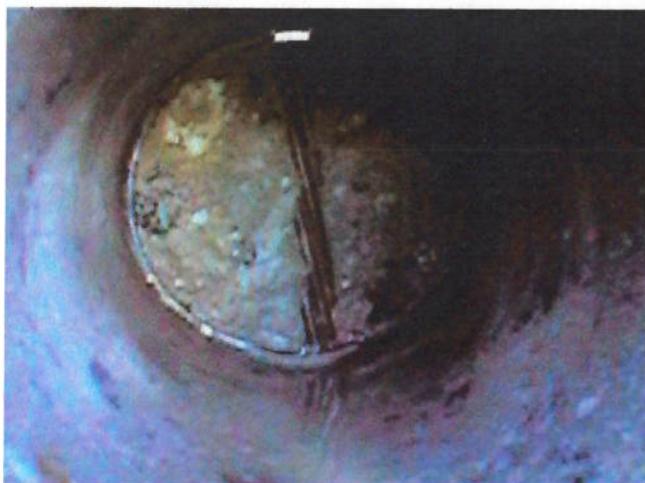


FOTO 4.18 - Cordoalha exposta na retirada do testemunho ESx (diâmetro de 1/2" e com sete fios)

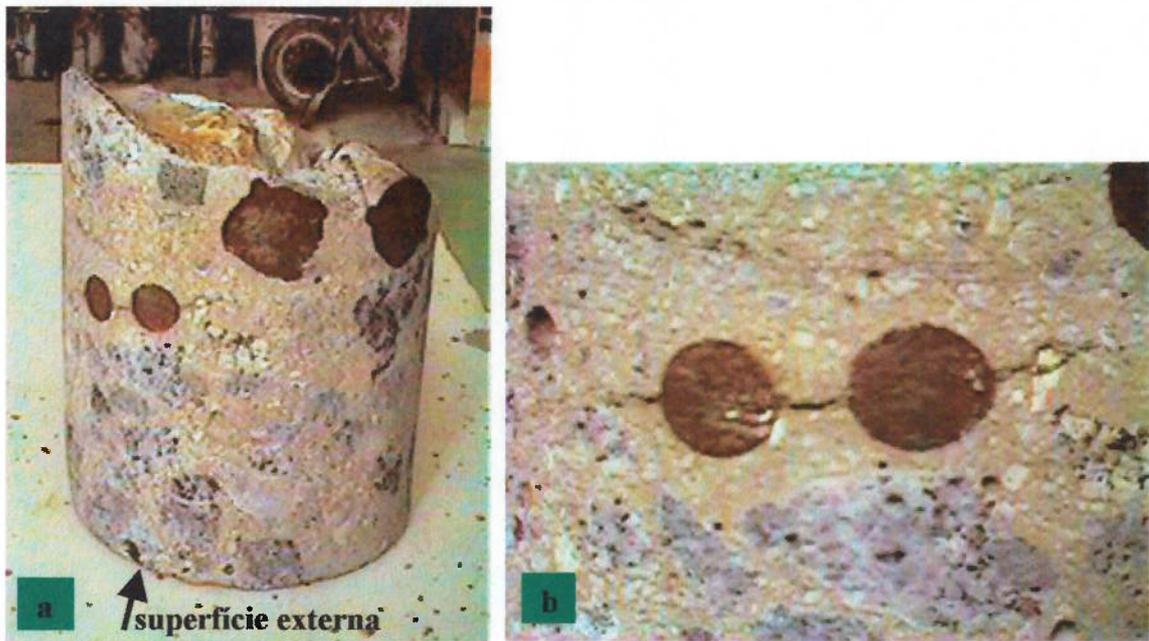


FOTO 4.19 - Concreto de um ponto ES com as barras longitudinais de 19,0 mm e estribos de 12,5 mm da cabeça da estaca: a) detalhe da zona com predominância de argamassa entre as barras de aço; b) detalhe de uma das macro fissuras encontradas junto as barras de aço

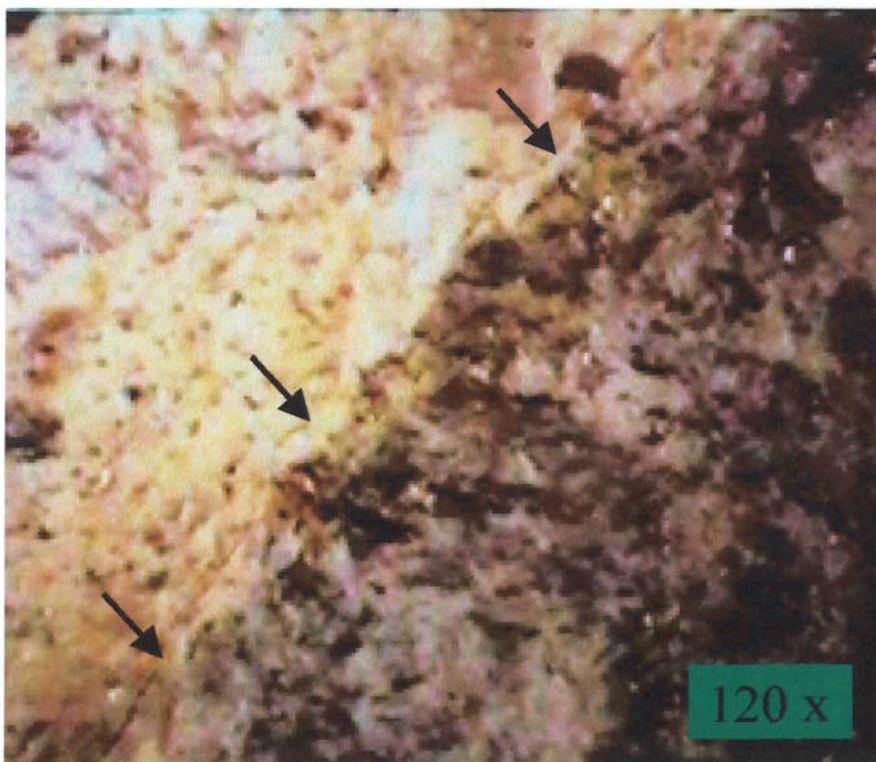


FOTO 4.20 - Fissura milimétricas encontradas nas cabeças das estacas pranchas: fissura entre a pasta e o agregado, com 1,50 mm de comprimento e menos de 0,01 mm de abertura

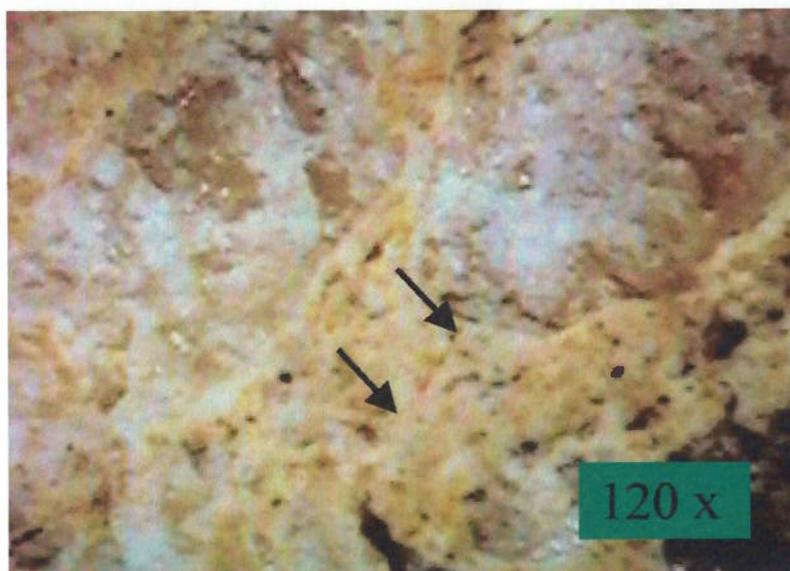


FOTO 4.21 - Fissura milimétrica encontrada nas cabeças das estacas pranchas: fissura na pasta, com 0,30 mm de comprimento e menos de 0,01 mm de abertura

TABELA 4.17 - Diâmetro e cobrimento mínimo das barras de aço pesquisadas

Elemento	Ponto	Diâmetro (mm)	Cobrimento (mm)
Viga do Paramento (Trecho 4)	PS1	16,0	78,8
	PS2	16,0	49,5
	PS3	16,0	23,5
	PS4	16,0	48,9
	PS6	12,5	64,7
Laje (trecho 4) - Face Vertical do Paramento	PI1	16,0	74,7
	PI2	16,0	54,3
	PI3	16,0	38,0
	PI4	16,0	16,8
Estacas Pranchas (Trecho 6)	ESiv	12,5 *	64,2
		12,5 **	60,0
		19,0	76,0
	ESviii	12,5 **	67,9
		19,0	79,0
		ESx	12,5 **
	ESxiv	19,0	67,5
		12,5 **	66,4
		19,0	79,0
		19,0	79,0

* Cordoalha com 7 fios de aço; ** Barra de aço

Ensaio de profundidade de carbonatação

Os valores medidos da profundidade da frente de carbonatação com solução de fenolftaleína e timolftaleína são apresentados na Tabela 4.18.

TABELA 4.18 - Medição da profundidade de carbonatação com solução de fenolftaleína e solução de timolftaleína

Viga de paramento (Trecho 4)						
Ponto	PS1	PS2	PS3	PS4	PS5	PS6
Data (dia/mês/98)	06/05	06/05	06/05	06/05	06/05	06/05
cCO ₂ (fenolftaleína) (mm)	zero	* 3,0	zero	zero	zero	1,5
cCO ₂ (timolftaleína) (mm)	zero	** 4,0	zero	zero	zero	2,0
Paramento - laje do cais (Trecho 4)						
Ponto	PI1	PI2	PI3	PI4	PI5	PI6
Data (dia/mês/98)	06/05	06/05	06/05	06/05	06/05	10/07
cCO ₂ (fenolftaleína) (mm)	zero	zero	zero	zero	zero	zero
cCO ₂ (timolftaleína) (mm)	zero	zero	zero	zero	2,0	zero
Estacas pranchas - pontos superiores (Trecho 6)						
Ponto	ES _{IV}	ES _V	ES _{VIII}	ES _X	ES _{XII}	ES _{XIV}
Data (dia/mês/98)	25/06	25/06	25/06	25/06	25/06	25/06
cCO ₂ (fenolftaleína) (mm)	zero	zero	zero	zero	zero	zero
cCO ₂ (timolftaleína) (mm)	zero	zero	zero	zero	zero	zero
Estacas pranchas - pontos inferiores (Trecho 6)						
Ponto	EI _{IV}	EI _V	EI _{VIII}	EI _X	EI _{XII}	EI _{XIV}
Data (dia/mês/98)	25/06	25/06	25/06	25/06	25/06	25/06
cCO ₂ (fenolftaleína) (mm)	zero	zero	zero	zero	zero	zero
cCO ₂ (timolftaleína) (mm)	zero	zero	zero	zero	zero	zero

* Medições variando entre 1,0 e 3,0 mm

** Medições variando entre 2,0 e 4,0 mm

A Foto 4.22 mostra a medição da profundidade da frente de carbonatação com solução de fenolftaleína (coloração vermelha) e com solução de timolftaleína (coloração azul).



FOTO 4.22 -Ensaio de profundidade de carbonatação com solução de fenolftaleína (coloração vermelha) e solução de timolftaleína (coloração azul)

Medições de potencial de corrosão, corrente de corrosão e resistividade do concreto

Foram realizadas medições acima e abaixo de alguns pontos do paramento do Trecho 4 do cais. Nas estacas pranchas foram medidos abaixo dos pontos mais inferiores, pois não havia espaço suficiente entre os furos de extração de material para ensaio químico dos pontos superiores e inferiores. Somente na estaca prancha E_x as medições foram realizadas entre os pontos ES_x e EI_x .

Inicialmente a conexão das barras de aço ao Gecor6 foi realizada através de fio de cobre soldado a essas (Foto 4.23). Devido a grande massa de concreto, mesmo esquentando a barra de aço com maçarico, essa esfria rapidamente, o que dificulta a solda com estanho. Sendo assim, optou-se por expor uma parte da barra de aço, com auxílio do martetele, e com a talhadeira e marreta faz-se uma saliência onde é conectado o jacaré que interliga o fio de contato ao Gecor6 (Foto 4.24).

Foram medidos os cobrimentos das barras, sendo que quando foi conectado dentro do furo de extração de testemunho (nos furos onde foram cortadas barras de aço durante a extração de testemunho) foram feitas duas medições: uma na face mais superior do furo e outra na face mais inferior. Quando foi conectado ao lado do furo de

extração do testemunho (nos furos onde não foram cortadas barras de aço) foi realizada apenas uma medição do cobrimento, devido as dimensões reduzidas do acesso a barra de aço. Todas as barras medidas estão em posição vertical.

Na Foto 4.25 observa-se a dificuldade de se realizar a medição nas estacas pranchas devido a saliência de 50 cm da laje do cais.



FOTO 4.23 - Solda do fio para conectar a barra de aço ao Gecor6



FOTO 4.24 - Conexão da barra ao Gecor6 através da formação de uma saliência

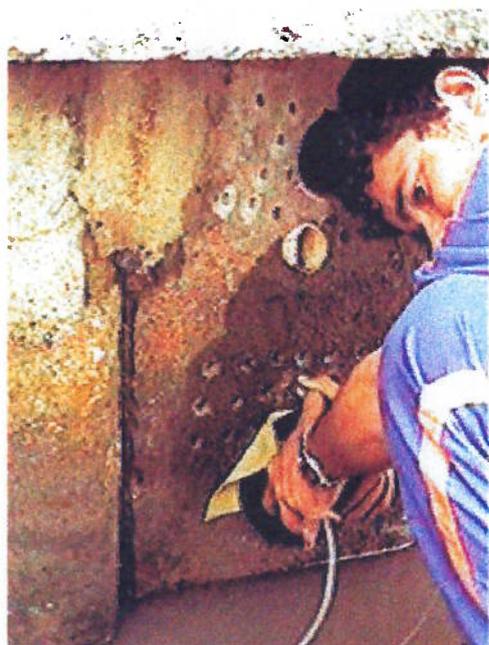


FOTO 4.25 - Medição com o Gecor6 - dificuldade do acesso devido a saliência de 50 cm da laje e o alto nível da água do canal

Os valores das medições realizadas com o Gecor6 e o cobrimento das barras são apresentados na Tabela 4.19.

TABELA 4.19 - Valores das medições realizadas com Gecor6

Local	Pontos	Cobr.	i_{corr}	E_{corr}	ρ	T
Data med.		mm	$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	mV	$\text{k}\Omega.\text{cm}$	$^{\circ}\text{C}$
do cais	PS1s	91,3	0,012	-197,6	260,71	18,3
	PS1i	78,8	0,040	-106,3	142,40	17,6
	PI1s	74,7	0,099	-329,0	116,74	16,9
	PI1i	87,6	0,063	-282,0	66,24	17,5
	PS2s	49,5	0,030	-110,5	106,59	16,4
	PS2i	49,5	0,028	-201,2	119,02	15,7
	PI2s	54,3	0,065	-191,8	57,10	17,5
	PI2i	54,3	0,020	-244,5	64,81	16,6
	PS3s	23,5	0,038	-127,5	130,40	18,8
	PS3i	23,5	0,197	-132,1	99,26	18,1
	PI3s	38,0	0,115	-376,7	123,00	18,4
	PI3i	38,0	0,036	-463,9	105,96	18,3
	PS4s	48,9	0,001	-146,7	145,60	14,1
	PS4i	48,9	0,047	-77,3	126,09	14,0
	PI4s	16,8	0,057	-164,4	98,40	11,0
	PI4i	16,8	0,051	-282,7	46,38	11,5
Estacas	EI _{Ivi}	76,0	0,193	-414,8	157,70	18,6
Pranchas	EI _{Viii}	79,0	0,148	-367,3	46,53	19,0
	ES _{xi}	67,5	0,027	-330,7	29,79	19,9
	EI _{XIvi}	79,0	0,065	-359,1	69,92	19,8

- ϕ barra: Paramento - 16 mm Estacas pranchas - 2 ϕ 19 mm
- Datas das medições: Paramento - 03/09/98 Estacas pranchas - 19/08/98
- Áreas de medição do I_{corr} : Paramento - 53 cm^2 Estacas pranchas - 120 cm^2

Teores de íons cloreto solúveis em água e solúveis em ácido

Na extração de material para ensaio químico foram executados 20 furos em cada ponto pesquisado em uma área de 10cm de altura por 30 cm de largura (Foto 4.15), cujo centro coincide com os pontos marcados na Fig. 4.12, 4.13 e 4.14, totalizando 120 furos com broca de 12 mm para cada micro-ambiente analisado. A extração deste material iniciou em 06/05/98 e terminou em 25/06/98. A Foto 4.26 mostra os equipamentos utilizados para extração do material para análise química e na Foto 4.27 observa-se o martelete em uso.

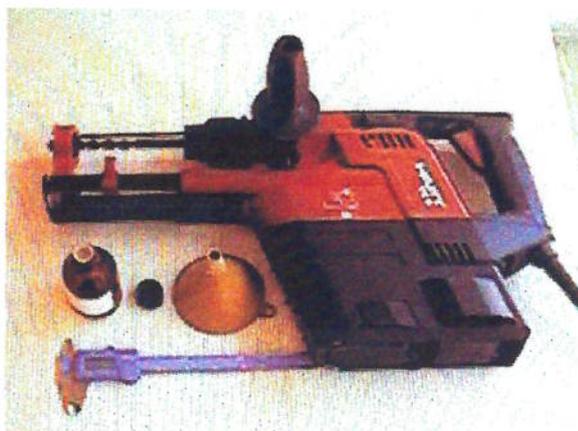


FOTO 4.26 - Equipamentos utilizados para extração de material para ensaio químico



FOTO 4.27 - Extração com martelete de material para ensaios químicos

Durante a pesquisa verificou-se a necessidade de comparar a diferença da intensidade de ataque de íons cloretos em função da posição da superfície exposta em relação a superfície de concretagem. Em julho de 1999 foi realizada extração com marteleto na superfície da estaca prancha localizada no extremo sul do cais (Trecho 4), na face leste (sob a laje do cais) e na mesma cota dos pontos ES. Esse Ponto foi denominado ESF (estaca/ponto superior/superfície de fundo em relação a superfície de concretagem).

Nos pontos ES o teor de íons cloreto apresentaram valores que normalmente provocam corrosão no aço até a profundidade de 40 mm. Devido a esse fato, retornou-se a esses pontos das estacas pranchas, realizando uma limpeza dos furos com uma leve raspagem utilizando o marteleto e posteriormente extração de material em mais duas camadas de 5 mm.

Os resultados desse ensaio são apresentados na Tabela 4.20, sendo que os ensaios foram realizados no Laboratório de Química dos Materiais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo S.A..

TABELA 4.20 - Resultados das determinações dos teores de íons cloreto (%) em relação a massa de concreto

Localização	Camada	Profundidade extração (mm)	Cloreto (Cl ⁻)	
			Sol. água ASTM C 1218/92	Sol. ácido ASTM C 1152/90
PS	1	0 a 5	0,53	0,55
	2	5 a 10	0,32	0,34
	3	10 a 15	0,26	0,26
	4	15 a 20	0,12	0,13
	5	20 a 25	0,10	0,11
	6	25 a 30	0,05	0,04
	7	30 a 35	0,04	0,03
	8	35 a 40	0,01	0,03
PI	1	0 a 5	0,64	0,65
	2	5 a 10	0,39	0,47
	3	10 a 15	0,42	0,43
	4	15 a 20	0,37	0,36
	5	20 a 25	0,35	0,35
	6	25 a 30	0,17	0,19
	7	30 a 35	0,12	0,13
	8	35 a 40	0,06	0,06
ES	1	0 a 5	0,33	0,36
	2	5 a 10	0,50	0,50
	3	10 a 15	0,60	0,57
	4	15 a 20	0,47	0,50
	5	20 a 25	0,35	0,34
	6	25 a 30	0,21	0,23
	7	30 a 35	0,13	0,18
	8	35 a 40	0,11	0,13
	9	40 a 45	0,08	0,08
	10	45 a 50	0,04	0,04
EI	1	0 a 5	0,23	0,24
	2	5 a 10	0,41	0,41
	3	10 a 15	0,40	0,39
	4	15 a 20	0,31	0,30
	5	20 a 25	0,16	0,15
	6	25 a 30	0,05	0,04
	7	30 a 35	0,10	0,09
	8	35 a 40	0,04	0,04
ESF	1	0 a 5	0,09	--
	2	5 a 10	0,14	--
	3	10 a 15	0,23	--
	4	15 a 20	0,21	--
	5	20 a 25	0,18	--
	6	25 a 30	0,13	--
	7	30 a 35	0,07	--
	8	35 a 40	0,03	--
	9	40 a 45	0,03	--

Teores de íons sulfato solúveis em água e solúveis em ácido

Os resultados desse ensaio são apresentados na Tabela 4.21, sendo que os ensaios foram realizados no Laboratório de Química dos Materiais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo S.A..

TABELA 4.21 - Resultados das determinações dos teores de íons sulfato (%) em relação a massa de concreto

Localização	Camada	Profundidade extração (mm)	Sulfato (SO ₄ ⁻²)	
			Sol. água ASTM C 1218/92 ASTM C 25/96	Sol. ácido ASTM C 25/96
PS	1	0 a 5	0,12	0,44
	2	5 a 10	0,12	0,35
	3	10 a 15	0,10	0,32
	4	15 a 20	0,09	0,28
	5	20 a 25	0,10	0,28
	6	25 a 30	0,10	0,27
	7	30 a 35	0,11	0,27
	8	35 a 40	0,10	0,31
PI	1	0 a 5	0,15	0,69
	2	5 a 10	0,11	0,41
	3	10 a 15	0,09	0,30
	4	15 a 20	0,09	0,31
	5	20 a 25	0,10	0,32
	6	25 a 30	0,12	0,32
	7	30 a 35	0,12	0,33
	8	35 a 40	0,13	0,32
ES	1	0 a 5	0,19	0,41
	2	5 a 10	0,14	0,38
	3	10 a 15	0,10	0,30
	4	15 a 20	0,10	0,25
	5	20 a 25	0,08	0,26
	6	25 a 30	0,09	0,23
	7	30 a 35	0,09	0,24
	8	35 a 40	0,10	0,24
	9	40 a 45	0,14	0,20
	10	45 a 50	0,10	0,15
EI	1	0 a 5	0,19	0,38
	2	5 a 10	0,18	0,34
	3	10 a 15	0,13	0,26
	4	15 a 20	0,12	0,23
	5	20 a 25	0,10	0,25
	6	25 a 30	0,13	0,23
	7	30 a 35	0,14	0,27
	8	35 a 40	0,13	0,24

4.3 COMENTÁRIOS

Todos ensaios previstos no planejamento dessa pesquisa foram realizados, permitindo, através da análise dos resultados, que o objetivo principal seja desenvolvido, ou seja, obter modelo de vida útil para os materiais e técnicas de execução utilizados no concreto dos elementos estruturais pesquisados, assim como para o ambiente onde estes elementos estruturais estão localizados.

Essa análise é apresentada no próximo capítulo, assim como a análise de normas e modelos descritos no Capítulo 3, quanto a validade desses para os tipos de materiais e técnicas de execução do concreto utilizado e o ambiente onde se localiza os elementos estruturais pesquisados.

CAPÍTULO V APRECIÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MICRO AMBIENTES PESQUISADOS

Através das medições do marégrafo localizado junto a Praticagem da Barra (Ministério da Marinha, 1992) (ver Fig. 4.2 e Fig. 4.4) pode-se classificar o micro ambiente em que estão localizados os pontos de extração mostrados na Fig. 4.13.

A Tabela 5.1 apresenta a cota em relação ao marégrafo DHN do centro dos pontos de extração, número de dias, do ano de 1992, em que esses pontos estavam posicionados em zona de névoa, zona de respingo, zona de maré e zona submersa e identificação das zonas predominantes (zona de névoa, respingo, maré e submersa) nos micro ambientes pesquisados. Na falta de medições para identificar os dias em que esses pontos foram atingidos por respingos, adotou-se como provável dia de zona de respingo quando a maré alta atingi valores menores que a sua cota e maiores que 50 cm abaixo dessa. Esse valor é adotado pela experiência deste pesquisador - autor, durante o tempo em que pesquisou a estrutura desse cais (desde de janeiro de 1995 até 2000). As marolas geradas pelo vento, dentro do Canal do Rio Grande, normalmente são baixas. Normalmente as maiores marolas são geradas pela movimentação de embarcações em frente ao cais. Essa movimentação é bastante intensa e a altura das marolas geradas por essas embarcações só são ultrapassadas quando os ventos atingem velocidades bastante grandes, o que acontece ocasionalmente.

Identifica-se na Tabela 5.1 que entre a zona permanentemente de névoa e a zona permanentemente submersa situam-se micro ambientes que variam sazonalmente o tipo de zona de ataque em ambiente marítimo.

TABELA 5.1 - Caracterização dos micro ambientes pesquisados (dados do ano de 1992)

Posição Fig. 4.2	Cota DHN (cm)	Dias no		Zona de névoa	Zona de respingo	Zona de maré	Zona submersa	Zona pre- dominante
PS	360	ano	d	366	zero	zero	zero	N
			%	100	zero	zero	zero	100
PI	210	verão	out.	86	04	zero	zero	N/R
			inv.	64	29	zero	zero	N/R
			prim.	77	16	zero	zero	N/R
			prim.	85	05	zero	zero	N/R
		ano	d	312	54	zero	zero	N/R
			%	85,2	14,8	zero	zero	85/15
ES	170	verão	out.	34	52	04	zero	R/N/M
			inv.	14	68	11	zero	R/N/M
			prim.	19	68	06	zero	R/N/M
			prim.	25	62	03	zero	R/N/M
		ano	d	92	250	24	zero	R/N/M
			%	25,1	68,3	6,6	zero	68/25/7
EI	140	verão	out.	3	71	16	zero	R/M
			inv.	3	33	55	02	M/R
			prim.	2	51	39	01	R/M
			prim.	zero	61	29	zero	R/M
		ano	d	8	216	139	03	R/M
			%	2,2	59,0	38,0	0,8	59/38

N - Névoa; R - Respingo; M - Maré; S - Submersa, d - dias

Na atual pesquisa, para os dados do ano de 1992, os pontos da viga do paramento do cais (PS) é uma zona de névoa durante o ano inteiro. Nos pontos da superfície vertical da laje, no paramento (PI), é predominante os dias de zona de névoa (85%) com alguns dias de zona de respingo (15%). Nos pontos mais superiores nas estacas pranchas (ES) são predominantemente os dias de zona de respingo (68%) com um substancial número de dias de zona de névoa (25%) e poucos dias de zona de maré (7%). Nos pontos de extração mais inferiores das estacas pranchas (EI) são predominantemente os dias de zona de respingo (59%) com muitos dias de zona de maré (38%) e o número de dias de zona de névoa e zona submersa é praticamente desprezível. Os percentuais de dias que caracteriza um micro ambiente como zona de névoa, respingo, maré ou submersa variam com as estações do ano, sendo que nos pontos de extração EI, as zonas de predominância de outubro/92 (mais dias como zona de maré seguido de muitos dias de zona de respingo) inverteu em relação aos percentuais das demais estações do ano de 1992 (mais dias como zona de respingo seguido de muitos dias de zona de maré).

Desta forma optou-se por fazer a seguinte classificação dos micro ambientes pesquisados:

- Viga do paramento (PS) - Zona totalmente de névoa (ZTN);
- Face vertical da laje do cais (PI) - Zona predominantemente de névoa (ZPN);
- Estacas pranchas - ponto sup. (ES) - Zona predominantemente de respingo (ZPR);
- Estacas pranchas - ponto inf. (EI) - Zona predominantemente de respingo e de maré (ZPRM).

5.2 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO PESQUISADO

5.2.1 Resistência a compressão

A NBR 7680 (1983) e a ASTM C 42 (1994) indicam valores que relacionam a resistência a compressão de um testemunho com relação altura/diâmetro igual a dois com testemunhos que tenham essa relação menor que dois. Permitem ainda que se estabeleça essa relação através de ensaios. Sendo assim foram divididos alguns testemunhos formando outros dois, sendo um com relação altura/diâmetro

aproximadamente igual a dois e outro com relação altura/diâmetro aproximadamente igual a 1,37. A finalidade desse ensaio foi buscar uma relação para corrigir o valor dos testemunhos extraídos das estacas pranchas, os quais era impossível obter essa relação igual a dois.

Observa-se que as relações obtidas foram 0,98 entre os testemunhos **PS2** e **PS2'** e 0,93 entre os testemunhos **PI6** e **PI6'**, obtendo-se uma média entre esses dois coeficientes é de 0,95 (Tabela 4.13). A NBR 7680 indica uma relação de 0,91, enquanto a ASTM C 42 (1994) indica bem próxima do valor encontrado, ou seja, um coeficiente de 0,94.

Os valores da carga de ruptura do testemunho extraído da viga do paramento apresentou valor bem próximo da carga de ruptura do testemunho extraído da laje do cais. Esses valores correspondem a uma tensão de ruptura de 55,3 MPa e 55,1 MPa respectivamente. Os testemunhos **ESx** e **ESxiv** apresentaram como tensão de ruptura 39,9 MPa e 49,3 MPa respectivamente para uma relação altura/diâmetro de aproximadamente 1,37. Aplicando o coeficiente médio obtido nos ensaios esses valores correspondem a 37,9 MPa e 46,5 MPa para uma relação altura/diâmetro igual a dois.

Para que esse valores possam ser comparados com o valor da resistência a compressão obtidos durante a execução da obra pesquisada, aos 28 dias, é necessário que se faça o cálculo inverso para estimar a resistência a compressão do concreto conforme estimativa realizada na época da execução da obra pesquisada. Nessa época a norma brasileira em vigência era a NB-1 (1960) e apresentava a seguinte equação:

$$\sigma_R = (1-1,65\nu) \sigma_{c28} \quad \text{sendo}$$

$$\sigma_R = \text{resistência a compressão}$$

$$\sigma_{c28} = \text{tensão de ruptura aos 28 dias}$$

ν = coeficiente de variação de pelo menos 32 corpos de prova.

$$(1-1,65\nu) \leq 0,8$$

Quando o coeficiente de variação não é conhecido, considerar para obras com controle rígido, ou seja, quando houver assistência permanente de engenheiro na obra e

todos os materiais forem medidos em peso, sendo a umidade dos agregados determinada freqüentemente e por método preciso, a seguinte relação:

$$\sigma_R = 3/4 \sigma_{c28}$$

Considerando o número de testemunhos submetidos ao ensaio de resistência a compressão será adotada essa última relação.

Ainda deve-se considerar o crescimento médio da resistência. A NBR 7680 (1983) considera um coeficiente de crescimento de 1,67 para cimento pozolânico.

Assim a resistência a compressão aos 28 dias é estimada em 24,8 MPa e 24,7 MPa para os testemunhos da viga do paramento e laje do cais respectivamente, e 17,0 MPa e 20,9 MPa para os testemunhos das estacas pranchas.

Comparando com os valores dos ensaios realizados durante a execução da obra, nota-se uma boa aproximação entre os valores do concreto utilizado na viga do paramento - valores entre 22,6 MPa e 25,8 MPa e média de 23,95 MPa dos valores estimados na época da execução da obra, sendo que o valor estimado hoje é de 24,8 MPa, com uma diferença de 3,5%.

O mesmo ocorre com o concreto empregado na laje do cais - valores entre 21,6 MPa e 24,2 MPa e média de 22,90 MPa dos valores estimados na época da execução da obra, sendo que o valor estimado hoje é de 24,7 MPa, com uma diferença de 7,8%.

Nas estacas pranchas foram estimados valores entre 17,3 MPa e 21,6 MPa e uma média de 18,8 MPa dos valores estimados na época da execução da obra, sendo que a média dos valores estimados hoje é de 18,95 MPa, com uma diferença de 0,8%.

Todos os valores de f_{ck} estimados com os valores atuais são levemente superiores aos estimados na época da execução da obra pesquisada. Parte dessa diferença era esperada, pois o cimento continua hidratando entre as idades de 2 anos e 22 anos, embora lentamente.

As comparações feitas acima são mostradas na Tabela 5.2. Esses valores colaboram para que se tenha uma confiança nos resultados ora obtidos comparativamente aos valores dos ensaios realizados durante a execução da obra.

TABELA 5.2 - Valores médios da resistência a compressão dos concretos utilizados nos elementos estruturais pesquisados (MPa)

Elemento estrutural	f_{ck} projeto (28 dias)	f_{ck} est/efetivo (28 dias)	f_{ck} est/retrocedido (28 dias)	f_{cm} (22 anos)	f_{ck} est/provável (22 anos)
Viga do paramento	18	24	25	55	41
Laje do paramento	18	23	25	55	41
Estacas pranchas	18	19	19	42	32

5.2.2 Módulo de elasticidade

A NBR 8522-84 considera como parâmetro para aceitar o ensaio que a carga de ruptura do testemunho não difira de 20% da carga de ruptura prevista. Portanto deve-se aceitar apenas os resultados dos testemunhos **PI5** e **PI2** (Tabela 4.14). Dessa forma a média do módulo de deformação tangencial inicial é de 21 GPa para o concreto da viga do paramento na idade atual, ou seja, após aproximadamente 22 anos em serviço.

5.2.3 Massa específica, absorção de água por imersão e índice de vazios

Conforme Tabela 4.15, a massa específica seca do concreto da viga do paramento e da laje do cais tiveram valores bastante próximos (2260 kg/m³ e 2290 kg/m³ respectivamente), com uma média entre seus valores de 2275 kg/m³. A média de dois ensaios realizados em testemunhos extraídos de duas estacas pranchas foi de 2190 kg/m³. Embora o valor da última média seja levemente inferior, a diferença é inferior a 5%. Sendo assim, esse ensaio caracteriza os concretos utilizados nos vários elementos pesquisados como sendo equivalentes.

A absorção por imersão após fervura apresentou valores próximos entre os testemunhos extraídos da viga do paramento e da laje do cais (5,26% e 5,31% respectivamente) apresentando uma média de 5,28%. O mesmo ensaio em dois testemunhos extraídos de duas estacas pranchas apresentaram valores com diferença bastante significativa (6,27% e 7,92 respectivamente), com uma diferença de 26,3% entre o menor e o maior valor. A média da absorção após fervura nas estacas pranchas foi de 7,10%. A diferença entre a absorção média após fervura do concreto do

paramento e a absorção média após fervura do concreto das estacas pranchas foi de 34,5%.

O valor médio da absorção do concreto do paramento (5,28%) está entre a faixa de 4,2% e 6,3%, indicando, segundo HELENE (1993), um concreto com f_{ck} entre 20 e 35 MPa de resistência a compressão e relação a/c entre 0,48 e 0,68. A resistência a compressão, segundo o histórico da obra, está dentro da faixa esperada, mas a relação a/c previsto para o concreto utilizado é mais baixa. Esse fato pode ser explicado pela alta taxa de cinza do cimento utilizado, esperando-se dessa forma que resistências maiores sejam atingidas em idades superiores a 28 dias.

O índice de vazios apresentou comportamento similar ao da absorção por imersão quando comparados os valores entre o concreto utilizado no paramento e nas estacas pranchas (médias de 11,61% e 14,94% respectivamente). ANDRADE (1992) classifica concretos com porosidade inferior a 10% como sendo de boa qualidade e compactos e entre 10% e 15% como concreto bom mas permeável e não adequado para ambiente agressivo e acima de 15% como concreto muito permeável e inadequado para proteger a armadura por longos períodos. O concreto do paramento esta na faixa intermediária, ou seja concreto bom mas permeável. O concreto das estacas pranchas apresenta uma média muito próxima ao limite superior dessa mesma faixa, ou seja, também é classificado como concreto bom mas permeável, ficando próximo a faixa de concreto muito permeável e inadequado.

5.2.4 Absorção Capilar

A absorção capilar foi bem menor nos elementos do paramento, obtendo-se uma média de $0,216 \text{ g/cm}^2$ (Tabela 4.16). As estacas pranchas apresentaram uma média de $0,562 \text{ g/cm}^2$.

Esse resultado está coerente, visto que o concreto da estacas prancha do extremo sul do Trecho 6 apresenta resistência a compressão inferior aos concretos utilizados na viga e superfície vertical da laje no paramento do Trecho 4. Esse parâmetro é importante para a análise final, pois é um dos principais mecanismos de penetração de água, e portanto de íons cloreto e íons sulfato, na camadas mais externas do concreto em zona de névoa sujeita a chuva, zona de respingo e zona de maré.

5.3 ATAQUE DO MEIO AMBIENTE

5.3.1 Carbonatação

Análise dos resultados

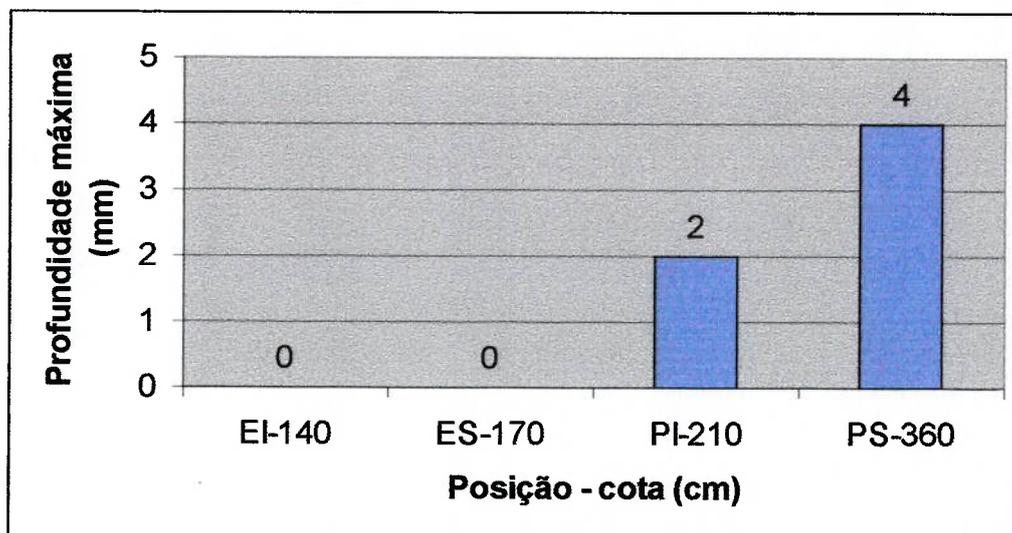
Conforme Tabela 4.18, os ensaios com solução de timolftaleína apresentam pequenas profundidades para a posição da frente de ataque do gás carbônico em poucos pontos da viga (**PS2** e **PS6**) e da face vertical da laje (**PI5**), no paramento. Nos demais pontos tanto a solução de fenolftaleína como a solução de timolftaleína não indicaram profundidade de carbonatação.

Analisando os máximos valores dos ensaios com solução de timolftaleína ($c_{CO2m\acute{a}x}$) de cada elemento pesquisado, observa-se que a viga do paramento apresentou mais pontos com carbonatação e com maiores valores de $c_{CO2m\acute{a}x}$. A face vertical da laje, no paramento, apresentou apenas um ponto de ataque por carbonatação e nas duas cotas de ensaio das estacas pranchas não foi identificada nenhuma profundidade de ataque.

Como a profundidade de carbonatação nas estacas pranchas foi nula com ambas as soluções utilizadas, mesmo apresentando uma resistência a compressão menor, é de se esperar que também seria nulo esse ataque com uma resistência igual a da viga e da face vertical da laje, no paramento. Sendo assim pode-se comparar as profundidades máximas de carbonatação em função dos micro ambientes pesquisados, conforme Fig. 5.1.

Observa-se que na viga do paramento, que foi durante o ano de 1992, zona totalmente de névoa (**ZTN**), a profundidade máxima de carbonatação foi o dobro da medida com solução de timolftaleína na superfície vertical da laje do cais, classificada como zona predominantemente de névoa (**ZPN**). As zonas predominante de respingo (**ZPR**) e predominantemente de respingo e maré (**ZPRM**) apresentaram valores máximos de medição igual a zero, ou seja, desprezível. Portanto a profundidade da frente de carbonatação cresce da zona submersa para a zona de névoa, como era de se

esperar, pois, nas cotas mais inferiores do marégrafo estão situadas as zonas com maiores umidades.



PS → ZTN - Zona totalmente de névoa

PI → ZPN - Zona predominantemente de névoa

ES → ZPR - Zona predominantemente de respingo

EI → ZPRM - Zona predominantemente de respingo e maré

FIGURA 5.1 - Máximas profundidades de carbonatação medidas com solução de timolftaleína nos elementos pesquisados

Determinação dos coeficientes de penetração do CO₂

O modelo abaixo foi escolhido para ser utilizado na obtenção de parâmetros que permitam estimar a profundidade no ataque ambiente pesquisado, quando utilizado o mesmo tipo de materiais e técnicas de construção. Dessa forma se contribui para o dimensionamento da espessura do concreto de cobrimento em função do tempo de serviço previsto em projeto de uma forma bastante simples (ver item 3.4.4).

$$c_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot (t)^{1/2} \quad (5.5)$$

onde:

c_{CO_2} - profundidade de ataque em mm;

k_{CO_2} - coeficiente de penetração do CO₂ em mm.anos^{-1/2};

t - tempo de exposição em anos.

Desta forma, obtendo-se o valor de c_{CO_2} , pode-se estimar a profundidade de ataque em função do tempo de exposição.

No caso dos elementos estruturais pesquisados e considerando 22 anos de exposição obtém-se os valores de c_{CO_2} mostrados na Tabela 5.3.

TABELA 5.3 - Coeficiente de penetração do CO_2 dos micro ambientes pesquisados

Pontos de extração	Cota DHN (cm)	Classificação dos micro ambientes	$c_{CO_2MÁX}$ (mm)	t (anos)	$K_{CO_2MÁX}$ mm.ano ^{-1/2}
PS	360	ZTN	4	22	0,9
PI	210	ZPN	2	22	0,4
ES	170	ZPR	insignificante	22	insignificante
EI	140	ZPRM	insignificante	22	insignificante

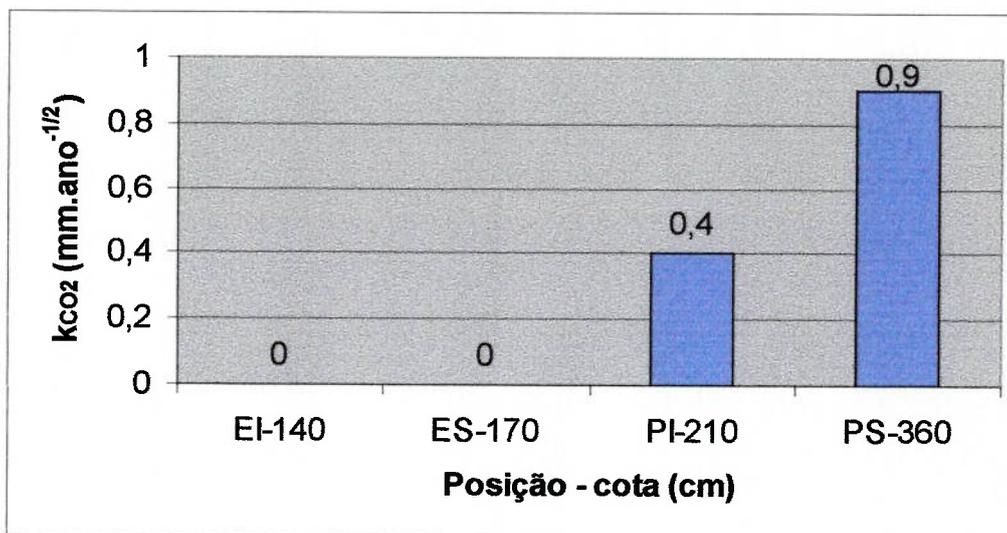
ZTN - Zona totalmente de névoa

ZPN - Zona predominantemente de névoa

ZPR - Zona predominantemente de respingo

ZPRM - Zona predominantemente de respingo e maré

A Fig. 5.2 mostra o gráfico dos coeficientes de penetração em função dos micro ambientes pesquisados.



PS → ZTN - Zona totalmente de névoa

PI → ZPN - Zona predominantemente de névoa

ES → ZPR - Zona predominantemente de respingo

EI → ZPRM - Zona predominantemente de respingo e maré

FIGURA 5.2 - Coeficientes de penetração de CO₂ em função dos micro ambientes pesquisados

Avaliação dos resultados

A Fig. 5.3 apresenta o gráfico para estimar a profundidade de ataque em função do tempo de exposição, ou seja o cobrimento mínimo em função da vida útil desejada para os micro ambientes, os materiais e as técnicas de execução utilizadas nos elementos estruturais pesquisados.

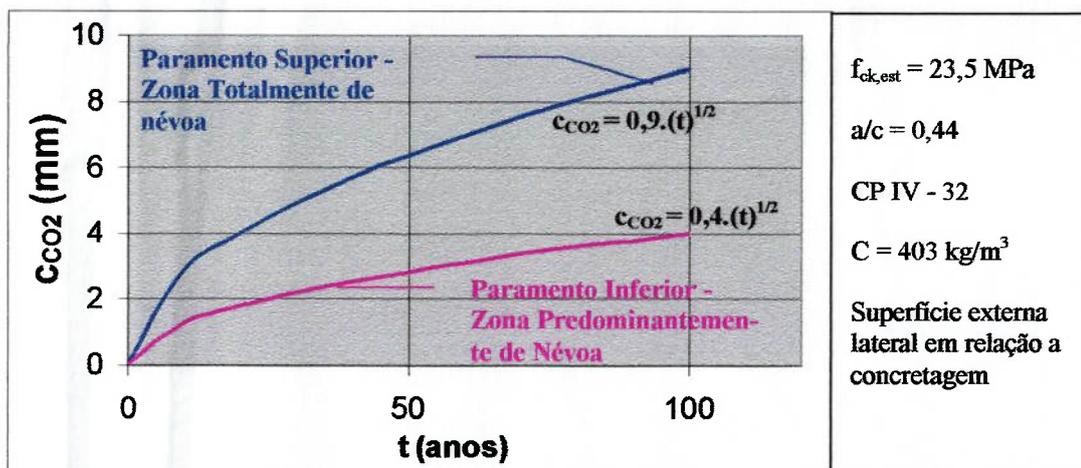


FIGURA 5.3 - Gráfico da profundidade de ataque (c_{CO_2}) em função do tempo de exposição (t)

Pode-se com o modelo da Fig. 5.3 estimar a profundidade de ataque para idades mais avançadas, como por exemplo, para a viga do paramento (PS - ZTN):

$$c_{CO_2}(\text{PS-50 anos}) = 6 \text{ mm};$$

$$c_{CO_2}(\text{PS-100 anos}) = 9 \text{ mm}.$$

Comparando-se o valor medido na idade de 22 anos ($c_{CO_2}(\text{PS-22 anos})$) e a estimativa para 50 anos de exposição ($c_{CO_2}(\text{PS-50 anos})$) na viga do paramento com valores obtidos no nomograma de MEYER (1987) onde obtém-se 3,5 mm e 5 mm respectivamente para as idades de 22 anos e 50 anos, observa-se uma boa aproximação dos resultados. No nomograma de MEYER (1987) foi considerado uma relação a/c de 0,44, cimento composto e ambiente externo com bastante chuva (Fig. 3.5).

Na Fig. 5.4 observa-se o modelo para a zona totalmente de névoa (ZTN - PS), zona de maior ataque, em escala logarítmica e modelo obtido com o nomograma de MEYER (1987). Este ábaco em escala logarítmica facilita a visualização dos modelos. Nota-se que os valores dos modelos são bem aproximados, sendo um pouco inferiores para o modelo de MEYER (1987)

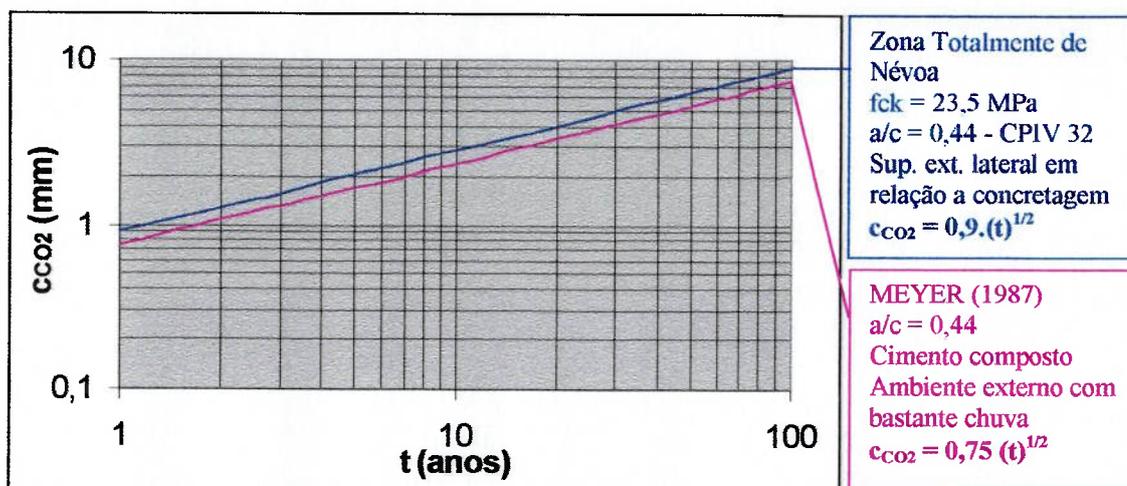


FIGURA 5.4 - Modelo obtido em medições na Zona Totalmente de Névoa (ZTN - PS) e modelo obtido com os dados do nomograma de MEYER (1987)

5.3.2 Cloretos

Potencial de corrosão, corrente de corrosão e resistividade do concreto

A Tabela 5.4 ajuda a visualizar os resultados obtidos nos ensaios com o Gcor6 e o exame visual nos elementos estruturais pesquisados.

No paramento do cais, todos os pontos apresentam taxa de corrosão entre $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ e $0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ou abaixo dessa faixa de valores. Portanto todos os pontos pesquisados são considerados com grau de corrosão desprezível (ORTEGA e RODRIGUEZ, 1994) e resistividade do concreto maior que $20 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$, também considerada como indicativo de probabilidade desprezível de corrosão (CEB 192, 1989). As medições de potencial de corrosão só o ponto PI3 (Fig. 5.5) apresenta uma probabilidade de 95% de ter iniciado o processo de corrosão da barra de aço ($E < -350 \text{ mV}$) e alguns pontos pesquisados apresentaram condição incerta (E entre -200 e -350 mV) e outros 5% de probabilidade de haver corrosão ($E > -200 \text{ mV}$), conforme ASTM C-876-87. A resistividade do concreto em todos os pontos indica uma probabilidade de corrosão desprezível (CEB 192, 1989). O exame visual indica que apenas no ponto PI4 a barra de aço apresenta um estado adiantado de corrosão.

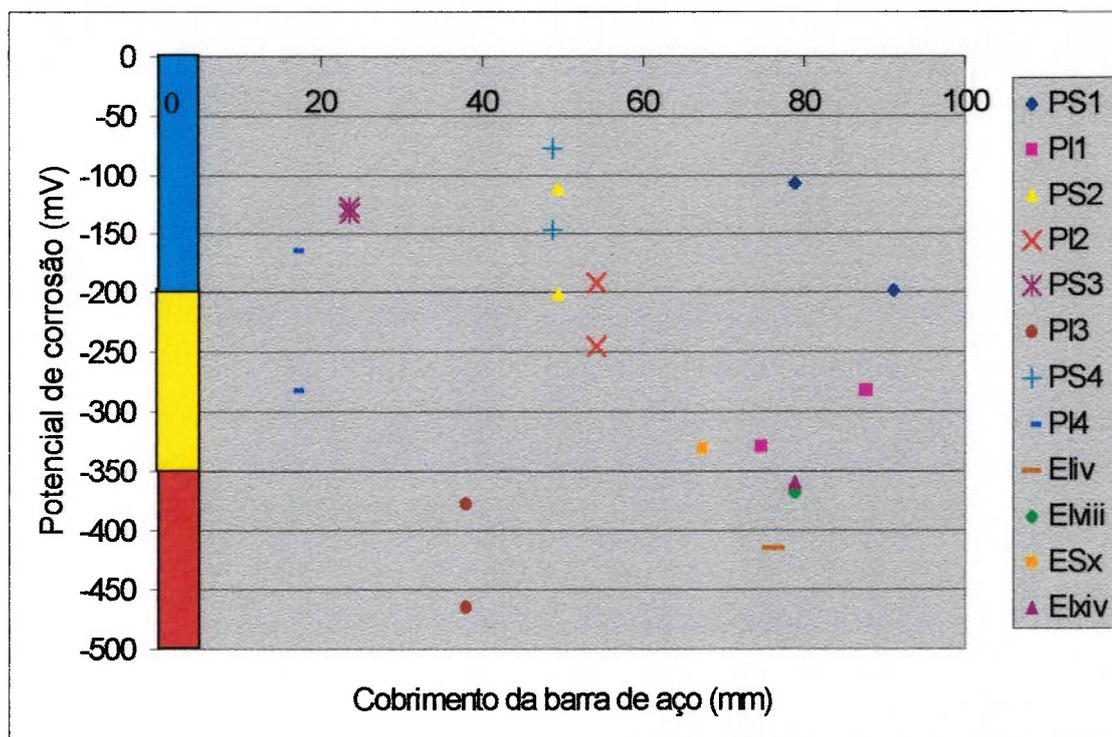
TABELA 5.4 - Quadro comparativo entre as medições com Gcor6 e o exame visual

Pontos	Cobrimento mm	Ecorr mV	Icorr microA/cm2	Resistividade kohm.cm	Exame.Visual (estado)
PS1 _s	91,3	-197,6	0,012	260,7	bom
PS1 _i	78,8	-106,3	0,040	142,4	bom
PI1 _s	74,7	-329,0	0,099	116,7	bom
PI1 _i	87,6	-282,0	0,063	66,2	bom
PS2 _s	49,5	-110,5	0,030	106,6	bom
PS2 _i	49,5	-201,2	0,028	119,0	bom
PI2 _s	54,3	-191,8	0,065	57,1	bom
PI2 _i	54,3	-244,5	0,020	64,8	bom
PS3 _s	23,5	-127,5	0,038	130,4	bom
PS3 _i	23,5	-132,1	0,197	99,3	bom
PI3 _s	38,0	-376,7	0,115	123,0	bom
PI3 _i	38,0	-463,9	0,036	106,0	bom
PS4 _s	48,9	-146,7	0,001	145,6	bom
PS4 _i	48,9	-77,3	0,047	126,1	bom
PI4 _s	16,8	-164,4	0,057	98,4	ruim
PI4 _i	16,8	-282,7	0,051	46,4	ruim
EIV _i	76,0	-414,8	0,193	157,7	bom
EIVIII _i	79,0	-367,3	0,148	46,5	bom
ESX _i	67,5	-330,7	0,027	29,8	bom
EIXIV _i	79,0	-359,1	0,065	69,9	bom

bom

regular

ruim



* Probabilidade de corrosão (ASTM C 876-87) - 95% incerta 5%

FIGURA 5.5 - Gráfico dos valores medidos de potencial de corrosão

Esses resultados analisados em conjunto mostram que pode haver corrosão de barras de aço localizadas entre a superfície do concreto e a profundidade de 38,0 mm, visto que o potencial de corrosão assim indica no ponto EI3, embora essa corrosão não seja ainda percebida visualmente. No ponto PI4_I o potencial de corrosão indica uma faixa incerta, apesar que o exame visual apresenta uma corrosão intensa. Os valores talvez não correspondam ao exame visual porque a corrosão é localizada e o jacaré é que foi conectado nessa região, após limpeza da barra de aço, e os dispositivos de medição em um ponto acima e outro abaixo, ou seja, as medidas com instrumentos acabaram sendo realizadas nas interfaces zona anódica / zona catódica não evidenciando claramente a corrosão. No ponto PS3_I a corrente de corrosão medida é próxima de 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, ou seja, próximo do valor considerado como início de corrosão ativa (ORTEGA e RODRIGUEZ, 1994). Todos esses pontos estão situados entre a superfície do paramento e a profundidade de 38,0 mm.

Nas estacas pranchas todas as medições de potencial de corrosão apresentaram valores elevados, provavelmente por falta de oxigênio devido ao alto teor de umidade

do concreto no micro ambiente em que está situado o elemento estrutural (devido as intensas chuvas na época da medição a maré se apresentou elevada em muitos dias).

Observa-se, com a análise acima, a importância de realizar mais de um tipo de ensaio para o entendimento do estado de conservação de uma estrutura.

A profundidade de 38 mm é próxima do valor onde o teor de cloretos livres na laje do cais (PI) atinge o valor de 0,4% em relação ao peso de cimento (Fig. 5.6). Sendo assim esse será o percentual adotado como frente de ataque por íons cloreto.

Penetração de íons cloreto

Os resultados da Tabela 4.21 mostram que não há cloretos fixos na pasta de cimento dos concretos pesquisados.

A Fig. 5.6 mostra os perfis de teor de íons cloretos livres, em relação a massa de concreto, na viga e face vertical do cais no paramento. Para o traço de concreto utilizado na viga e na laje do paramento do Trecho 4 o teor de 0,4% de cloretos livres em relação a massa de cimento corresponde ao teor de cloretos de 0,07% de em relação a massa de concreto. Esse teor corresponde as profundidades de 25,5 mm para a viga (PS) e 36,3 mm para a face vertical da laje (PI).

A Fig. 5.7 apresenta os perfis de cloretos livres, em relação a massa de concreto, nas estacas pranchas. O valor de 0,07% corresponde, para o traço utilizado nesse elemento estrutural, ao teor de 0,4% de cloretos livres em relação a massa de cimento. Esse teor corresponde a profundidade de 43,8 mm para o ponto mais superior das estacas pranchas (ES) e 35,0 mm para o ponto mais inferior (EI).

Os resultados estão de acordo com o esperado, visto que HELENE (1981) e o CEB-BI 183 (1992) citam que o ataque no ambiente marítimo normalmente é maior na zona de respingo que na zona de névoa (Fig. 5.6) e é maior na zona de maré do que em zona submersa (Fig. 5.7).

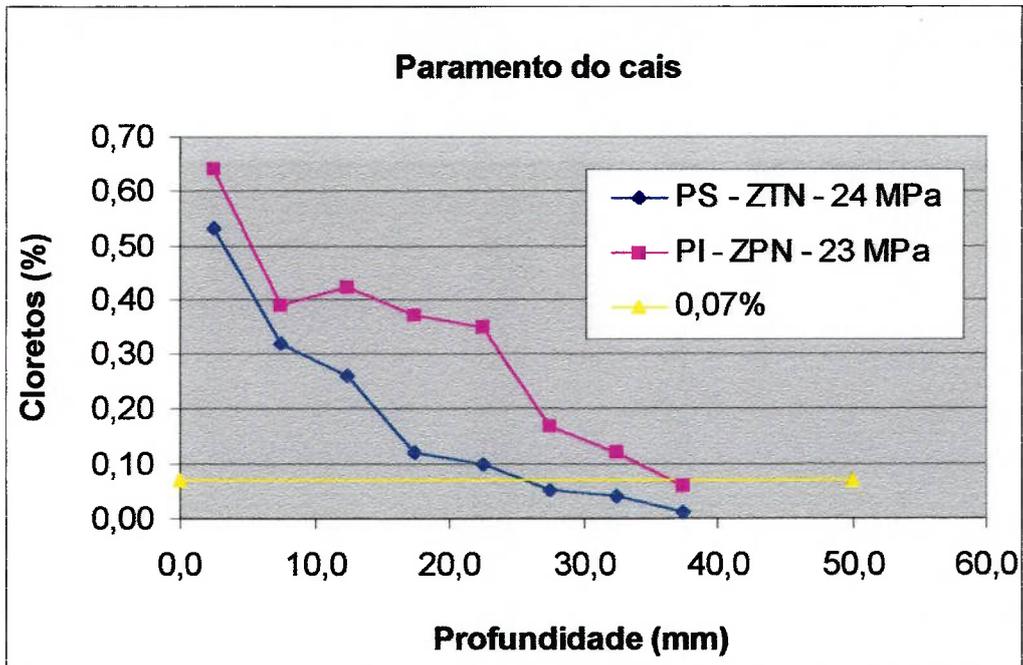


FIGURA 5.6 - Perfis de teor de íons cloreto em relação a massa de concreto do paramento - **PS** (viga): $f_{ck} = 24$ MPa ; **PI** (laje): $f_{ck} = 23$ MPa

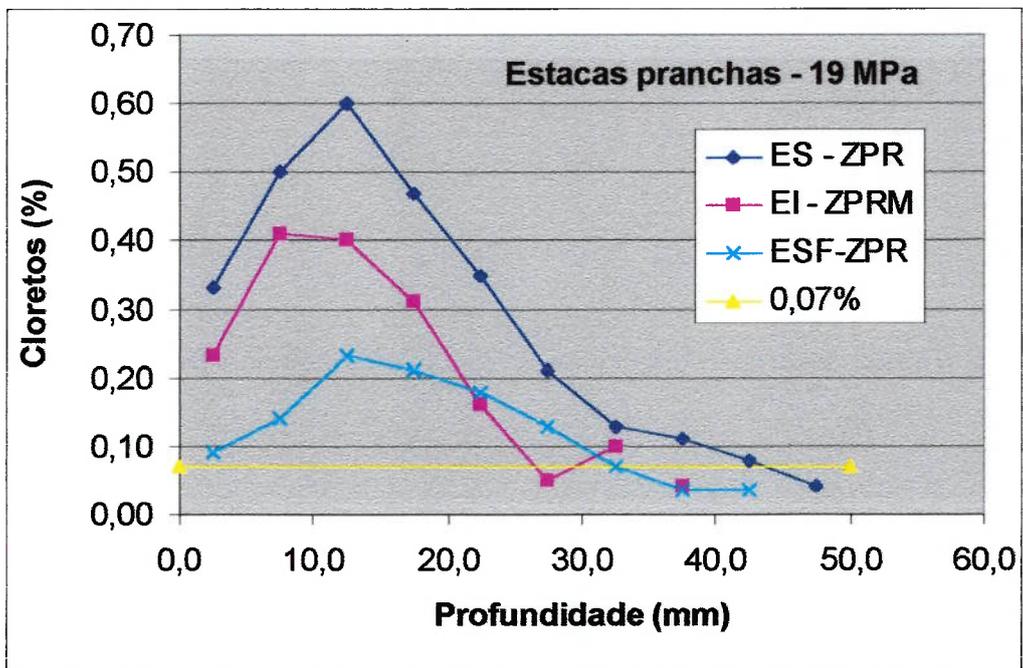


FIGURA 5.7 - Perfis de teor de íons cloreto em relação a massa de concreto nas estacas pranchas - **ES**, **ESF** e **EI** : $f_{ck} = 19$ MPa

Para que se possa comparar os resultados de todos elementos estruturais pesquisados, deve-se levar em conta a diferença entre os concretos utilizados. Para tal, comparou-se os resultados obtidos no ábaco de HELENE (1994), Fig. 3.7. Esse ábaco mostra uma diferença de aproximadamente 10% entre as profundidades de ataque de íons cloreto, em ambiente similar e diferença aproximada de resistência a compressão ($c_{C20} / c_{C25} \cong 1,10$), para diversas idades. Foi utilizado esse fator, pois a diferença entre os dois concretos utilizados na época era apenas o cimento, que no paramento foi utilizado cimento pozolânico 320 e nas estacas pranchas do Trecho 6 cimento pozolânico 250; e houve diminuição do consumo de água reduzindo a relação a/c com utilização de plastificante. Além desse coeficiente, também é considerada a posição da face quando da concretagem do elemento estrutural. No caso do paramento a superfície externa foi lateral, enquanto que as estacas pranchas, que foram pré moldadas, a superfície externa pesquisada foi de topo, conforme descrito no item 4.2.6.

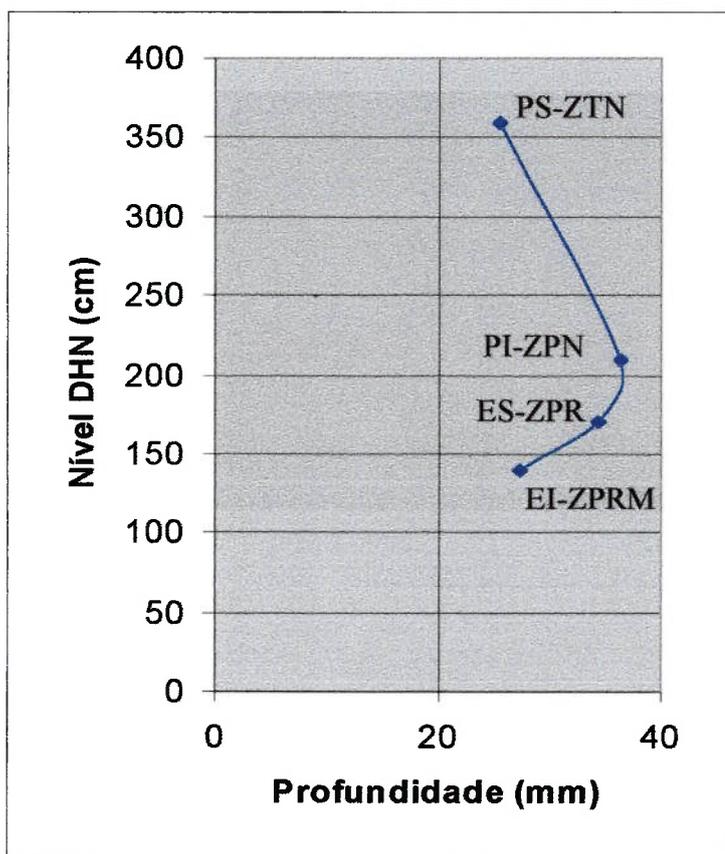
GUIMARÃES et al. (1999), através de ensaio de penetração de íons cloretos (ASTM C 1202-94), obtiveram resultados de 35 % a mais de carga passante em corpos de prova com superfície de topo em relação a corpos de prova com superfície lateral, utilizando formas metálicas, traço de concreto com teores da mistura aproximados (1:4:0,44) e abatimento de tronco cônico (Slump Test) também parecido (10 cm). Essa carga passante é proporcional ao fluxo de íons cloretos e portanto, ao coeficiente de difusão. Assim, a profundidade da frente de ataque é proporcional a $(D)^{1/2}$.

O resultado dessa pesquisa (GUIMARÃES et al., 1999) é confirmado comparando-se os coeficientes de penetração de íons cloreto dos pontos ESF que corresponde a superfície de fundo em relação a superfície de concretagem e dos pontos ES que corresponde a superfície de topo (valores calculados no item 5.3.2.3). O coeficiente de penetração de ES é 38% maior que o de ESF, sendo que o coeficiente de penetração é proporcional a profundidade da frente de ataque dos íons cloretos. Na pesquisa de GUIMARÃES et al. (1999) a diferença entre as cargas passantes para as mesmas superfícies e traço de concreto traço de concreto com teores da mistura aproximados, é de 71%, que corresponde a uma diferença na profundidade de ataque de $(1,71)^{1/2} \cdot 100\% = 31\%$. O resultado das medições nos pontos ES e ESF são 22% maiores que os resultados da pesquisa de GUIMARÃES et al. (1999). Considerando que o traço

do concreto não é exatamente o mesmo, além de tipo de fôrma e cura diferentes, essa diferença é razoável.

Assim as profundidades de ataque dos pontos **ES** e **EI** são divididas pelos coeficientes 1,10 e $(1,35)^{1/2}$, passando seus valores para 34,3 mm e 27,4 mm respectivamente. Os valores são comparados na Fig. 5.7.

A curva da Fig. 5.8 é similar a apresentada pelo CEB-BI 183 (1992), como curva de variação de risco de corrosão para diversas zonas de exposição em ambiente marítimo. No gráfico do CEB o maior risco é entre a zona de névoa e zona de respingo e na Fig. 5.8 a maior profundidade de ataque é na zona predominantemente de névoa mas com algumas épocas do ano como zona de respingo (**ZPR**).



ZTN-Zona totalmente de névoa; **ZPN**-Zona predominantemente de névoa; **ZPR**-Zona predominantemente de respingo; **ZPRM**-Zona predominantemente de respingo e maré

FIGURA 5.8 - Gráfico das profundidades da frente de ataque de íons cloreto nos diversos micro ambientes pesquisados considerando f_{ck} médio de 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem

Determinação dos coeficientes de penetração de íons cloreto

Como no ataque do gás carbônico, o modelo abaixo foi escolhido para ser utilizado na obtenção de parâmetros que permitam estimar a profundidade no ataque ambiente pesquisado, quando utilizado o mesmo tipo de materiais e técnicas de construção. Dessa forma se contribui para o dimensionamento da espessura do concreto de cobertura em função do tempo de serviço previsto em projeto de uma forma bastante simples (ver item 3.4.2).

$$c_{Cl^-} = k_{Cl^-} \cdot (t)^{1/2} \quad (5.6)$$

onde:

c_{Cl^-} - profundidade de ataque em mm, correspondente a 0,4% de massa de cloretos em relação a massa de cimento;

k_{Cl^-} - coeficiente de penetração de íons Cl^- em $mm \cdot anos^{-1/2}$;

t - tempo de exposição em anos.

Desta forma, obtendo-se o valor de k_{Cl^-} , pode-se estimar a profundidade de ataque em função do tempo de exposição.

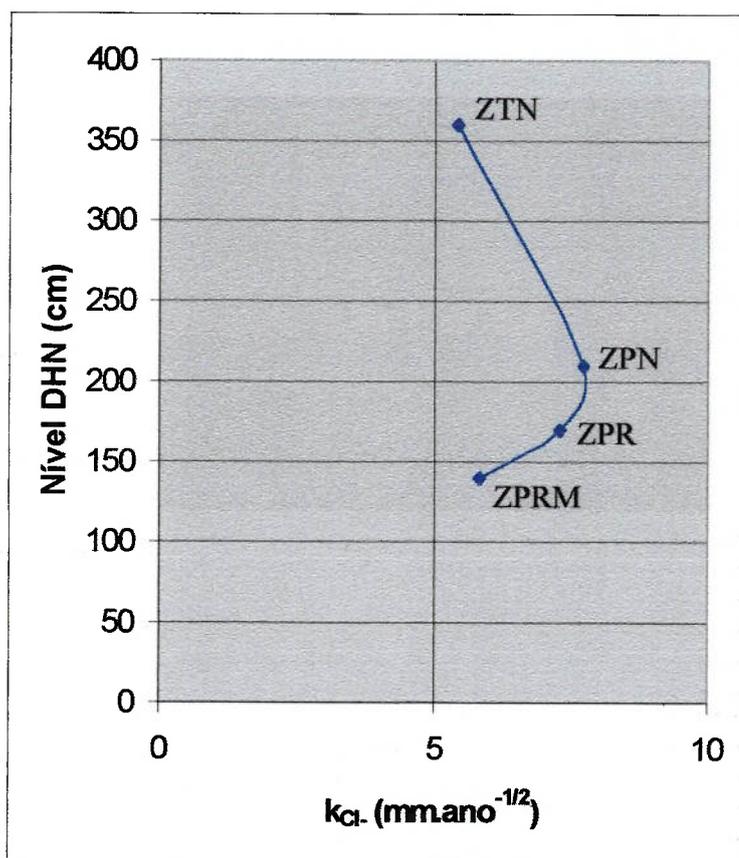
No caso dos elementos estruturais pesquisados e considerando 22 anos de exposição obtém-se os valores de k_{Cl^-} mostrados na Tabela 5.5.

Para que os valores de **PS**, **PI**, **ES** e **EI** possam ser comparados em um mesmo gráfico (Fig. 5.9), os valores dos coeficientes dos pontos **ES** e **EI** serão divididos por 1,10, considerado f_{ck} médio de 23,5 MPa e 1,16, considerando superfície lateral em relação a concretagem. Assim os coeficientes serão considerados $7,3 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}$ e $5,9 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}$ respectivamente para os pontos **ES** e **EI**.

TABELA 5.5 - Coeficientes de penetração dos íons cloreto para os concretos e micro ambientes pesquisados

Pontos de extração	Cota DHN (cm)	Classificação dos micro ambientes	f_{ck} (MPa)	c_{cr} (mm)	t (anos)	k_{Cl} mm.ano ^{-1/2}
PS	360	ZTN - SL	24	25,5	22	5,4
PI	210	ZPN - SL	23	36,3	22	7,7
ES	170	ZPR -ST	19	43,8	22	9,3
ESF	170	ZPR-SF	19	32,5	23	6,8
EI	140	ZPRM - ST	19	35,0	22	7,5

ZTN - Zona totalmente de névoa; ZPN - Zona predominantemente de névoa; ZPR - Zona predominantemente de respingo; ZPRM - Zona predominantemente de respingo e maré. SL, ST e SF - Respectivamente sup. lateral, de topo e de fundo em relação a concretagem.



ZTN-Zona totalmente de névoa; ZPN-Zona predominantemente de névoa; ZPR-Zona predominantemente de respingo; ZPRM-Zona predominantemente de respingo e maré

FIGURA 5.9 - Gráfico dos coeficientes de penetração de íons cloreto nos diversos micro ambientes pesquisados, considerando f_{ck} médio de 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem

Avaliação dos resultados

A Fig.5.10 e Fig. 5.11 apresentam os gráficos para estimar a profundidade de ataque em função do tempo de exposição, ou seja o cobrimento mínimo em função da vida útil desejada para os micro ambientes, os materiais e as técnicas de execução utilizadas nos elementos estruturais pesquisados.

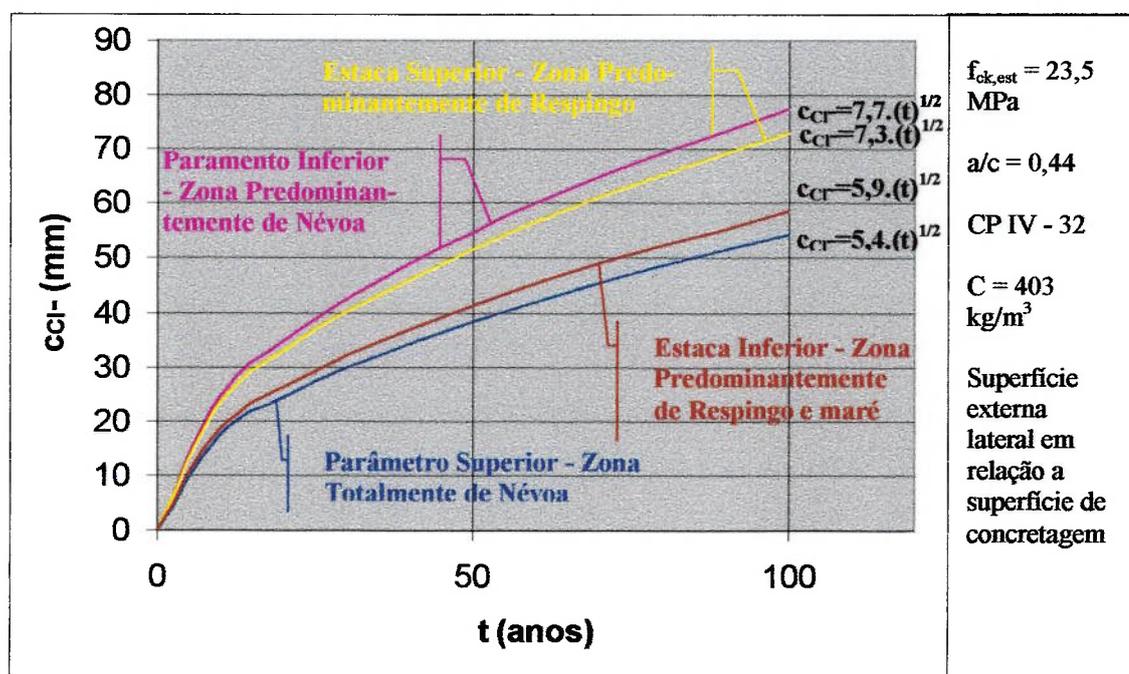


FIGURA 5.10 - Estimativa da evolução da frente de concentração de cloretos $c_{CI} = 0,4$ % em função do tempo de exposição (t) para os pontos PS, PI, ES e EI

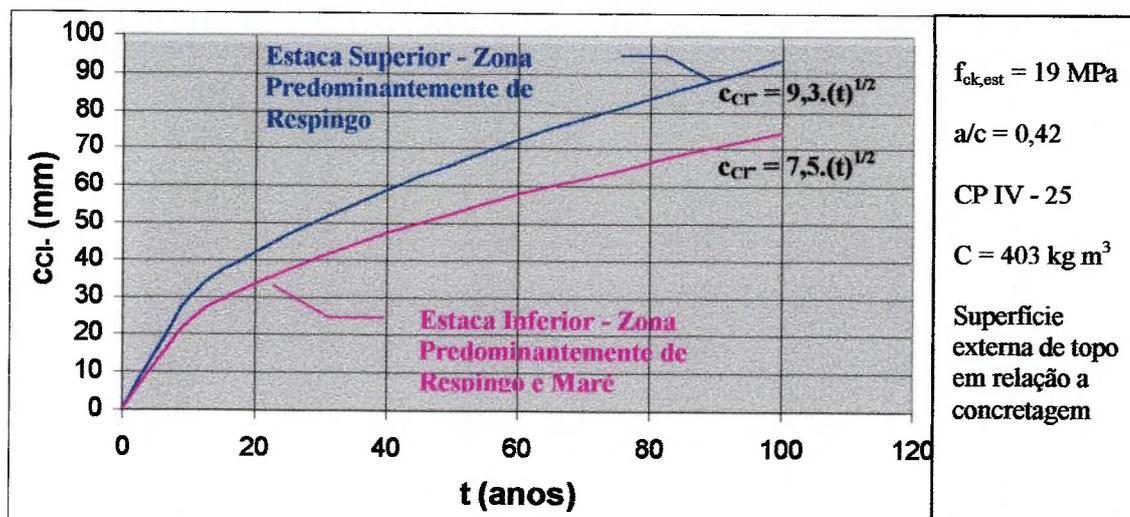


FIGURA 5.11 - Estimativa da evolução da frente de concentração de cloretos $c_{cr} = 0,4 \%$ em função do tempo de exposição (t) para os pontos ES e EI

No caso das estacas pranchas, verifica-se a importância de levar em conta a posição da face exposta em relação a superfície de concretagem. A Fig. 5.12 mostra a variação da diferença da profundidade de ataque estimada entre a superfície de topo (ou de concretagem) e a superfície de fundo, conforme as medições nos pontos ES e EST. No ponto ES, que teve maiores profundidades de ataque, o coeficiente de penetração é de $9,3 \text{ mm.ano}^{-1/2}$, e no ponto EST o coeficiente de penetração de íons cloreto é de $6,8 \text{ mm.ano}^{-1/2}$. Nota-se que as duas superfícies, no caso da estaca prancha, foram concretadas juntas, com o mesmo concreto e estão praticamente no mesmo micro ambiente, mas estima-se que possuam uma grande diferença de profundidade de ataque. Considerando que foi encontrada barra de aço com cobrimento de 54 mm nas estacas pranchas, é de se esperar que as primeiras barras de aço das estacas pranchas sejam despassivadas com aproximadamente 33 anos de vida útil na face externa das estacas pranchas em relação ao cais (face de topo em relação a concretagem) e no lado que fica sob o cais (face de fundo em relação a concretagem) as primeiras barras devem ser despassivadas com aproximadamente 63 anos de vida útil. Essa estimativa é realizada para as estacas do Trecho 6 que não tem contato com o terrapleno.

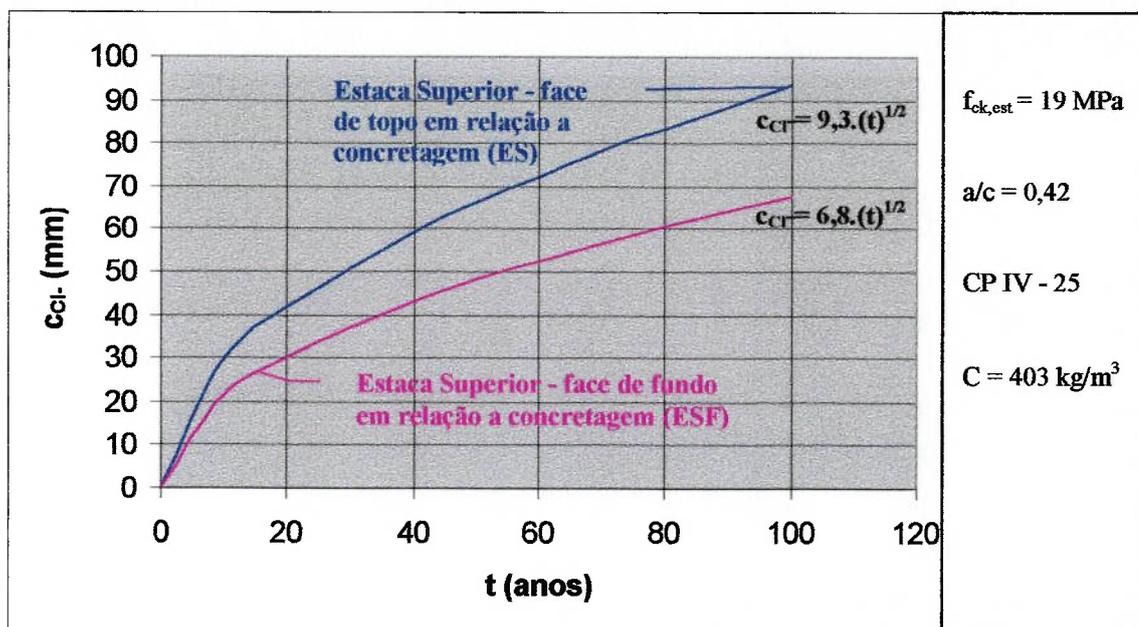


FIGURA 5.12 - Profundidade de ataque de cloretos ($c_{Cl^-} = 0,4\%$) estimada para as faces de topo em relação a concretagem (faces externas em relação ao cais) e faces de fundo em relação a concretagem (face da estaca sob a laje do cais)

Pode-se com os modelos da Fig. 5.10 estimar a profundidade de ataque para idades mais avançadas, como por exemplo, para a face vertical da laje no paramento (PI - ZPN):

$$c_{Cl^-} (\text{PI-50 anos}) = 54 \text{ mm};$$

$$c_{Cl^-} (\text{PI-100 anos}) = 77 \text{ mm}.$$

Os valores estimados utilizando o ábaco de HELENE (1994) (Fig. 3.7) indicam valores maiores, provavelmente devido a estrutura pesquisada encontrar-se na entrada do estuário, o qual, devido a fatores já citados anteriormente, apresenta uma grande variação sazonal nas características da água do canal, ou seja, no ambiente em que está localizado.

Na Fig. 5.13 observa-se o modelo para a zona predominantemente de névoa (ZTN - PS), zona de maior ataque, em escala logarítmica e modelo obtido com o ábaco de HELENE (1994). Nota-se a grande diferença entre os dois modelos. As causas desta diferença são mais detalhadamente discutidas na secção 5.6 desta tese.

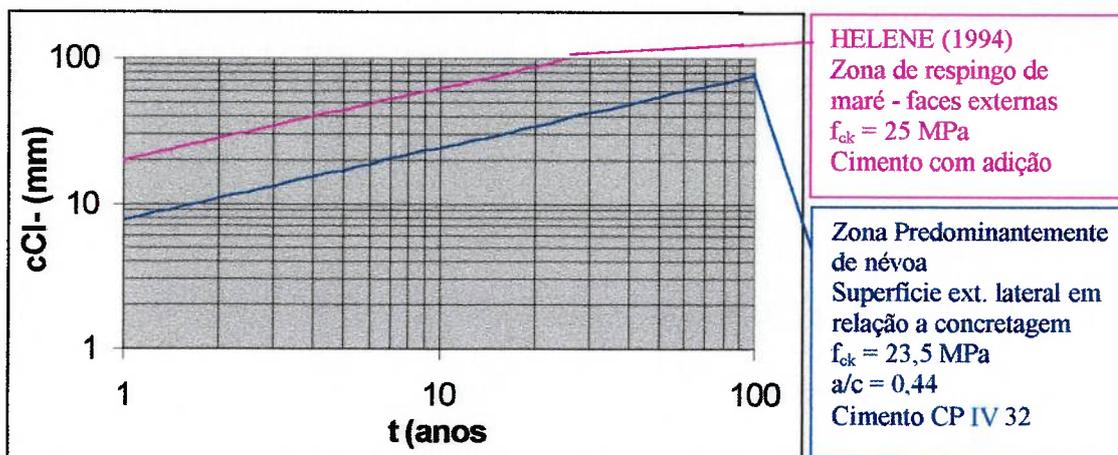


FIGURA 5.13 - Modelo obtido em medições na Zona Predominantemente de Névoa (ZPN - PI) e modelo obtido com os dados do ábaco de HELENE (1994)

5.3.3 Sulfatos

Penetração de íons sulfato

Os perfis de sulfatos solúveis (Fig. 5.14) e os perfis de sulfatos totais (solúveis em ácido) (Fig. 5.15) mostram que a partir da profundidade de 12,5 mm há uma estabilidade nos teores, com exceção do perfil dos pontos **ES** em relação aos teores de sulfatos totais.

No exame visual não foram observadas evidências de ataque por sulfato, como fissuras, perda de argamassa ou eflorescência, sendo que o teores máximos de sulfatos solúveis e totais encontrados foram respectivamente 0,19% (**ES** e **EI**) e 0,69% (**PI**).

Nas primeiras profundidades, os teores de sulfatos solúveis são maiores para os pontos **ES** e **EI**, os quais apresentam resistência a compressão menores. Nas profundidades maiores, onde apresenta uma aparente estabilidade, os teores de **ES** e **EI** apresentam o menor e o maior valor respectivamente, mas os quatro valores tem uma variação em relação a média, muito pequena, máxima de 0,03% na profundidade 32,5 mm. Nos pontos **PS**, que são durante todo o ano zona de névoa, os valores são praticamente constante desde as primeiras profundidades.

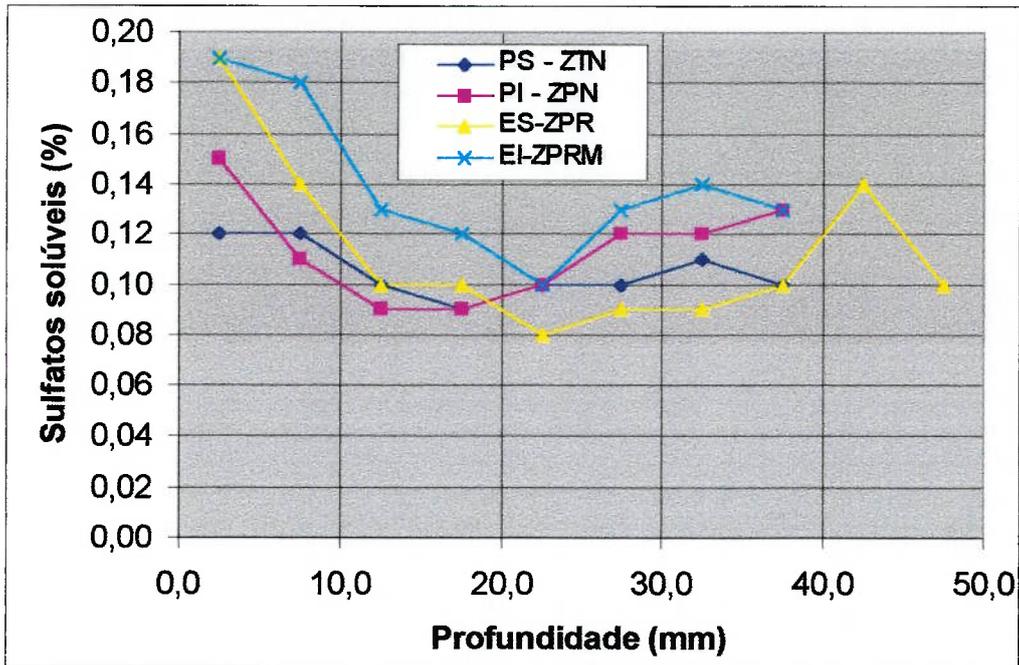


FIGURA 5.14 - Perfis dos teores de íons sulfato solúveis em água em relação a massa de concreto para f_{ck} de 23,5 MPa (PS e PI) e 19 MPa (ES e EI)

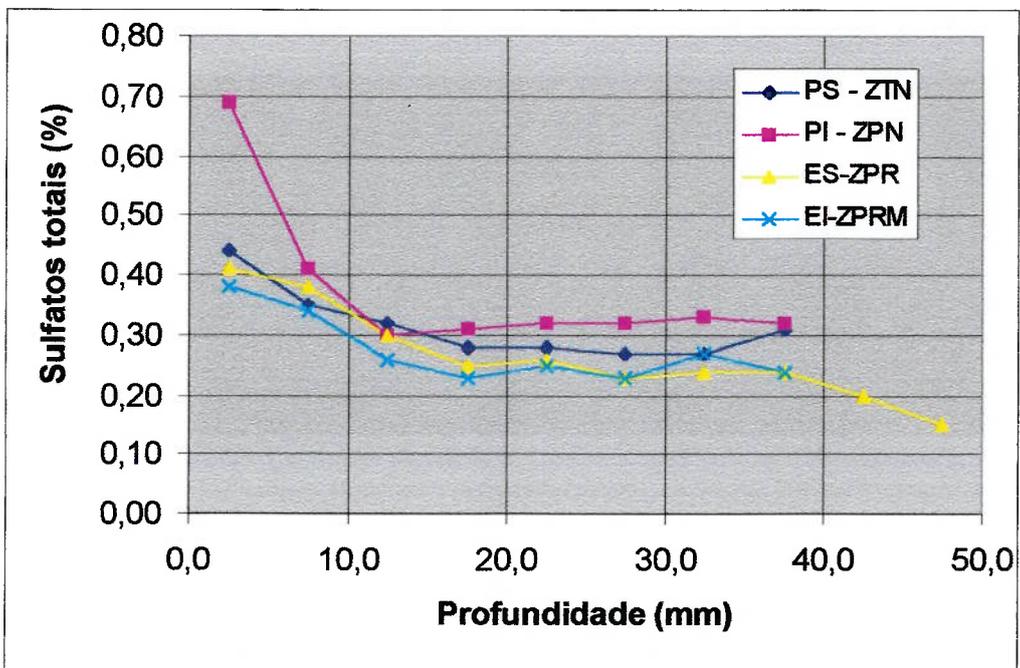


FIGURA 5.15 - Perfis dos teores de íons sulfato totais (solúveis em ácido) em relação a massa de concreto para f_{ck} de 23,5 MPa (PS e PI) e 19 MPa (ES e EI)

Os gráficos de sulfatos totais mostra um ataque mais intenso próximo a superfície da face vertical da laje do cais (PI) que é uma zona predominantemente de névoa. Os teores de sulfatos totais são normalmente inferiores nos pontos ES e EL, sendo que a causa pode ser a composição do cimento utilizado, sendo que essa análise não pode ser confirmada, pois não foi possível obter cópias dos relatórios da época referentes a esse tipo de análise.

Determinação dos coeficientes de penetração de íons sulfato

Analisando o comportamento da resistência do concreto de cobrimento da armadura em função do teor de íons sulfato, como possível causa de dano ao concreto de cobrimento da armadura, pode-se observar que os teores de íons sulfato solúveis em ácido, em relação a massa de concreto dos elementos estruturais dessa pesquisa, são muito inferiores aos teores obtidos por PRUDÊNCIO (1993a) onde havia uma diminuição da resistência à flexão. Nos corpos de prova analisados por PRUDÊNCIO (1993a), expansões de até 0,1% não provocaram queda de resistência a flexão, sendo que os teores de sulfato solúveis em ácido em relação a massa de concreto para a mesma idade variam de aproximadamente 2,95% na camada mais superficial diminuindo até aproximadamente 0,8% no centro da amostra. O máximo teor de íons sulfato totais em relação a massa de concreto da camada mais superficial encontrado nessa pesquisa foi de 0,69%. Sendo assim, não é possível estabelecer uma frente de ataque de íons sulfato para o estado atual da estrutura pesquisada.

O valor de 0,14 % de sulfatos solúveis em relação a massa de concreto, que equivale aproximadamente a 0,8 % em relação a massa de cimento, pode ser posicionado na maioria das curvas da Fig. 5.14 em profundidades menores a 12,5 mm, ou seja, antes de estabilizar os teores de sulfatos solúveis. Portanto este será o valor adotado para estabelecer o valor do coeficiente de penetração de íons sulfatos solúveis utilizando o modelo estabelecido por PRUDÊNCIO (1993a):

$$c_{SO_4} = K_1 \cdot (t)^{0,33} + K_2 \quad (5.7)$$

c_{SO_4} - profundidade da frente de ataque de íons sulfato (mm);

K_1 - coeficiente de penetração de íons sulfato ($\text{mm} \cdot t^{-0,33}$);

K_2 - profundidade inicial da frente de ataque (mm), considerada igual a zero;

transformando-se em:

$$c_{SO_4} = K_{SO_4} \cdot (t)^{0,33} \quad (5.8)$$

Os valores das profundidades de ataque de íons sulfato são de 3,75 mm , 7,5 mm e 11,5 mm respectivamente para os pontos **PI**, **ES** e **EI**. No ponto **PS** os valores são baixos desde a camada mais superficial. Esses valores correspondem para uma idade de 22 anos, a um valor de K_{SO_4} de 1,3 mm.anos^{-0,33} , 2,7 mm.anos^{-0,33} e 4,1 mm.anos^{-0,33} respectivamente para os pontos **PI**, **ES** e **EI**.

Considerando o modelo mais tradicional para penetração de gás e íon, que considera o tempo elevado na 1/2 ($c_{SO_4} = K_{SO_4} (t)^{0,5}$) os valores de K_{SO_4} correspondem a 0,8 mm.anos^{-0,5} , 1,6 mm.anos^{-0,5} e 2,5 mm.anos^{-0,5} respectivamente para os pontos **PI**, **ES** e **EI**.

Assim, o modelo de PRUDÊNCIO (1993a), para o teor de 0,14 % de íons sulfato livres, valor esse adotado como o início de contaminação desse agente agressivo do meio ambiente ao interior do concreto, estima-se uma vida útil de 930 anos para que essa frente atinja 40 mm de profundidade na zona de maior intensidade de ataque desse agente, que é o ponto **EI**. Utilizando o modelo tradicional para as mesmas condições e ponto, o tempo de vida útil estimado é de 256 anos. Portanto será adotado o modelo tradicional por apresentar uma maior segurança, sendo considerados os coeficientes de penetração de íons sulfato, em relação a frente de início da contaminação, conforme Tabela 5.6.

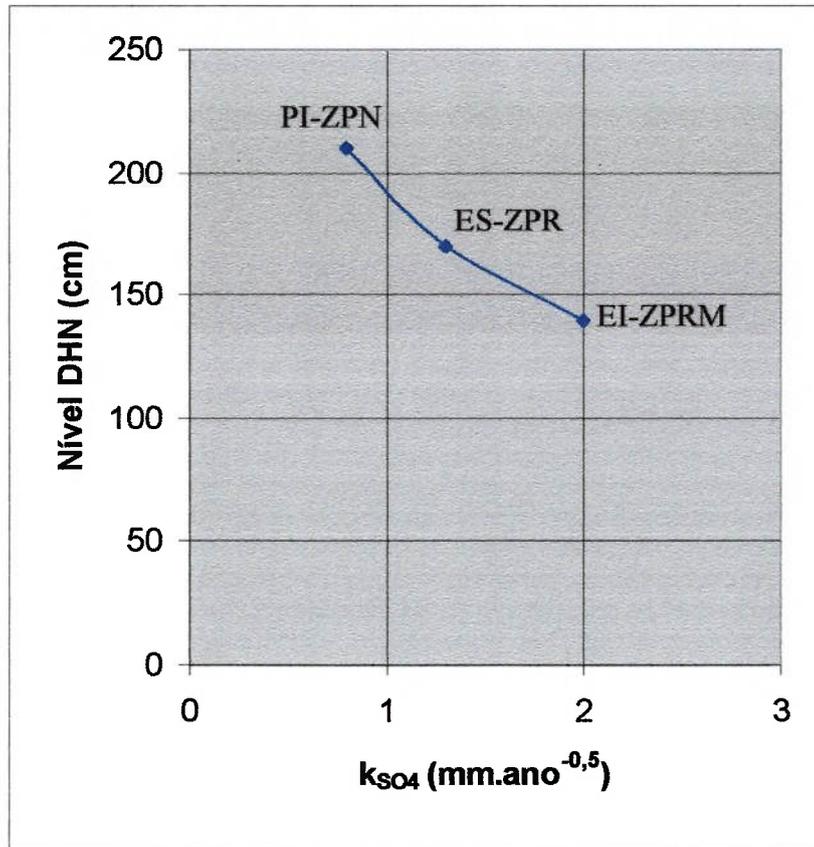
TABELA 5.6 - Coeficientes de penetração dos íons sulfato para os concretos e micro ambientes pesquisados

Pontos de extração	Cota DHN (cm)	Classificação dos micro ambientes	f_{ck} (MPa)	c_{SO4} (mm)	t (anos)	k_{SO4} mm.ano ^{-1/2}
PI	210	ZPN - SL	23	3,7	22	0,8
ES	170	ZPR - ST	19	7,5	22	1,6
EI	140	ZPRM - ST	19	11,5	22	2,5

ZPN - Zona predominantemente de névoa; ZPR - Zona predominantemente de respingo; ZPRM - Zona predominantemente de respingo e maré. SL e ST - Respectivamente sup. lateral e topo em relação a concretagem.

A Fig. 5.16 mostra a variação do coeficiente de penetração de sulfatos solúveis em relação aos micro ambientes pesquisados, sendo que os valores de K_{SO4} dos pontos ES e EI são divididos por 1,10 e 1,16, para estimar a condição de um concreto com f_{ck} igual a 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem, conforme comentado na avaliação dos valores para penetração de íons cloretos. Na falta de estudos sobre os sulfatos para fornecer valores desses coeficientes, utilizou-se os mesmos da pesquisa dos cloretos por se tratar de penetração de íons. Assim os valores de K_{SO4} para os pontos ES e EI são estimados respectivamente em 1,3 mm.ano^{-0,5} e 2,0 mm.ano^{-0,5} para f_{ck} igual a 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem.

Observa-se na Fig. 5.16 que o ataque é mais intenso na zona predominantemente de respingo e maré (EI - ZPRM) diminuindo esse ataque com o aumento da cota de nível, ou seja, valores menores na zona predominantemente de respingo (ES - ZPR) e na zona predominantemente de névoa (PI - ZPN) sendo desprezível na zona totalmente de névoa (PS - ZTN).



ZPN - Zona predominantemente de névoa; **ZPR** - Zona predominantemente de respingo; **ZPRM** - Zona predominantemente de respingo e maré.

FIGURA 5.16 - Gráfico dos coeficientes de penetração de íons sulfato nos diversos micro ambientes pesquisados, considerando f_{ck} médio de 23,5 MPa e superfície lateral em relação a concretagem

Avaliação dos resultados

A Fig.5.17 apresenta os gráficos para estimar a profundidade de início de contaminação de íons sulfato em função do tempo de exposição, ou seja o cobrimento mínimo em função da vida útil desejada para os materiais e as técnicas de execução utilizadas nos elementos estruturais pesquisados e para os micro ambientes que apresentaram maiores intensidades de ataque, que foram os pontos localizados nas estacas pranchas.

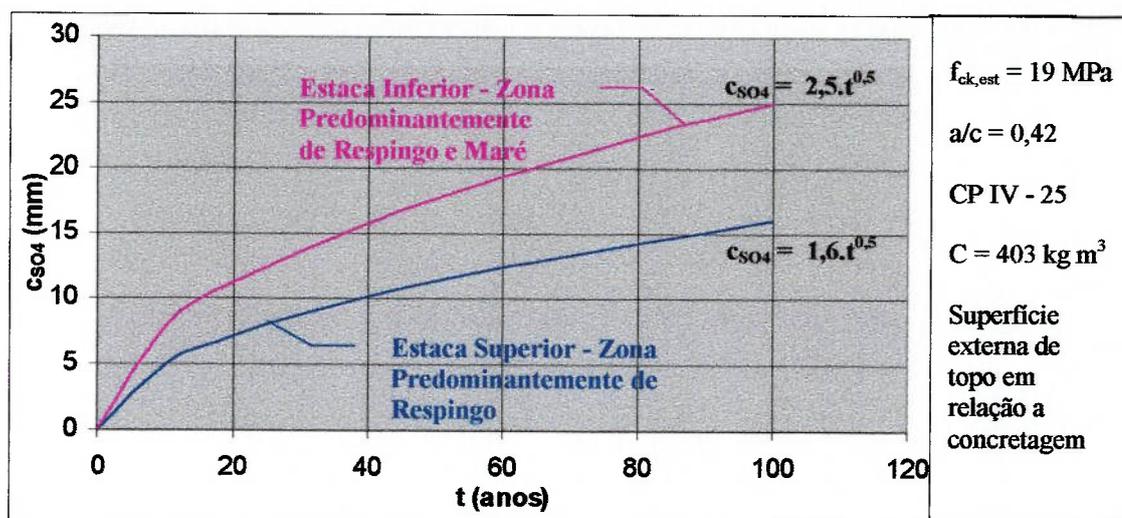


FIGURA 5.17 - Estimativa da evolução da frente de contaminação de sulfatos em função do tempo de exposição (t) para os pontos ES e EI

Pode-se com os modelos da Fig. 5.17 estimar a profundidade de frente de contaminação de sulfatos para idades mais avançadas, como por exemplo, para o ponto inferior das estacas pranchas (EI - ZPRM) que apresenta uma contaminação mais intensa:

$$c_{SO_4}(\text{EI-50 anos}) = 18 \text{ mm}$$

$$c_{SO_4}(\text{EI-100 anos}) = 25 \text{ mm}$$

Estas profundidades são maiores que a frente de ataque por carbonatação, mas deve-se salientar que as profundidades estabelecidas no ataque por sulfatos são frentes de contaminação com baixos teores deste íon. Com os teores obtidos nessa pesquisa e comparados com os estudos de PRUDÊNCIO (1993a) conclui-se que não há uma frente de ataque de íons sulfato, sendo essa afirmativa comprovada com os exames visuais.

Na Fig. 5.18 compara-se os resultados considerando o modelo de PRUDÊNCIO ($c_{SO_4} = k \cdot (t)^{0,33}$) e o modelo tradicional ($c_{SO_4} = k \cdot (t)^{0,5}$), para o ponto mais atacado por sulfato que é a zona predominantemente de respingo e maré (ZPRM - EI). Nota-se que o modelo tradicional apresenta profundidades de ataque maiores para idades superiores a do concreto pesquisado (22 anos) e menores para idades inferiores. Portanto, conforme a idade da estrutura pesquisada e a vida útil desejada pode-se adotar um ou outro modelo considerando a situação mais a favor da segurança. No caso desta

pesquisa é adotado o modelo tradicional visto que a tendência é adotar vida útil acima de 50 anos, podendo atingir 100 anos, como é a tendência internacional.

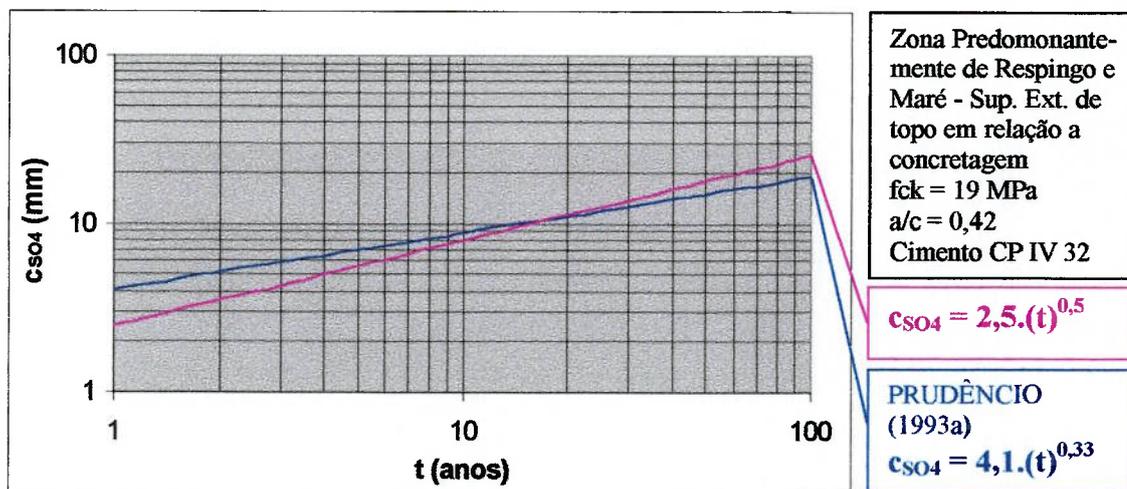


FIGURA 5.18 - Comparação entre o modelo tradicional de difusão de íons e o modelo de PRUDÊNCIO (1993a)

5.3.4 Comentários gerais

No exame visual do paramento do cais observou-se uma avançada corrosão em barras de aço com uma reduzida camada de concreto de cobrimento (Foto 4.2). Provavelmente esse intenso ataque se deve à ação conjunta do CO_2 e do alto teor de íons cloretos. Esse tipo de ação deletéria é mais intensa que o ataque isolado de um desses elementos (BAKKER, 1988). No ambiente marítimo, onde a profundidade da frente de carbonatação é normalmente pequena, é importante o cuidado ao especificar e executar os cobrimentos das barras de aço no concreto, evitando-se esse tipo de ataque.

5.4 PROFUNDIDADE DE ATAQUE X NORMAS

A comparação dos resultados da pesquisa com recomendações de diversas normas é realizada considerando os valores medidos nos elementos pesquisados e estimando as profundidades de ataque para 50 anos de vida útil. São consideradas como profundidades de ataque as frentes de penetração de íons cloreto, visto este ser o ataque mais intenso.

Como foi mostrado anteriormente, existe uma necessidade de classificar os micros ambientes de uma forma mais detalhada, visto que é difícil localizar um micro ambiente que seja em todas estações do ano uma zona puramente de respingo, ou uma zona puramente de maré. Devido as normas utilizarem uma classificação simple tipo zona de névoa, zona de respingo, zona de maré ou zona submersa, são agora, para efeito de comparação, classificadas os micros ambientes pesquisados conforme a sua predominância. Assim sendo os pontos PS e PI são comparados com valores de zona de névoa, visto que o primeiro é sempre zona de névoa e o segundo tem poucos dias no ano que podem ser atingidos por respingos de maré. Os pontos ES são comparados com valores de zona de respingo e os pontos EI com zonas de maré. Esse último micro ambiente são mais predominante os dias do ano em que esta localizado em zona de respingo, mas tem um percentual considerável de dias como zona de maré, sendo nesta pesquisa considerado como tal. Conforme os coeficientes de penetração da Tabela 5.5, estima-se que a frete de ataque dos íons cloretos para a idade de 50 anos seja de 55 mm, 66 mm e 52 mm respectivamente para os pontos PI, ES e EI.

Na zona de maré foi considerado o risco de abrasão devido observação do arrasto de vários objetos na água do canal. Foi considerada meio ambiente onde ocorre geada. As estacas pranchas, quando analisada a FIP (1985) foram consideradas elementos esbeltos, pois possuem espessura inferior a 50 cm. Os valores das normas considerados para comparar com os valores da pesquisa nas estacas pranchas (pontos ES e EI) são para condição de concreto protendido, sendo o aço considerado como cordoalha, quando as normas assim diferenciam. Assim foram obtidos os valores da Tabela 5.7 e elaborados os gráficos da Fig. 5.19.

TABELA 5.7 - Valores de relação a/c máxima, resistência a compressão mínima e cobrimento nominal mínimo recomendados por normas

Normas		NBR 6118, 1982	NBR 6118, rev. 2000	ACI 318, 1996	BS 8110, 1997	DIN 1045, 1988	FIP, 1985	PCI, 1975	CEB-FIP: BI 213 / 214, 1993	EHE, 1999	Euro-código-rev. AN-DRADE et al. 1999
Rel. a/c	Névoa		0,55							0,50	0,50
	Resp.	--	0,45	0,40	0,45	0,50	0,45	0,45	0,50	0,45	0,40
	Maré		0,45							0,45	0,40
f _{ck} (MPa)	Névoa		30				24	--	--	30	--
	Resp.	--	40	50	50	20**	32	--	--	35	--
	Maré		40				36	--	--	35	--
Co-brim. (mm)	Névoa		35				76	68*		40	40
	Resp.	45*	45	50	50	40	90	80*	45*	35	25
	Maré		45				90	80*		35	25

* Acrescentado 5 mm de tolerância sobre valor mínimo

** Valor equivalente para ensaio com corpos de prova cilíndricos

A Fig. 5.19 mostra que mesmo com uma relação a/c baixa, as resistências dos concretos utilizados na construção do cais do TECON, as resistências a compressão aos 28 dias foram baixas. Isso se deve ao tipo de cimento, que por ser pozolânico, aumenta consideravelmente sua resistência a compressão após os 28 dias de idade e pela qualidade do cimento. O cimento Gaúcho 320, utilizado na viga e laje do paramento do cais praticamente começou a ser fabricado no início da construção dessa obra, sendo que algumas vezes não atingia o valor de resistência a compressão que a norma brasileira NBR-5732 (1991) especifica. O cimento utilizado nas estacas pranchas do Trecho 6 foi, provavelmente o CP IV 250, que é diferente do cimento utilizado no concreto dos demais elementos estruturais pesquisados, e portanto, tem comportamento diferente. Nesse sentido, nota-se a importância das normas referente a durabilidade do concreto, definirem além da relação a/c máxima, também a resistência a compressão mínima ou o tipo de cimento.

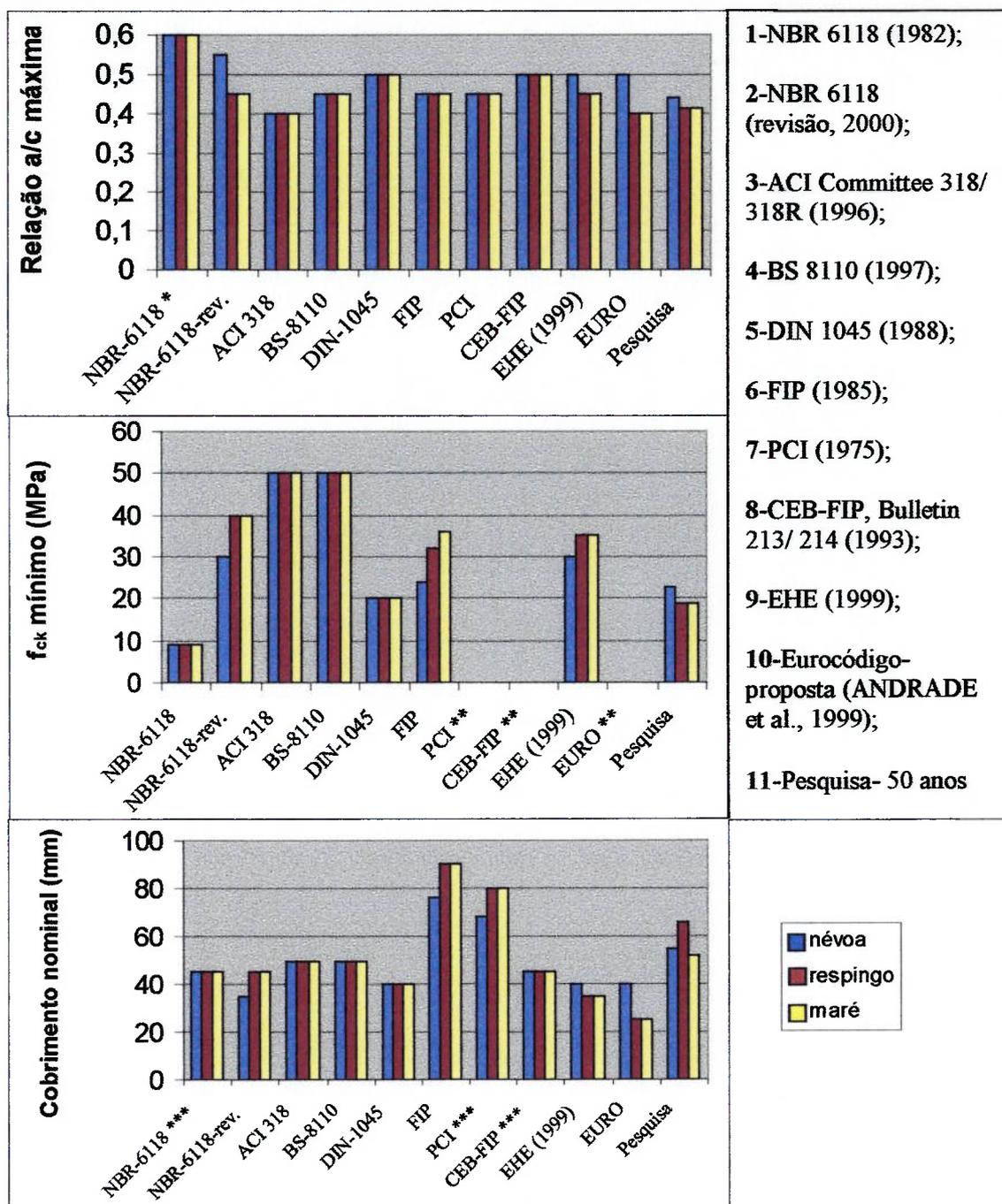
A NBR 6118 (1982) só recomenda um cobrimento mínimo inferior a profundidade de ataque prevista para 50 anos, nos concretos estruturais pesquisados.

A revisão da NBR 6118 (2000) e as normas ACI Committee 318/318R (1996), BS 8110 (1997) e EHE (1999) apresentam cobrimentos nominais inferiores as profundidades de ataque estimadas para a estrutura pesquisada, prevendo uma vida útil de 50 anos. No entanto essas normas recomendam resistências a compressão mínimas maiores que a do concreto utilizado. As relações a/c recomendadas na NBR 6118 (revisão, 2000), BS 8110 (1997) e EHE (1999) são levemente superiores, com exceção da zona de névoa da NBR 6118 (revisão, 2000) que é consideravelmente superior. A norma ACI Committee 318/318R (1996) recomenda relações a/c menores que a utilizada no concreto pesquisado.

As normas DIN 1045 (1988) e CEB-FIP, Bulletin 213/214 (1993) prescrevem cobrimentos nominais menores que o previsto para as estruturas pesquisadas e relações a/c máximas maiores. A DIN 1045 (1988) recomenda resistências à compressão quase iguais as utilizadas nos concretos pesquisados. Portanto as recomendações limites dessas normas devem produzir concretos armados com vida útil inferior a 50 anos, no ambiente pesquisado.

O EUROCÓDIGO-proposta (ANDRADE et al, 1999) prescreve cobrimentos nominais menores e relações a/c máximas próximas quando comparados com os valores da pesquisa. Portanto as recomendações limites dessa proposta também devem produzir concretos armados com vida útil inferior a 50 anos, no ambiente pesquisado.

As normas FIP (1985) e PCI (1975) prescreve cobrimentos nominais superiores a estimativa de profundidade de ataque para a estrutura pesquisada e relações a/c próximas as utilizadas nos concretos pesquisados. A FIP (1985) ainda sugere resistências à compressão maiores que os concretos utilizados nas estruturas pesquisadas. Portanto as recomendações limites dessas normas devem produzir concretos com vida útil superior a 50 anos, no ambiente pesquisado.



* Não prescreve, podendo adotar valores maiores; ** Não prescrevem
 *** Valores mínimos acrescidos de 5 mm

FIGURA 5.19 - Comparação de valores estimados na pesquisa com valores recomendados por normas: a) relação a/c máxima; b) f_{ck} mínimo; c) cobrimento nominal mínimo.

5.5 APLICAÇÃO DOS DADOS DA PESQUISA

Com os dados dessa pesquisa se passa a formular modelos para estimar a profundidades de ataque dos elementos que mais provocam a deterioração e envelhecimento do concreto armado, tanto para CO₂ quanto para cloretos e sulfatos no ambiente estudado.

Dessa forma, os dados obtidos nessa pesquisa podem ser utilizados com facilidade e rapidez em projetos e construções futuras.

Para os sulfatos foi possível identificar apenas uma frente de aumento de teores, mas em valores ainda muito baixos, não sendo possível identificar uma deterioração. Portanto o modelo apresentado refere-se a frente de contaminação por sulfatos.

Esses modelos são específicos para o meio ambiente e tipo de concreto (materiais e técnicas de execução) pesquisados ou similares.

Os modelos a seguir são formulados com os dados dessa pesquisa, utilizam a equação baseada na segunda lei de Fick ($c_{\text{agente}} = K_{\text{agente}} \cdot (t)^{1/2}$), referindo-se ao período de iniciação do modelo de TUUTTI (1980) e de acordo com os mecanismos clássicos de transporte de massa em materiais porosos.

5.5.1 Modelo de vida útil para cloretos

Os íons cloreto apresentam maiores profundidades de frente de ataque, sendo essa ação mais intensa na zona predominantemente de respingo (PI-ZPN), conforme Fig. 5.10.

Não foi encontrado na bibliografia pesquisada dados de campo sobre intensidade de ataque de íons cloreto em concretos de diferentes resistências a compressão. Sendo assim, é formulado um modelo para o mesmo ambiente, materiais e técnicas da obra pesquisada, alterando apenas a resistência a compressão do concreto, utilizando como base o ábaco para estimar a penetração de íons cloreto em função da vida útil desejada, sugerido por HELENE (1993).

Neste ábaco as relações médias entre os cobrimentos, portanto entre o coeficiente de penetração dos íons cloreto, são de 2,0 para c_{C25}/c_{C45} , 1,5 para c_{C25}/c_{C40} , 1,24 para c_{C25}/c_{C35} , 1,11 para c_{C25}/c_{C30} , 1,10 para c_{C20}/c_{C25} e 1,18 para c_{C15}/c_{C25} .

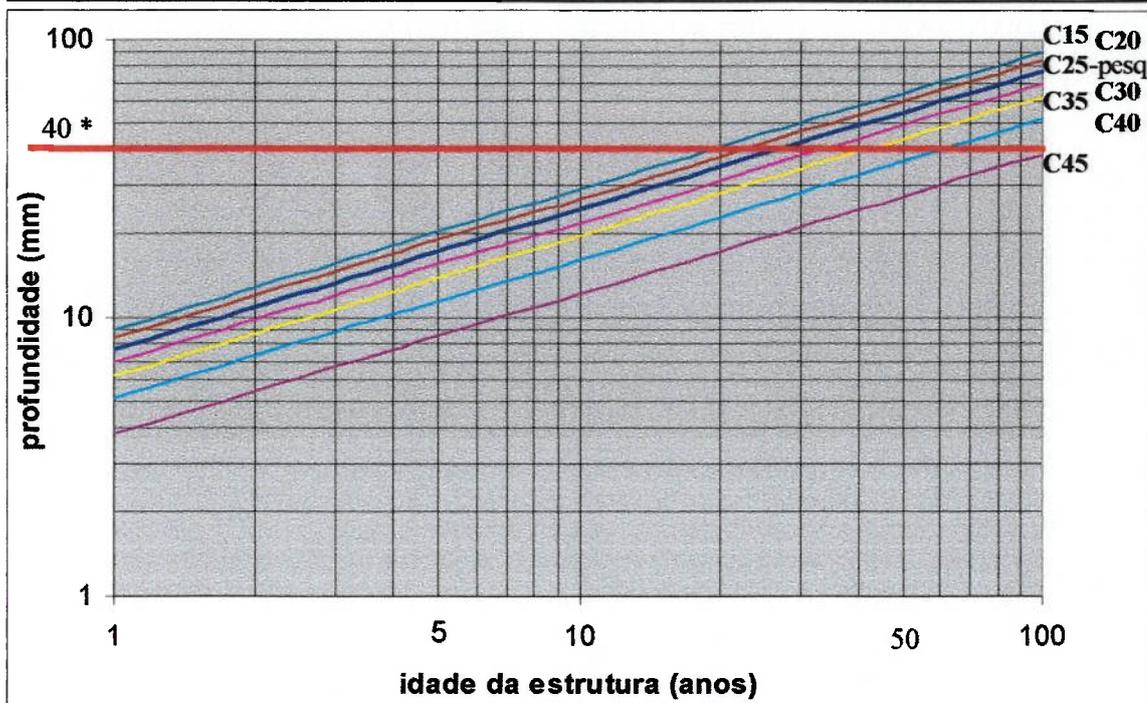
GJØRV e VENNESLAND (1979) pesquisaram em laboratório a penetração de íons cloreto da água do mar em corpos de prova de argamassa para relação a/c de 0,4, 0,5 e 0,6 executados com cimento Portland comum. Estima-se através de modelos de HELENE e TERZIAN (1992) que essas relações a/c equivalem a f_{c28} de 40,6 MPa, 33,0 MPa e 26,9 MPa, as quais equivalem aproximadamente a f_{ck} de 30 MPa, 25 MPa e 20 MPa respectivamente. Para uma frente de cloretos com teor de 0,1% em relação a massa seca de argamassa, as relações entre as profundidades de penetração apresentaram diferenças em percentuais bem próximos aos valores obtidos no ábaco de HELENE (1994), ou seja, 1,09 para c_{C20}/c_{C25} e 1,11 para c_{C25}/c_{C30} .

Aplicando as relações obtidas no ábaco de HELENE (1994) sobre o valor do coeficiente de penetração de íons cloreto para o ponto **PI-ZPN** obtém-se o ábaco da Fig. 5.20. O concreto nesse ponto, para o qual é estimado um f_{ck} de aproximadamente 22,9 MPa é considerado do tipo C25, sendo essa consideração a favor da segurança. Esse ponto refere-se a zona predominantemente de névoa (**ZPN**), concreto com cimento pozolânico (adição de cinza volante) e resistências indicadas na Fig. 5.20.

Observa-se na Fig. 5.20 que com o cobrimento mínimo estabelecido pela NBR 6118 (revisão, 2000) a vida útil de 50 anos só é atingida utilizando concreto com f_{ck} de 40 MPa ou superior, mantendo-se as condições indicadas neste ábaco.

Nota-se também o considerado ganho de vida útil quando utiliza-se concreto com f_{ck} de 45 MPa ao invés de 40 MPa: aumenta-se a vida útil de 60 anos para 100 anos.

Penetração de íons cloreto em elementos estruturais de concreto em zona predominantemente de névoa - ZPN (aprox. 10% do ano como zona de respingo) - cimento pozolânico (adição de cinza volante) - temperatura média anual de 20 °C.



* Cobrimento mínimo para ambiente marítimo - NBR 6118 (revisão, 2000)

FIGURA 5.20 - Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do Canal do Rio Grande - Rio Grande - RS, nas proximidades do cais do Terminal de Containers - TECON. Os valores referem-se as faces laterais dos elementos estruturais em relação a posição de concretagem. No caso de superfície externa de topo em relação a posição de concretagem deve-se aumentar o valor dos cobrimentos em 16% e no caso de superfície externa de fundo pode diminuir o valor do cobrimento em 11%. No caso de utilizar cimento Portland comum deve-se aumentar o valor do cobrimento em 20%.

5.5.2 Modelo de vida útil para carbonatação

Devido ao efeito altamente nocivo do ataque simultâneo de carbonatação e íons cloretos, a frente de ataque para o modelo por carbonatação será considerada a maior profundidade identificada no ensaio com timolftaleína.

Da mesma forma que para íons cloreto, não foi encontrado na bibliografia pesquisada dados de campo sobre intensidade de ataque de gás carbônico em concretos de diferentes resistências a compressão. Sendo assim, é formulado um modelo para o mesmo ambiente, materiais e técnicas da obra pesquisada, alterando apenas a resistência a compressão do concreto, utilizando como base o ábaco para estimar a penetração de CO_2 em função da vida útil desejada, sugerido por HELENE (1994).

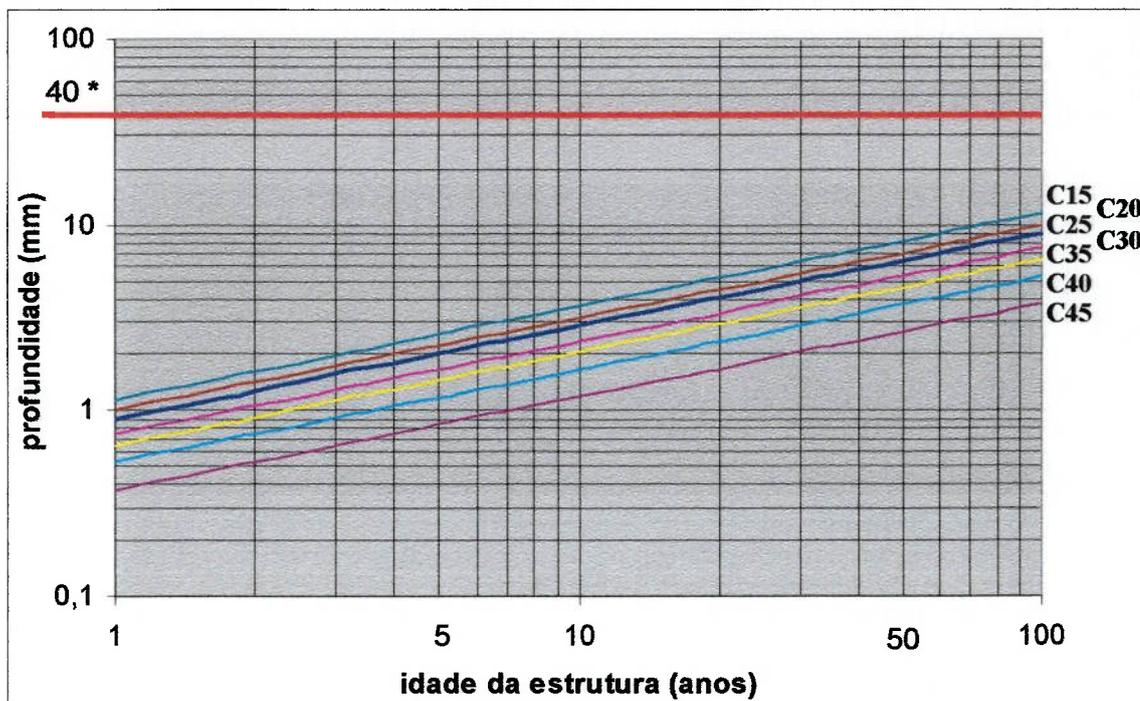
Neste ábaco as relações médias entre os cobrimentos, portanto entre o coeficiente de penetração de CO_2 , são de 2,4 para c_{c25}/c_{c45} , 1,71 para c_{c25}/c_{c40} , 1,38 para c_{c25}/c_{c35} , 1,20 para c_{c25}/c_{c30} , 1,11 para c_{c20}/c_{c25} e 1,28 para c_{c15}/c_{c25} .

A Fig. 5.21 mostra o ábaco do ponto PS-ZTN, pois este apresenta um ataque por carbonatação mais intenso, conforme Fig. 5.3.

As relações entre a superfície lateral e as superfícies de fundo e topo em relação a superfície de concretagem foram obtidas no trabalho de GUIMARÃES et al. (1999).

Todas as classes de concreto apresentadas na Fig. 5.21 estimam uma vida útil superior a 100 anos para o ataque de CO_2 para as condições estabelecidas neste ábaco.

Profundidade da frente de carbonatação em elementos estruturais de concreto em zona totalmente de névoa - ZTN (100% do ano como zona de névoa) - cimento pozolânico (adição de cinza volante) - temperatura média anual de 20 °C.



* Cobrimento mínimo para ambiente marítimo - NBR 6118 (revisão, 2000)

FIGURA 5.21 - Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do Canal do Rio Grande - Rio Grande - RS, nas proximidades do cais do Terminal de Containers - TECON. Os valores referem-se as faces laterais dos elementos estruturais em relação a posição de concretagem. No caso de superfície externa de topo em relação a posição de concretagem deve-se aumentar o valor dos cobrimentos em 300% e no caso de superfície externa de fundo pode diminuir o valor do cobrimento em 50%. No caso de utilizar cimento Portland comum pode-se diminuir o valor do cobrimento em 10%.

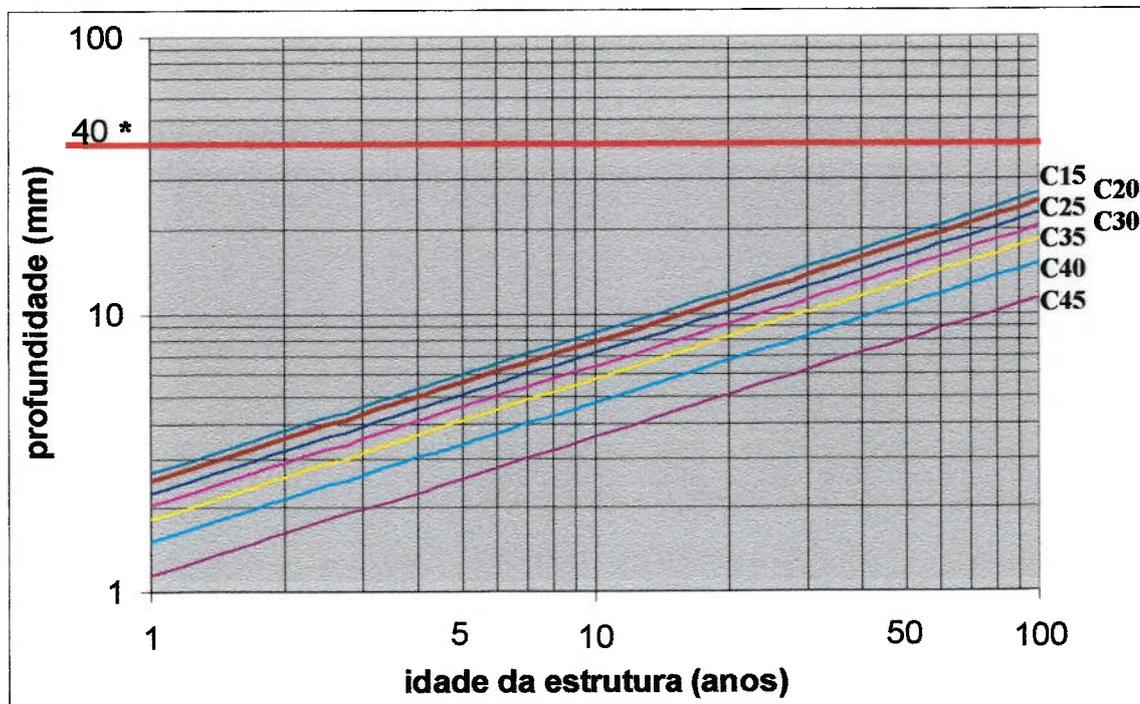
5.5.3 Modelo de vida útil para sulfatos

Considerando o teor de 0,14% de íons sulfato livres como o início de contaminação desse agente agressivo do meio ambiente ao interior do concreto é obtido os ábaco da Fig. 5.22, referente a Zona Predominantemente de Respingo e Maré (EI - ZPRM), que apresenta um ataque por sulfatos mais intenso, conforme Fig. 5.17. Salienta-se que esse ábaco refere-se ao início da contaminação e não do ataque ao concreto.

Não sendo possível estabelecer correlações de profundidade de ataque entre as diversas classes de concreto através dos dados da bibliografia utilizada, são consideradas a mesmas correlações do ataque de cloretos, pois trata-se de íons.

Todas as classes de concreto apresentadas na Fig. 5.22 estimam uma vida útil superior a 100 anos para o ataque de sulfatos em ambiente marítimo para as condições estabelecidas neste ábaco.

Profundidade da frente de contaminação por sulfatos em elementos estruturais de concreto em zona predominantemente de respingo e maré - ZPRM (59% do ano como zona de respingo, 38% como zona de maré) - cimento pozolânico (adição de cinza volante) - temperatura média anual de 20 °C.



* Cobrimento mínimo para ambiente marítimo - NBR 6118 (revisão, 2000)

FIGURA 5.22 - Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do Canal do Rio Grande - Rio Grande - RS, nas proximidades do cais do Terminal de Containers - TECON. Os valores referem-se as faces de topo dos elementos estruturais em relação a posição de concretagem. No caso de superfícies externas lateral e de fundo em relação a posição de concretagem pode-se diminuir o valor dos cobrimentos em 14% e 24% respectivamente. No caso de utilizar cimento Portland comum deve-se aumentar o valor do cobrimento em 20%.

5.6 CONTRIBUIÇÃO PARA O DESENVOLVIMENTO DE MODELO DE PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO EM AMBIENTE MARÍTIMO

5.6.1 Introdução

Conforme discutido na secção 5.3 , os dados obtidos nas estruturas pesquisadas mostram um ataque inferior àquele encontrado quando se utiliza alguns modelos existentes, principalmente quanto ao ataque por íons cloretos.

Essa secção tem por objetivo colaborar no desenvolvimento de um modelo que relacione resultados de ensaios de laboratório com o ataque de íons cloreto em ambiente marítimo, pois este foi o mais importante agente de deterioração.

Alguns fatores foram observados durante essa pesquisa e que merecem atenção especial, pois além de não serem considerados nos modelos atuais, parecem atuar de forma decisiva no ataque por íons cloreto. Esses fatores são o teor de umidade no concreto e a posição da superfície de ataque quando da concretagem do elemento estrutural.

Não se pretende, e nem poderia ser de outra forma, desenvolver um modelo genérico, mas contribuir para o entendimento do fenômeno da penetração de íons cloretos em estruturas localizadas em ambiente marítimo.

5.6.2 Influência do teor de umidade do concreto sobre a difusão de íons cloreto

Na zona de névoa pode-se encontrar altos teores de íons cloreto na camada mais superficial do concreto. Isso pode ser observado tanto em épocas de pouca chuva (GUIMARÃES, 1997) como em época de muita chuva (secção 4.2.3 desta tese). Esse teor é da ordem de 2% em relação a massa de cimento, ou seja, maior que os indicados nas referências bibliográficas pesquisadas.

As profundidades de penetração de íons cloretos obtidos nesta pesquisa também mostram valores mais baixos que os indicados quando aplica-se coeficientes de difusão citados nas referências bibliográficas (PAGE et al., 1981; HELENE, 1993) e as equações deduzidas da segunda lei de Fick.

Diversos ensaios de penetração de íons cloreto são utilizados atualmente (PAGE et al., 1981; PRUDÊNCIO, 1993; ANDRADE, 1993; GJØRV et al., 1994), mas quase todos encontrados na literatura pesquisada são realizados na condição de corpos de prova saturados em água. Somente ensaio que correlaciona o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão, conforme estudos experimentais descritos por MEHTA et al., 1992, é em condição não saturado.

O que se observa na realidade, é uma variação do teor de umidade do concreto na sua camada mais externa (processo de molhagem e secagem), sendo que é por essa camada que penetram os agentes externos que atacam o concreto, no caso do cloreto, até atingir a barra de aço, despassivando-a.

Sendo assim, percebeu-se a necessidade de pesquisar qual a influência da variação do teor de umidade sobre a velocidade de penetração dos íons cloreto na pasta de cimento endurecida.

Para tal foram desenvolvidos dois tipos de ensaios: o primeiro para constatar se a influência do teor de umidade da pasta de cimento é fator significativa na penetração de íons cloreto por difusão; e o segundo tem o objetivo de verificar a variação do teor de umidade da camada de concreto de cobrimento no ambiente pesquisado. Esses ensaios são descritos a seguir.

Ensaio de difusão de íons cloreto em pasta de cimento endurecida com diferentes teores de umidade

Objetivo

O objetivo desse ensaio é avaliar a variação do coeficiente de difusão dos íons cloreto em função da variação do teor de umidade na pasta de cimento.

Definições e variáveis

Grau de saturação (GS) - percentual de teor de umidade da massa do corpo de prova em relação a absorção de água após imersão e fervura (NBR 9778, 1987).

Capa de contaminação - pasta de mesma relação a/c, depositada sobre o topo do corpo de prova, contendo um teor de íons cloretos pré estabelecido.

Variáveis intrínsecas: tipo de cimento, relação a/c, GS.

Variáveis extrínsecas: temperatura ambiental, tipo e tempo de cura.

Características do material

O material utilizado para o desenvolvimento e realização do ensaio são corpos de prova executados com pasta de cimento.

O cimento utilizado foi o CPV-ARI da marca Eldorado. A utilização desse tipo de cimento se deve ao fato da sua mais rápida hidratação em relação aos demais tipos de cimento. Dessa forma obtém-se uma influência menor das possíveis diferenças de hidratação do cimento quando sujeitos a diferentes teores de umidade durante o ensaio.

Com esse cimento foi executado uma pasta com relação a/c de 0,5 e posteriormente moldados 50 corpos de prova de 30 mm de diâmetro e 45 mm de comprimento em moldes plásticos, e 5 corpos de prova (CP's) de 50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento para ensaio de caracterização em moldes metálicos.

Os CP's foram desmoldados após 24 horas de sua moldagem, sendo os CP's menores lixados no topo, desgastando alguns milímetros para eliminar a camada mais superior que, por exsudação fica com uma qualidade normalmente muito pobre (Foto 5.1). Após são colocados em cura submersa por 14 dias e a seguir ficam em ambiente de laboratório até completar a idade de 28 dias.

Foram realizados ensaios de resistência a compressão da pasta (NBR 5739, 1980) e determinado o índice de absorção após imersão e fervura e a massa específica com os CP's de 50mm x 100mm (NBR 9778, 1987), aos 28 dias de idade.

Para estimar a massa seca dos CP's de 30mm x 45 mm, foram selecionados aleatoriamente 6 unidades, pois não é conveniente secar todos os CP's em estufa, para obter suas massas secas para controle de umidade durante o ensaio, pois podem surgir fissuras que interfeririam nos resultados. Os CP's são secos em estufa a $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ por 72 horas.

Os resultados desses ensaios são apresentados na Tabela 5.8 e na Tabela 5.9.

TABELA 5.8 - Massa seca dos corpos de prova de pasta de cimento de 30mm x 45mm

CP	Corpos de prova de 30 mm x 45 mm					
	1	2	3	4	5	6
Massa seca (g)	47,9	48,4	48,9	48,5	48,7	47,3
Massa seca média (g)	48,3					
Desvio padrão (g)	0,58					
Intervalo de confiança na média (g) *	48,3 ± 0,61					

*Confiança de 95%

TABELA 5.9 - Massa específica e absorção após imersão e fervura (NBR 9778, 1987) e resistência a compressão (NBR 5739, 1980) em corpos de prova de 50mm x 100mm

Corpos de prova de 50 mm x 100 mm				
CP	I	II	III	Média
Massa seca em estufa (g)	281,0	278,4	280,8	280,1
Massa após saturação com sup. seca (g)	361,5	361,6	361,1	361,4
Massa após sat. e ferv. com sup. seca (g)	362,9	363,7	363,0	363,2
Massa após sat. e submerso em água (g)	173,0	171,5	172,9	172,5
Absorção após imersão e fervura (%)	29,1	30,6	29,3	29,7
Massa específica (g/cm ³)	1,480	1,448	1,477	1,468
CP	IV		V	
Carga de ruptura aos 28 dias (kg)	5300		6100	
Resistência à compressão - f_{c28} (MPa)	27,0		31,1	
f_{c28} médio (MPa)	29,0			

Ensaio

Deposita-se sobre o topo dos CP's de 30 mm x 45 mm uma camada de pasta com cloretos e após a obtenção da estabilidade das umidades desejadas, obtém-se por fatiamento da metade dos corpos de prova e ensaios de teores de íons cloreto na pasta, um perfil de penetração dos íons cloretos. Esse perfil refere-se a penetração dos cloretos com influência da sua absorção capilar, principalmente nos CP's de menor umidade. Após aproximadamente 3 meses, com os CP's praticamente sem variar o GS (grau de saturação), fatia-se os CP's restantes e realiza-se novos ensaios de teor de cloretos na pasta, obtendo-se um segundo perfil para cada grupo de CP's (ou grupos de GS). A análise dos perfis é realizada com o objetivo de se obter o coeficiente de difusão para cada GS.

Foram selecionadas os GS de 55 % , 75 % , 90% e 100 % para realização do ensaio.

Para estabilizar as umidades dos CP's estes foram separados aleatoriamente em 4 grupos de 10 CP's, sendo que para o GS de 100 % restaram apenas 9 CP's pois alguns foram danificados na desforma ou apresentaram fissuras de retração.

Para permitir a colocação de uma camada de pasta de mesmas características contaminada com cloretos sobre os CP's, foi colocado um filete de silicone formando um anel no topo dos mesmos, de forma a não permitir que a pasta com cloretos se derramasse contaminando a superfície lateral dos CP's (Foto 5.1).

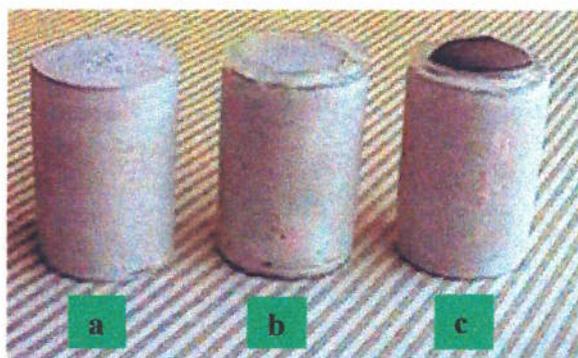


FOTO 5.1 - Preparo dos corpos de prova: a) corpo de prova com topo lixado; b) corpo de prova com anel de silicone; c) corpo de prova com capa de contaminação

Os GS ao redor de 55 % , 75% e 90% foram obtidas secando naturalmente ou molhando os CP's com água destilada, após 28 dias de idade. O GS de quase 100% foi obtido colocando-se os CP's parcialmente submersos até a altura de 30 mm em solução saturada de Ca(OH)_2 (Foto 5.2). Com o fatiamento previsto para no máximo 12 mm de profundidade a partir do topo, essa solução não deve interferir no processo de difusão após a obtenção da estabilidade da umidade nos CP's.



FOTO 5.2 - Corpos de prova do Grupo GS a 100 %: parcialmente submersos em solução saturada com Ca(OH)_2

Após a obtenção dos teores de umidade previsto para cada grupo, executou-se uma pasta igual a dos CP's com adição de 5% de NaCl em relação a massa de cimento. Pequenas porções dessa pasta foram colocadas sobre os CP's, denominadas de "capa de contaminação". Novamente foi necessária a estabilização dos teores de umidade para obter os GS de 55 % , 75 % e 90 %. Com a obtenção da estabilização dos CP's, 5 unidades de cada grupo foram fatiadas de 2 em 2 mm até a profundidade de 8 mm (4 camadas)(Foto 5.3). Esses primeiros CP's foram fatiados com a idade de 76 dias e 30 dias após a colocação da pasta contaminada com NaCl . As fatias de mesma profundidade do mesmo grupo foram misturadas e moídas para realização de ensaio de teor de íons cloreto totais em relação a massa de pasta (ASTM C 1152, 1990). Nas

camadas mais profundas também foram realizados ensaios de teores de íons cloreto livres em relação a massa de pasta (ASTM C 1218, 1992). As capas foram preparadas do mesmo modo para realização de ensaio de teor de íons cloreto solúveis em água em relação a massa de pasta (ASTM C 1218, 1992).



FOTO 5.3 - Equipamento para fatiamento dos corpos de prova em lâminas de 2 mm de espessura

Para manter o mais constante possível a umidade de cada grupo os CP's restantes de cada grupo foram colocados em sacos plásticos dos quais era extraído o máximo de ar possível do seu interior, antes de serem fechados. Esse foi o método mais prático encontrado para manter e controlar a umidade de cada grupo, pois assim pode-se pesar cada grupo como um todo com mais frequência, conhecendo o peso do saco plástico, e antes de fatiar os CP's para obtenção do segundo perfil, pesar cada um separadamente. Os CP's colocados dentro dos sacos plásticos ficaram com o eixo dos CP's na posição horizontal (Foto 5.4). Aproximadamente de 7 em 7 dias os CP's eram girados com o saco plástico de forma a alternar as posições dos CP's. Esses cuidados foram realizados com a intenção de manter o teor de umidade o mais uniforme possível dentro dos CP's. Somente o grupo de GS igual a 100 % ficou em recipiente de vidro conforme explicado anteriormente (Foto 5.2).



FOTO 5.4 - Corpos de prova do segundo perfil (tempo T2) com GS estabilizado

Nos CP's do grupo GS igual 100 % surgiram nos topos pequenas porções de água (Foto 5.5).



FOTO 5.5 - Corpos de prova do Grupo GS igual a 100 %: parcialmente submersos e com gotas de água que surgiram no topo

Quando extraídas as capas e os anéis de silicone, os que não eram danificados foram pesados secos para obtenção da massa média seca desses elementos para controle do teor de umidade dos CP's . As porções de pasta foram secas em estufa a $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ por 72 horas. Os resultados são apresentados na Tabela 5.10.

TABELA 5.10 - Massa médias dos anéis de silicone e das capas de contaminação

	Massas (g)	Média (g)	Desvio Padrão (g)	Int. de conf. na média * (g)
Anéis de silicone	0,26/0,25/0,40/0,44/0,21/0,24/ 0,63/0,38/0,42/0,21/0,46/0,53/ 0,30/0,22/0,23/0,44/0,48/0,19/ 0,34	0,35	0,13	0,35±0,06
Capas contaminadas	1,9/1,7/1,5/1,4/1,7/1,4/1,6	1,6	0,18	1,6±0,17

* Confiância de 95%

Os CP's restantes foram fatiados, misturando-se as fatias de mesma profundidade de mesmo grupo de CP's. Entre o fatiamento dos primeiros CP's e esses passaram-se 74 dias.

Os valores do GS obtidos nos ensaios para cada grupo de CP's são mostrados na Tabela 5.11, sendo que o cálculo é mostrado no Anexo B.

TABELA 5.11 - Grau de Saturação (GS) para cada grupo de CP's

	GS previsto - %	GS obtido - %
Grupo I	55	57,2±9,8
Grupo II	75	74,8±9,8
Grupo III	90	90,2±9,8
Grupo IV	100	97,7±9,8

Considerando os intervalos de confiança na média para massa dos CP's de 30 mm x 45 mm de 48,3±0,61 g, massa dos anéis de silicone de 0,35±0,06 g, a massa das capas contaminadas de 1,6±0,17 g e a absorção após imersão e fervura de 29,7±1,21 %, calcula-se o intervalo de confiança do GS dos CP's dos Grupos I, II, III e IV. Para calcular GS máximo são consideradas as menores massas dos CP's, dos anéis de

silicone e das capas de contaminação e menor absorção por imersão. Para calcular o GS mínimo são consideradas as maiores massas e absorção por imersão. Assim se obtém 95% de confiança que o GS varia dentro de uma faixa de $\pm 9,8\%$.

Os resultados dos ensaios do teor de íons cloreto dos primeiros perfis (tempo T₁) estão na Tabela 5.12, sendo que os ensaios foram realizados no Laboratório de Química dos Materiais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo S.A..

TABELA 5.12 - Teores de íons cloretos no tempo T1

CLORETOS SOLUVEIS		
IDENTIFICAÇÃO	%Cloreto	
Grupo I CP-1 capa	0,93	
Grupo II CP-4 capa	0,79	
Grupo III CP-6 capa	0,49	
Grupo IV CP-7 capa	0,36	
CLORETOS		
IDENTIFICAÇÃO	Totais %	Livres %
Grupo I CP 1a	0,39	--
Grupo I CP 1b	0,26	--
Grupo I CP 1c	0,09	--
Grupo I CP 1d	0,02	0,02
Grupo II CP 4a	0,39	--
Grupo II CP 4b	0,35	--
Grupo II CP 4c	0,20	--
Grupo II CP 4d	0,07	0,05
Grupo III CP 6a	0,33	--
Grupo III CP 6b	0,27	--
Grupo III CP 6c	0,17	--
Grupo III CP 6d	0,08	0,02
Grupo IV CP 7a	0,28	--
Grupo IV CP 7b	0,24	--
Grupo IV CP 7c	0,17	--
Grupo IV CP 7d	0,10	0,07

Os resultados dos ensaios do teor de íons cloreto dos segundos perfis (tempo T₂) estão na Tabela 5.13, sendo que os ensaios foram realizados no Laboratório de Química dos Materiais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo S.A..

TABELA 5.13 - Teores de íons cloretos no tempo T2

CLORETOS		
IDENTIFICAÇÃO	% Cloretos	
Grupo I CP-2 capa	0,68	
Grupo II CP-3 capa	0,53	
Grupo III CP-5 capa	0,28	
Grupo IV CP-8 capa	0,19	
CLORETOS		
IDENTIFICAÇÃO	Totais %	Livres %
Grupo I CP 2 a	0,29	--
Grupo I CP 2 b	0,28	--
Grupo I CP 2 c	0,11	--
Grupo I CP 2 d	0,04	0,05
Grupo I CP 2 e	0,00	0,02
Grupo I CP 2 f	0,00	--
Grupo II CP 3 a	0,24	--
Grupo II CP 3 b	0,26	--
Grupo II CP 3 c	0,18	--
Grupo II CP 3 d	0,12	0,11
Grupo II CP 3 e	0,07	0,06
Grupo II CP 3 f	0,03	--
Grupo III CP 5 a	0,25	--
Grupo III CP 5 b	0,24	--
Grupo III CP 5 c	0,18	--
Grupo III CP 5 d	0,12	0,09
Grupo III CP 5 e	0,08	0,07
Grupo III CP 5 f	0,06	--
Grupo IV CP 8 a	0,20	--
Grupo IV CP 8 b	0,15	--
Grupo IV CP 8 c	0,09	--
Grupo IV CP 8 d	0,08	0,06
Grupo IV CP 8 e	0,06	0,05
Grupo IV CP 8 f	0,04	--

A Fig. 5.23, Fig. 5.24, Fig. 5.25 e Fig. 5.26 mostram os perfis do teores médios de íons cloreto nos tempos T1 e T2 dos nos CP's dos Grupos I, II, III e IV respectivamente.

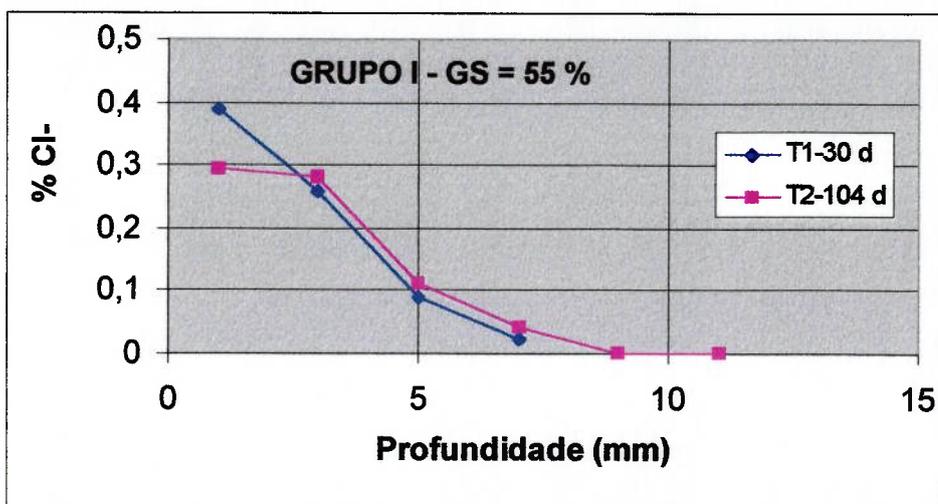


FIGURA 5.23 - Perfis dos teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo I

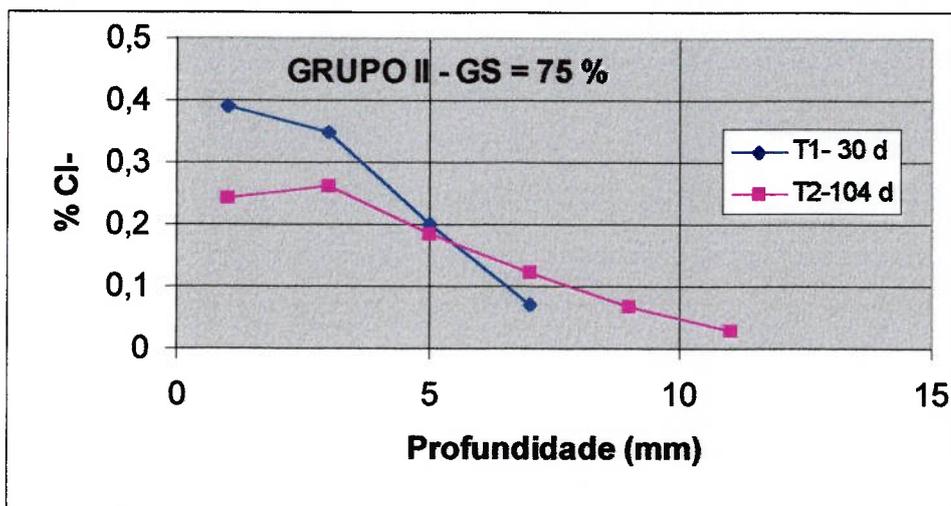


FIGURA 5.24 - Perfis dos teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo II

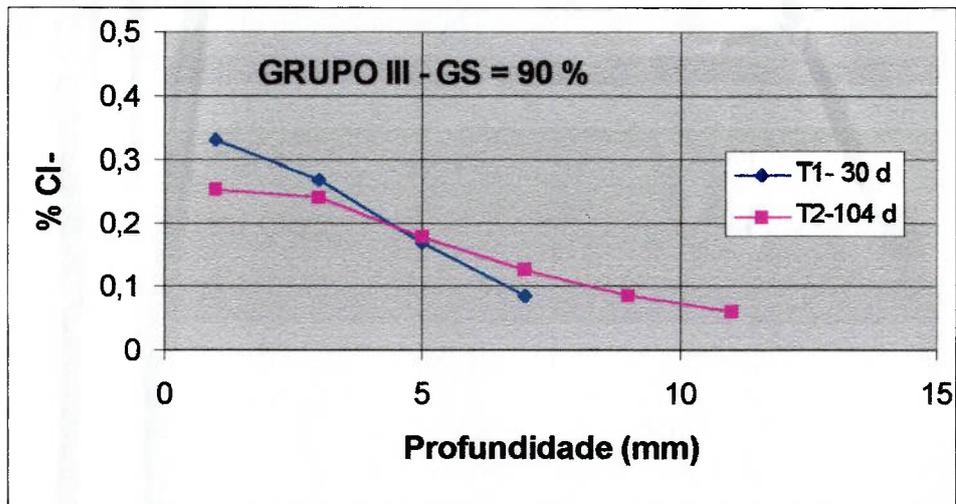


FIGURA 5.25 - Perfis dos teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo III

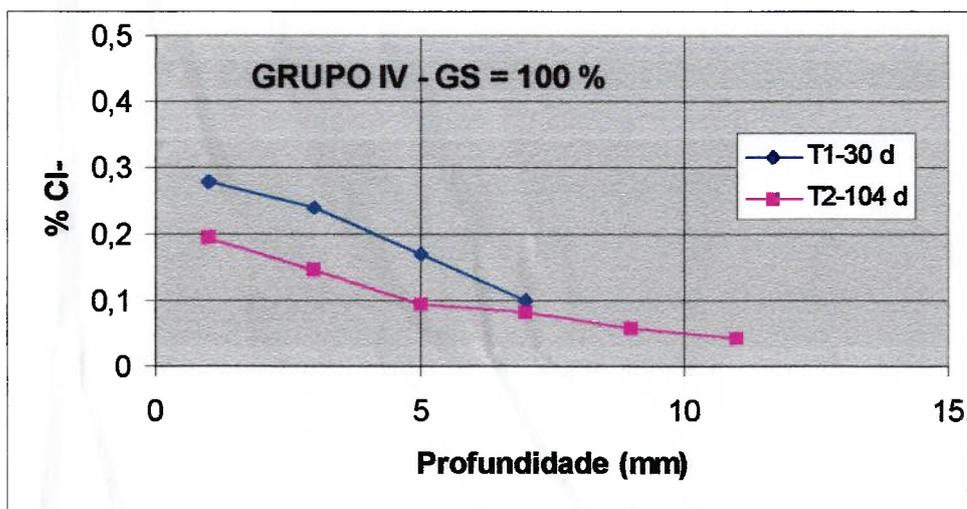


FIGURA 5.26 - Perfis dos teores médios de cloretos totais nos tempos T1 (30 dias) e T2 (104 dias) - Grupo VI

Avaliação dos resultados

Como pode-se verificar na Tabela 5.12 e na Tabela 5.13, cada grupo apresentou uma variação do teor de íons cloreto livre da capa de contaminação durante o ensaio, sendo que em cada grupo obteve-se um valor médio diferente. Isso deve-se principalmente aos diferentes teores de umidade de cada grupo.

Analisando os gráficos de percentagem de cloretos em função da profundidade no tempo T1 (Fig. 5.23 a Fig. 5.26) e os teores das capas contaminadas de cada grupo de CP's correspondente ao tempo T1 (Tabela 5.12), observa-se que a difusão de íons foi mais intensa que a penetração de íons por absorção capilar, pois os íons cloreto penetraram mais nos CP's com maior GS. Visto que no momento da colocação das capas contaminadas já havia se realizado uma primeira estabilização dos teores de umidade, esperava-se que nos CP's com menor GS os cloretos penetrassem com mais intensidade devido a absorção capilar, sendo observado o contrário.

Em uma avaliação qualitativa nota-se que entre o Grupo I e o Grupo IV há uma grande diferença na difusão de íons cloreto, pois os perfis T1 e T2 do Grupo I praticamente se sobrepõe a partir da profundidade de 7,5 mm. Observa-se também que as inclinações médias das curvas diminuem do Grupo I para o Grupo IV, evidenciando uma maior penetração de íons cloretos com o aumento do GS. Aparentemente há uma maior difusão de íons nos primeiros 5 mm, sendo que esse efeito diminui com o aumento do GS. Isso é provável que ocorra devido ao efeito higroscópico do cloreto. Esse efeito poderia ser amenizado adicionando um teor de cloretos na água de mistura da pasta.

Para avaliar o coeficiente de difusão de cada grupo de GS utiliza-se a seguinte equação que considera de regime permanente:

$$J = \frac{D_{ef}}{l} \cdot (C_1 - C_2) \quad \text{sendo} \quad (5.5)$$

J = fluxo de íons cloreto em $\text{g} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$;

D_{ef} = coeficiente de difusão efetivo de íons cloreto em $\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$;

l = espessura da camada em que é medido o fluxo, em cm

C_1 e C_2 = concentrações de íons cloreto na solução de poro da superfície de topo e última camada em g/cm^3 (serão considerados os valores médios de cloretos livres durante o ensaio).

Embora a difusão de cloretos no ensaio não tenha ocorrido em regime permanente, essa equação foi utilizada, pois a variação do teor de cloretos na superfície dos CP's dificulta a análise utilizando a segunda lei de Fick.

A Fig. 5.27 mostra o esquema de corte dos CP's.

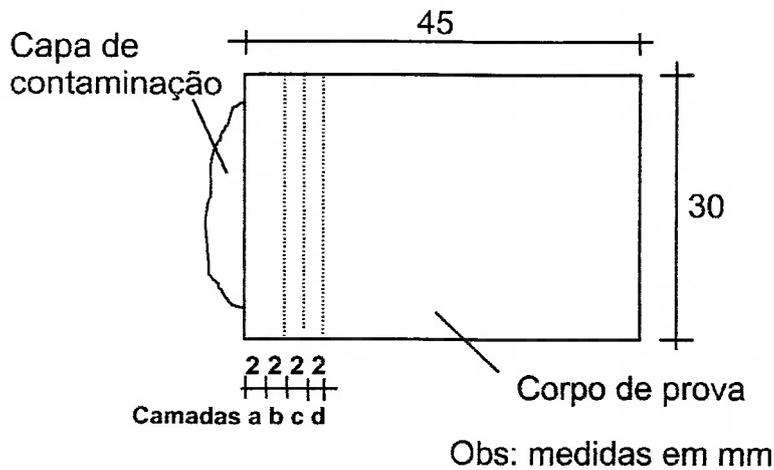


FIGURA 5.27 - Esquema do corte dos corpos de prova

O valor de J é calculado pelo balanço de massa de íons cloretos nos primeiros 8 mm de profundidade dos CP's. A massa de íons que passam nessa espessura é dividida pela seção transversal e pelo tempo entre a medição dos dados do primeiro perfil (T_1) e a medição dos dados do último perfil (T_2). As massa de íons cloretos nos tempos T_1 e T_2 são calculadas em função das massas médias da capa de contaminação e das camadas dos CP's, consideradas de 2 mm de espessura e com massa específica conforme ensaio realizado, e dos teores de íons cloretos medidos em cada camada, considerados teores médios dessas camadas.

As concentrações médias da solução de íons cloreto livre, das capas de contaminação (C_1) são calculadas em função do teor de umidade médio medido nos tempos T_1 e T_2 e a massa de íons cloretos livres nos tempos T_1 e T_2 , obtendo-se dois valores, dos quais se calcula a média. Da mesma forma é calculada a concentração média da solução na camada situada entre as profundidades de 6 mm e 8 mm.

Com os valores de J , l , C_1 e C_2 obtém-se o valor de D_{ef} .

A memória de cálculo é apresentada em Tabelas no Anexo B.

Os valores dos coeficientes de difusão de cada grupo são mostrados na Tabela 5.14.

TABELA 5.14 - Valores do coeficiente de difusão efetivo em função dos GS's

Grupo	D_{ef} - cm^2/s	GS - %
Grupo I	18,37E-10	57,2±8,8
Grupo II	56,60E-10	74,8±8,8
Grupo III	65,09E-10	90,2±8,8
Grupo IV	203,81E-10	97,7±8,8

Esses resultados são apresentados no gráfico da Fig. 5.28. Neste gráfico os resultados são representados por uma equação exponencial.

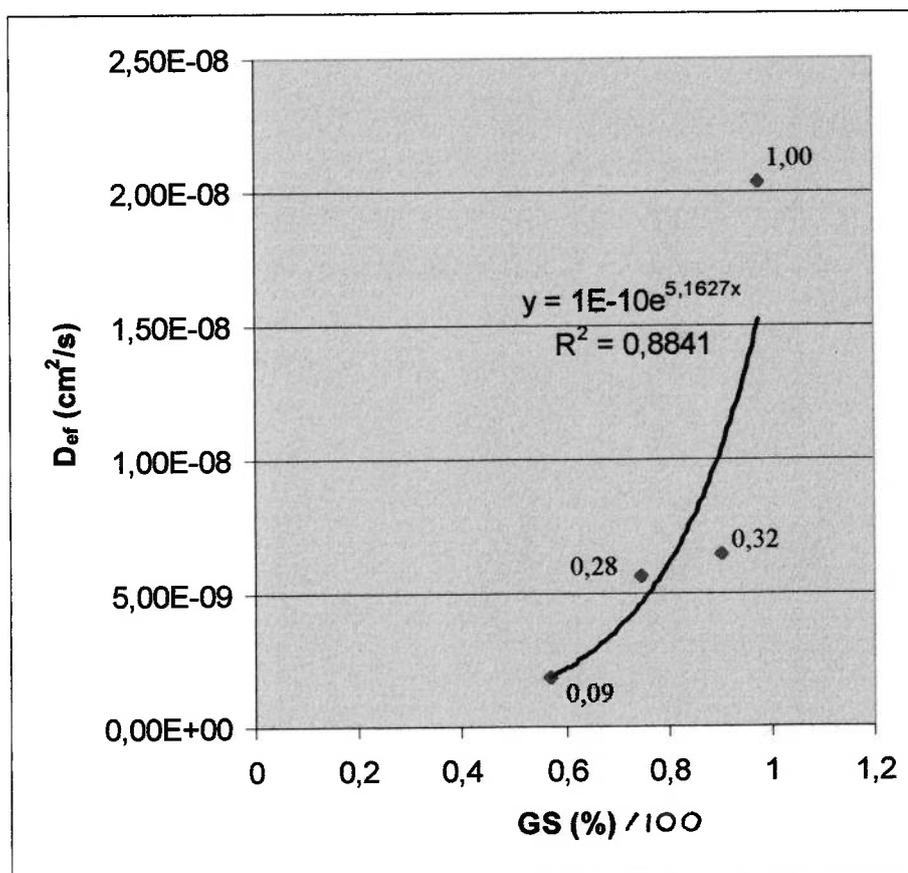


FIGURA 5.28 - Equação exponencial do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e a relação entre o coeficiente de difusão do Grupo IV e os Grupos I, II e III

A Fig. 5.28 também mostra a relação entre o maior coeficiente de difusão (Grupo IV- GS=100 %) e os demais valores. Essa figura mostra que as diferenças são bem acentuadas e que o GS do concreto é um fator que deve ser considerado na difusão de íons.

Na Fig. 5.29 visualiza-se, além dos valores médios de GS e da curva exponencial, o intervalo de confiança na média (confiança de 95%). Nota-se que os valores do coeficiente de difusão obtidos pela curva média (azul) são ligeiramente maiores que os obtidos pela curva exponencial para GS menor que 80 %. A diferença do coeficiente de difusão obtido na curva média (azul) e a linha inferior (amarela) é pequena para valores de GS menores que 85 %, sendo menores os valores da curva média.

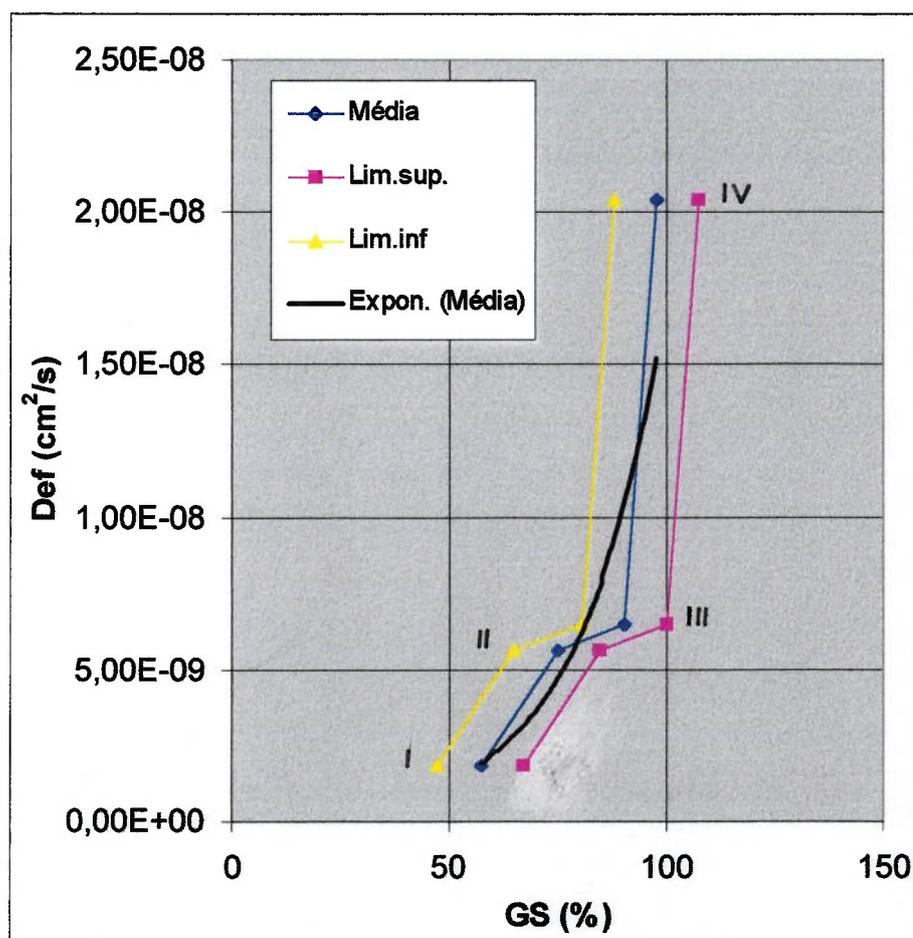


FIGURA 5.29 - Valores médios do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e o intervalo de confiança na média do GS (confiança de 95%)

Interpretação dos resultados

Os resultados do ensaio mostra a importância de se considerar o teor de umidade do concreto na estimativa do coeficiente de difusão dos íons cloretos.

Para melhor entender como a água atua nesse processo é preciso descrever seu comportamento dentro da rede de poros da pasta de cimento endurecida.

Um parâmetro muito importante para o transporte de massa na pasta de cimento é o diâmetro crítico. O diâmetro crítico é a menor dimensão de poro a partir da qual se estabelece uma rede de poros conectados que permite o transporte de massa através de uma amostra (SATO, 1998). Conforme MEHTA e MANMOHAN (1980), os poros grandes influenciam de forma mais decisiva na resistência a compressão e na difusividade e os poros pequenos mais a retração e a fluência.

Na Fig. 5.30 pode-se observar a distribuição dos poros na pasta de cimento (MEHTA e MANMOHAN, 1980). Os pontos de inflexão nas curvas indicam o diâmetro crítico para pastas com diferentes rel. a/c.

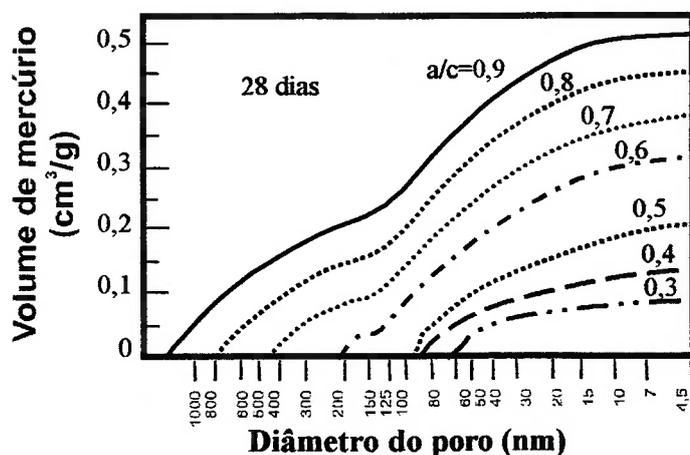


FIGURA 5.30 - Distribuição dos poros na pasta de cimento (MEHTA e MANMOHAN, 1980)

As considerações feitas a seguir tem o objetivo de mostrar um possível mecanismo que pode explicar a influência da variação do GS na difusão de íons cloretos na pasta de cimento endurecida.

- Na pasta de cimento endurecida saturada (Fig. 5.31) todos os poros acima do diâmetro crítico estão cheios de água, facilitando a difusão de íons. A seção transversal desses poros é a seção transversal por onde os íons sofrem difusão;
- Na Fig. 5.30 de MEHTA e MANMOHAN (1980) nota-se que o diâmetro crítico é o mesmo para pasta de cimento com rel. a/c variando de 0,9 a 0,6, mas que o percentual de volume de poros com diâmetro maior que o diâmetro crítico diminui da rel. a/c 0,9 para 0,6. O volume de poros maiores que o diâmetro crítico é da ordem de 15% do volume total de vazios para pasta de cimento com rel. a/c de 0,6. Sendo assim, o percentual de poros maiores que o diâmetro crítico para pasta de cimento com rel. a/c de 0,5 deve ser menor que 15% do volume total de vazios. Assim, diminuindo o GS de 100 % até 85 % deve diminuir mais acentuadamente a água na rede de poros com diâmetros maiores que o diâmetro crítico (Fig. 5.31). Portanto, a seção transversal de difusão dos íons diminui rapidamente conforme pode ser observado na Fig. 5.29 entre os pontos IV e III. Na Fig. 5.30 (MEHTA e MANMOHAN, 1980) mostra que o diâmetro crítico para a pasta com rel. a/c de 0,5 é de aproximadamente 80 nm, e a condensação em poros desse tamanho ocorre com UR maior que 95% (QUÉNARD e SALLÉE, 1991) . Portanto, diminuindo a UR de 95% esses poros tendem a ficarem cheios com vapor de água e uma camada de água adsorvida em suas paredes com uma espessura de aproximadamente 0,2 nm, 0,45 nm e 0,9 nm para UR de 10% 50% e 95% respectivamente , conforme Fig. 5.32 (QUÉNARD e SALLÉE, 1992). Sendo assim, os poros maiores que o diâmetro crítico tendem a diminuir a água condensada até atingir uma camada fina de água adsorvida. Quando diminui o GS até aproximadamente 85 % toda a rede de poros interligada (diâm. dos poros > diâm. crítico), terá apenas água adsorvida (Fig. 5.31). Logo a seção transversal de difusão dos íons pode diminuir muito. Nesse caso, os íons também tem que percorrer distâncias maiores, pois precisam circundar o poro para ultrapassá-lo. Para pequenas espessuras de água ($\leq 0,9$ nm) é de se esperar que os elementos precipitados, como os

Ca(OH)₂, tornem-se obstáculos que dificultam a passagem dos íons cloretos, os quais possuem diâmetro de 0,36 nm;

- Para **GS** menor que 85 % o coeficiente de difusão deve diminuir com menos intensidade, provavelmente devido ao início da perda de água nos poros menores que o diâmetro crítico, poros esses com menor influência no transporte de massa. Isso deve ocorrer até o momento em que a espessura de água adsorvida nas paredes dos poros com diâmetro maior que os do diâmetro crítico começa a diminuir, conforme Fig. 5.29 entre os pontos **III** e **II**;
- O coeficiente de difusão deve novamente diminuir rapidamente (Fig. 5.29, entre os pontos **II** e **I**), quando a espessura de água adsorvida nas paredes dos poros com diâmetro maior que os do diâmetro crítico começa a diminuir (Fig. 5.31);

Esse processo apresenta forte indício de ocorrer quando se compara o gráfico de MEHTA e MANMOHAN (1980) com os resultados do ensaio de influência do teor de umidade da pasta de cimento na difusão de íons cloretos. Nota-se que a inflexão na pasta com rel. a/c de 0,6 ocorre quando são preenchidos com mercúrio (medida com porosímetro de mercúrio) aproximadamente 15% do volume de vazios (Fig. 5.30), o que equivale a um **GS** é de 85 % (Fig. 5.29, entre os pontos **II** e **III**).

Sendo assim, parece mais prudente utilizar a curva média (azul) da Fig. 5.29, embora tenha se obtido uma boa correlação com a curva exponencial ($R^2=0,88$), principalmente para **GS** menores que 80 %, onde se obtém coeficientes de difusão maiores na curva média.

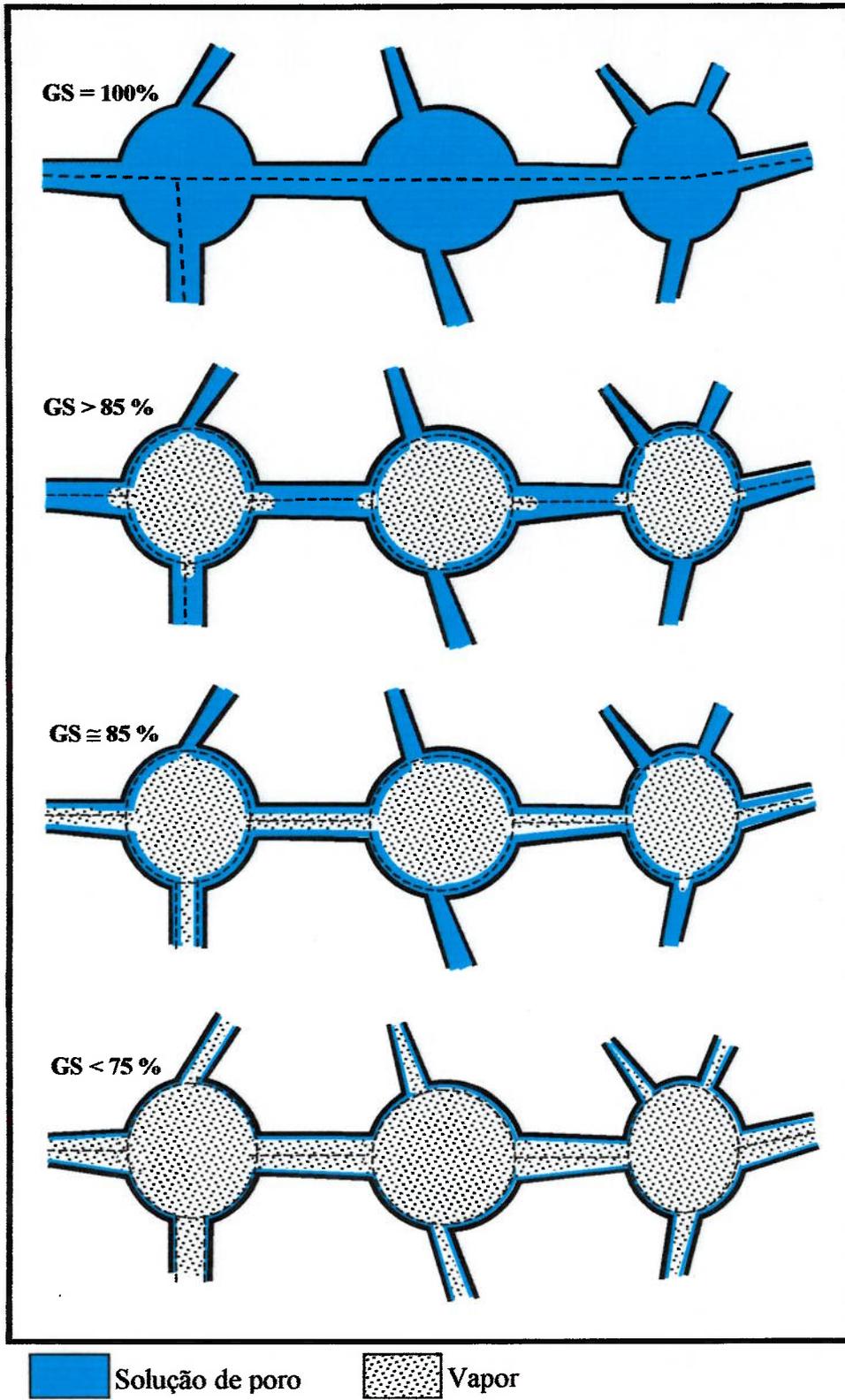


FIGURA 5.31 - Rede de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes teores de umidade

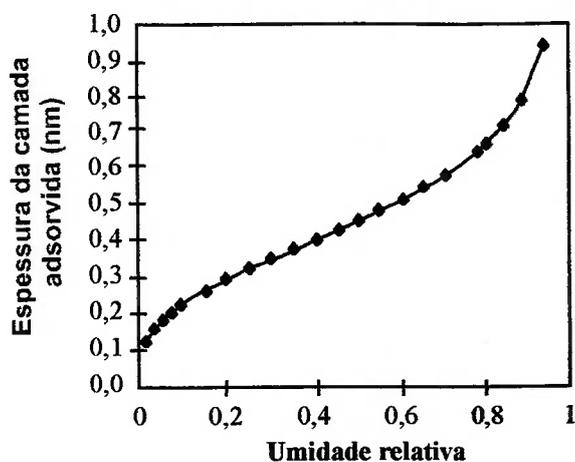


FIGURA 5.32 - Espessura da camada de água adsorvida nas paredes dos poros em função da U.R. (QUÉNARD e SALLÉE, 1992)

Os ensaios descritos MEHTA et al. (1992) parecem estar de acordo com os resultados obtidos nesse ensaio. Esses pesquisadores realizaram ensaios correlacionando o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão, mostrando que quando o vapor se deslocava no mesmo sentido dos íons cloretos o coeficiente de difusão é bem maior que no caso contrário. Nota-se na Fig. 5.33 que quando o vapor se desloca no mesmo sentido dos íons cloreto as primeiras camadas por onde esses íons penetram possuem um teor de umidade maior que quando o vapor é em sentido contrário.

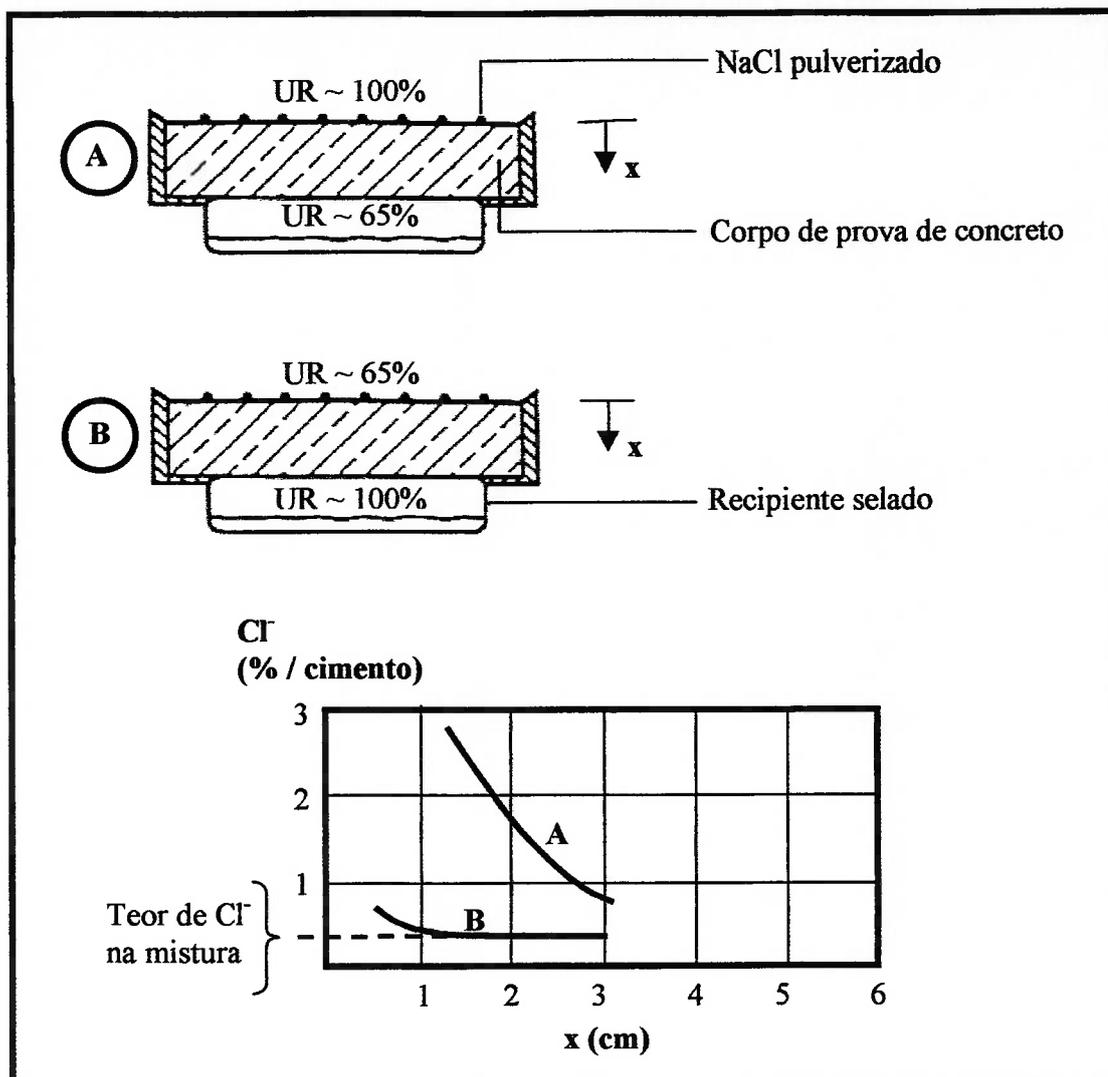


FIGURA 5.33 - Ensaio correlacionando o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão (MEHTA et al.,1992)

HEDENBLAND (1995)] demonstrou teoricamente a influência do teor de umidade na difusão de cloretos, mostrando uma maior influência do grau de hidratação do cimento do que do GS. Provavelmente o grau de saturação foi um pouco maior nos grupos com maior GS e mesmo assim esses apresentaram coeficientes de difusão bem maiores, mostrando uma grande influência do GS. HEDENBLAND (1995) já alertava que além do GS a precipitação de alguns elementos nos poros da pasta de cimento poderiam diminuir o coeficiente de difusão dos cloretos.

MARTYS (1999) simulou com programa computacional a difusão de íons em poros médios (rede interligada) cheios com dois fluidos, sendo um predominantemente molhável, como por exemplo a água e o ar. Correlacionando os GS's da rede de poros

interligada simulada, com os GS's da pasta de cimento endurecida, considerando o volume total de poros, os resultados obtidos por MARTYS (1999) apresentam uma maior influência do GS que os resultados dessa pesquisa. No entanto, na pasta de cimento, temos a influência dos poros menores que o diâmetro crítico na difusão de íons. Essa influência é relativamente pequena quando a pasta de cimento está saturada. No entanto, quando há pouca umidade na rede interligada, a influência dos poros pequenos deve ser considerável. Como exemplo pode-se considerar o GS de 90 % que equívale a de poros interligada estar com aproximadamente 33% de água do volume total de vazios (5% de água em 15 % de volume de vazios). Para este valor MARTYS (1999) obteve uma relação entre o coeficiente de difusão da pasta não saturada e a pasta saturada ($D_{ef}/D_{máx}$) de 0,15, enquanto que no ensaio de influência do GS desta tese obteve-se 0,32 (Fig. 5.34).

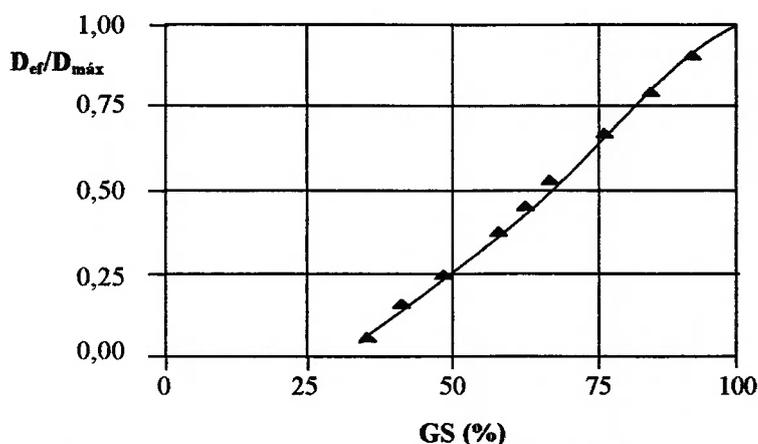


FIGURA 5.34 - Relação entre coeficiente de difusão da pasta não saturada e da pasta saturada - $D_{ef}/D_{máx}$ (MARTYS, 1999)

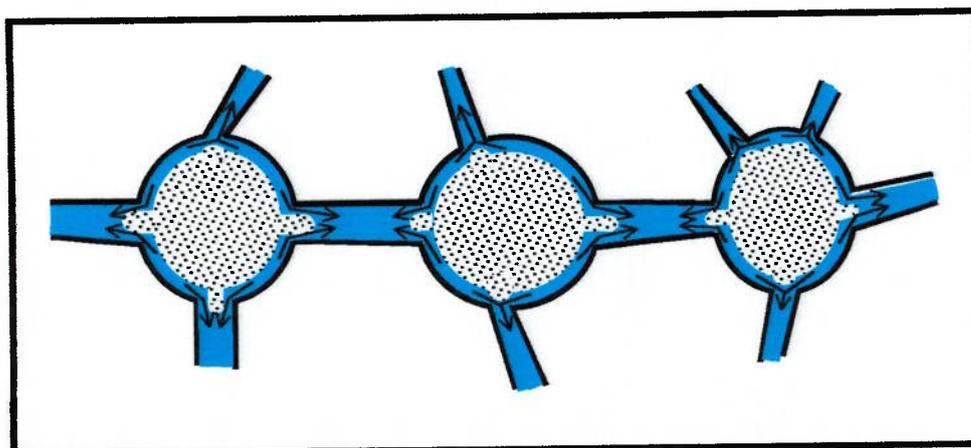
Na determinação dos coeficientes de difusão do ensaio realizado nessa pesquisa, foi considerado fluxo de íons cloreto em regime permanente, considerando os teores médios entre os perfis nos tempos T_1 e T_2 na superfície dos CP's e na quarta camada.

Para facilitar a determinação do coeficiente de difusão utilizando a segunda lei de Fick, ou seja, em regime não permanente, pode-se manter constante o teor de íons cloretos na superfícies dos CP's durante o ensaio. Para tanto deve-se aumentar o teor de

NaCl adicionado a capa de contaminação acima da saturação da solução dos poros. Assim pode-se calcular o teor de cloretos solúveis para cada **GS**, sendo que a medida que os cloretos dissolvidos sofrem difusão, outros cloretos, até então precipitados sob a forma de **NaCl**, são solubilizados.

Portanto, devido as considerações feitas durante a análise desse ensaio, os coeficientes de difusão assim calculados devem apresentar alguma diferença, mas a correlação entre a variação dos coeficientes de difusão e os **GS**'s pode ser boa, pois as mesmas considerações foram feitas para analisar todos os grupos com diferentes **GS**'s.

Quando ocorre molhagem e secagem o processo deve ocorrer com alguma diferença. Quando em uma determinada profundidade já atingida por um determinado teor de cloretos, quando estiver em um período de secagem, nos poro menores é possível que haja solução com teor de íons menor e nos poros maiores, onde há uma redução mais rápida de água, é possível que tenham soluções com elevado teor de cloretos. Sendo assim, os íons cloreto sofrem difusão em várias direções, sem no entanto haver uma considerável difusão para maiores profundidades (Fig. 5.35). Essa hipótese deve ser mais pesquisada.



—→ Sentido da difusão dos íons

FIGURA 5.35 - Provável sentido da difusão de íons cloretos na fase de secagem

Também na secagem, nas profundidades maiores poderá haver mais água e nas camadas mais próximas a superfície do elemento de concreto, a diminuição de água, o que aumenta a concentração de cloretos na solução desses poros. Assim haveria um aumento da diferença C1-C2 na eq. 5.5. Por outro lado, durante a molhagem o concreto pode ter mais umidade nas camadas externas e a diferença C1-C2 pode diminuir. Portanto, com a variação do teor de umidade com a profundidade do concreto, não deveria se considerar mais o teor de cloreto em função da massa de cimento, mas sim em função da própria concentração de cloretos na solução, sendo que essa diferença de teor de umidade varia com a molhagem e secagem. Para considerar esse aspecto deveria se conhecer o perfil de umidade e sua variação no tempo. Para simplificar esse cálculo pode-se considerar o GS médio da camada de cobertura do aço medido diariamente e obter a média durante um determinado período de molhagem e secagem, assim obtém-se a média na profundidade e no tempo (entre períodos de molhagem e secagem).

Ensaio de variação do teor de umidade em testemunhos extraídos dos elementos estruturais pesquisados

Objetivo

O objetivo desse ensaio é medir a variação do teor de umidade em testemunhos expostos em ambientes onde deseja-se verificar a influência desse fator na intensidade de ataque de agentes agressivos.

Definições e variáveis

Abrigo meteorológico: consiste de uma caixa de teto duplo, paredes de venezianas, devendo uma das quatro paredes abrir como porta. Tem por finalidade manter os instrumentos secos, livres de precipitação e de insolação direta.

Evaporação de tanque: evaporação de uma superfície livre de água medida em um recipiente avantajado a céu aberto.

Evaporação de Piché: evaporação de uma superfície livre de água medida em recipiente de vidro estreito e comprido com graduações em mm que é mantido dentro do abrigo meteorológico.

Variáveis intrínsecas: tipo de cimento, relação a/c, GS, evaporação de tanque, evaporação de Piché.

Variáveis extrínsecas: temperatura ambiental, umidade relativa, tipo e tempo de cura.

Características do material

As características do concreto ensaiado são descritas nos secção 4.2, sendo que as referências (denominações) dos testemunhos indicam a posição de extração.

Ensaio

Dos testemunhos extraídos do paramento do cais do TECON, foram cortados cilíndricos, tendo o cuidado de retirar a camada mais externa. Os testemunhos assim preparados possuem 9,4 cm de diâmetro e as seguintes espessuras: 3 testemunhos com aproximadamente 4 cm de espessura e 3 testemunhos com 8 cm de espessura.

Alguns testemunhos foram revestidos com silicone nas faces externas, com exceção de uma face de topo (Foto. 5.6).

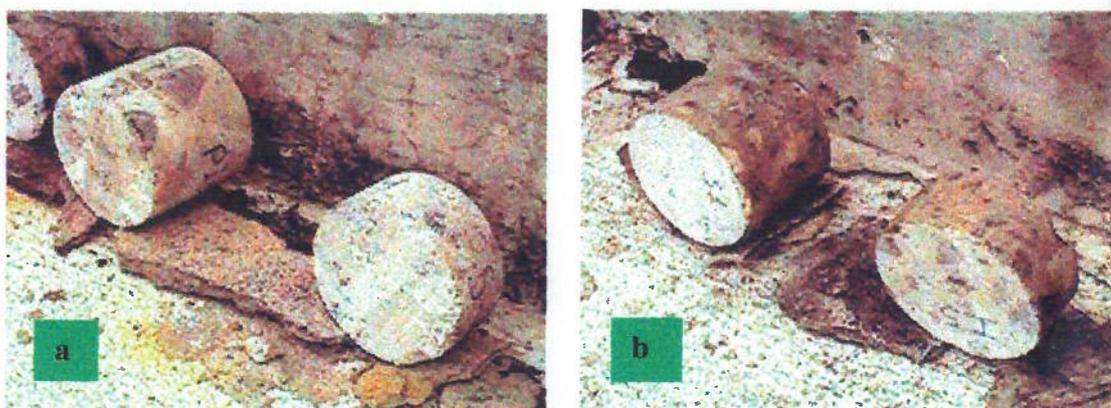


FOTO 5.6 - Testemunhos extraídos do paramento do cais - a) testemunhos não revestidos com silicone; b) testemunhos revestidos com silicone

Como o objetivo é obter a variação do teor de umidade da camada mais externa do concreto no ambiente pesquisado, os testemunhos foram colocados em uma estrutura que fica aproximadamente 10 m de altura da laje do cais e 120 m do paramento do cais. Os testemunhos revestidos com silicone foram colocados de forma que a face não revestida ficou na posição vertical e na mesma posição do paramento do cais. Os testemunhos ficaram a frente de uma viga de concreto, de forma que a incidência da radiação solar fosse a mesma que a face vertical do paramento do cais (Foto 5.7). Para evitar que os testemunhos fiquem parcialmente submersos em água de chuva, os testemunhos são colocados sobre calços e em local de boa drenagem.

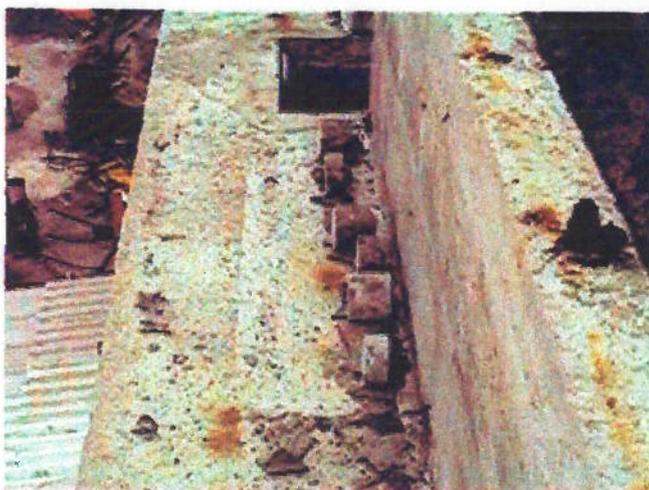


FOTO 5.7 - Testemunhos expostos com face vertical exposta em posição similar a face vertical do paramento do cais

Esses cuidados foram tomados para simular as condições ambientais das faces verticais da viga e laje do paramento do cais, porém sem o respingo. Assim o acesso aos testemunhos, que em certos períodos foram pesados diariamente, foi facilitado.

Para se ter uma certeza de quando os testemunhos estariam totalmente em equilíbrio com o ambiente, alguns testemunhos foram colocados no local de exposição com um alto teor de umidade e outros com um baixo teor de umidade. Dessa forma, quando dois testemunhos de mesma dimensão e colocados com diferentes teores de

umidade comecem a se comportar de forma similar, ou seja, apresentar teor de umidade e variação do teor de umidade aproximados, é considerado que esses testemunhos estão em equilíbrio com o meio ambiente.

Para que as variações do teor de umidade dos testemunhos fossem medidas em períodos de 24 horas, a massa diária dos testemunhos foram obtidas as 9:00 h.

Para melhor avaliar os resultados obtidos, após as medições realizadas em março de 1998, foi realizado ensaio de absorção por imersão após fervura (NBR-9778, 1987). Após esse ensaio os três testemunhos de 4 cm de espessura foram revestidos com silicone conforme descrição anterior e novamente colocados em exposição, sendo que um dos testemunhos tinha um teor de umidade elevado, o segundo um teor de umidade médio e o terceiro um teor de umidade baixo.

No Anexo C são registradas a massa diária dos testemunhos, assim como a massa seca e a absorção por imersão após fervura (NBR 9778, 1987).

Avaliação dos resultados

Analisando os valores diários dos testemunhos pode-se fazer algumas observações.

Os testemunhos não revestidos com silicone tiveram um comportamento diferentes dos revestidos com silicone: o ganho ou perda de massa foi mais rápido tanto nos testemunhos com 4 cm de espessura como nos de 8 cm de espessura.

Os testemunhos com 4 cm de espessura e revestidos com silicone apresentaram comportamento similar a partir do mês de dezembro de 1998. Após ensaio de absorção por imersão, foram novamente colocados em exposição no dia 15 de julho de 1999 e foi apresentada estabilidade já no dia 23 de agosto de 1999. Portanto em época de chuva a estabilidade foi obtida em tempo bem menor.

Os testemunhos de 8 cm de espessura e revestidos com silicone não chegaram ao equilíbrio de umidade com o ambiente. Por esse motivo esses testemunhos não foram utilizados para analisar os resultados.

Interpretação dos resultados

Um dado importante para o entendimento do processo de difusão de íons cloreto é o grau de saturação (GS).

Observa-se através das medições obtidas durante o verão, que o GS se manteve com uma média dos valores medidos de aproximadamente 70 %, sendo que o desvio padrão é de 1,49%, que corresponde a um coeficiente de variação é de 2,2%. Portanto nota-se uma baixa variação do GS nesta estação do ano.

As medições de inverno mostram um GS médio de 85%, sendo que o desvio padrão é de 4,5% e coeficiente de variação de 5,3%. O desvio padrão é mais elevado no inverno, quando comparado com as medições de verão, mas ainda baixo. Isso deve-se as chuvas mais frequentes no inverno, intercaladas por períodos sem chuva, quando ocorre uma secagem mais rápida no concreto com elevado GS.

5.6.3 Utilização dos dados obtidos

Para verificar a influência dos fatores observados nesta pesquisa, é mostrado a seguir a aplicação dos conhecimentos até aqui adquiridos na estrutura pesquisada e são comparados os resultados com a intensidade de ataque obtida na mesma estrutura.

Dessa forma se objetiva verificar a importância dos fatores que influenciam na penetração de íons cloreto em ambiente marítimo e buscar uma orientação para a continuidade desse trabalho.

É utilizado modelo baseado na segunda lei de Fick e as seguintes considerações:

- Variação sazonal da temperatura média do ar;
- Variação da resistência a compressão do concreto executado com cimento pozolânico até dois anos;
- Os resultados de laboratório são realizados em partes de concreto sem a camada de contato com a fôrma, ou seja considerar a posição da superfície de contato com o ambiente em relação a concretagem do concreto;
- Entre zona de névoa e submersa durante todo ano existem zonas que variam sazonalmente a sua classificação (isso junto com a variação da umidade

relativa e precipitação diária provoca variação na umidade média da camada de cobrimento, variando também o teor de cloretos na superfície externa).

Esses fatores devem ser considerados para correlacionar resultados de laboratório com os dados obtidos em estruturas reais, pois normalmente os ensaios de difusão de íons cloretos realizados em laboratório são com temperatura praticamente constante, tempo de ensaio normalmente curto em relação a vida útil de uma estrutura e portanto com pouca variação da resistência a compressão do concreto, normalmente são extraídas as superfícies externas dos corpos de prova e os ensaios são realizados com os corpos de prova saturados, ou seja, com G_S constante.

Os fatores que influenciam na penetração de íons cloretos são aplicados sobre as seguintes equações desenvolvidas a partir da segunda lei de Fick:

$$c_{Cl} = 2 \cdot (z) \cdot (D_{const.Cl^-} \cdot t)^{1/2} \quad \text{onde:} \quad (5.6)$$

c_{Cl} : espessura em cm;

$D_{const.Cl^-}$: coeficiente de difusão do concreto, considerado constante - cm^2/ano ;

t : vida útil, em anos ;

z : valor da função de erro de Gauss,

sendo:

$$erf(z) = 1 - (C_{cCl} - C_0) / (C_s - C_0); \quad (5.7)$$

C_{cCl} : concentração de cloretos na profundidade c_{Cl} , no tempo t ;

C_0 : concentração inicial de cloretos no interior do concreto do componente estrutural;

C_s : concentração de cloretos na superfície do elemento estrutural, admitida constante;

$erf(z)$: função de erro de Gauss.

A dificuldade desse modelo é o conhecimento do valor de $D_{const.Cl}$ para as condições em que o concreto do elemento estrutural pesquisado se encontra no seu ambiente natural.

Aplicação dos fatores de influência na difusão de íons cloreto no ponto PS

A seguir é aplicado esse modelo para o ponto PS (viga do paramento) que se localiza em uma zona totalmente de névoa (ZTN).

O coeficiente de difusão efetivo é obtido comparando-se o valor da resistência a compressão do concreto com valores obtidos na bibliografia pesquisada.

Devido ao grande aumento de resistência a compressão durante os dois primeiros anos de vida útil dos concretos executados com adição de cinza volante (NBR 7680, 1983) são selecionadas dois valores de resistência a compressão: um valor médio dos dois primeiros anos e o valor praticamente constante dos 20 anos restantes, relativo a idade de 22 anos da estrutura pesquisada.

É considerado um f_{ck} de 23,4 MPa e um aumento de 67% em dois anos, obtendo-se uma resistência média 31,2 MPa. Para os 20 anos restantes a resistência a compressão estimada é de 39,1 MPa.

Conforme ábaco proposto por HELENE (1994) (Fig. 3.7) o coeficiente de difusão considerado constante ($D_{const.Cl^-}$) para concretos C30 e C40 é de $600 \cdot 10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ e $316 \cdot 10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ respectivamente, sendo considerado C_s de 1,2%, C_o de 0,02%, C_{cCl} de 0,3%. Obtém-se assim uma média ponderada de $342 \cdot 10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. Esse valor é próximo ao valor obtido por PAGE et al. (1981) para rel. a/c de 0,4 com cimento Portland comum (equivalente a concreto C30) e temperatura de 22,5°C, considerando $D_{const.Cl^-} = D_{ef}/p$, com porosidade p entre 0,3 e 04 (MEHTA e MONTEIRO, 1994) e $D_{ef} = 227 \cdot 10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. Os valores de HELENE (1994) são bem próximos aos valores citados em outro trabalho do mesmo autor (HELENE, 1993), sendo que os valores de coeficiente de difusão efetivo para concretos de alta resistência são bastante próximos aos determinados por GJØRV et al. (1994) em ensaios com corpos de prova submersos em água do mar em laboratório com temperatura média de 20°C. Para a utilização das equações acima, serão considerados os valores de HELENE (1994), temperatura de 22,5±2,5°C e concreto executado com cimento Portland comum.

O mesmo ábaco de HELENE (1994) sugere diminuir a espessura de cobrimento em 20% para concretos executados com adição de pelo menos 8% de microssílica, o que equivale a uma diminuição do coeficiente de difusão de 36%. ISAIA E HELENE

(1993) obtiveram valores próximos de diminuição de carga passante, conforme ensaio da norma ASTM C 1202 (1994), para concretos de igual f_{ck} , e executados com cimento de alta resistência inicial ARI e cimento ARI com adição de 50% de cinza volante (diminuição média de 43%). Já que o cimento utilizado na estrutura pesquisada possuía 34% a 40% de adição de cinza volante, será considerado o valor obtido no ábaco de HELENE (1994), obtendo-se um coeficiente de redução do coeficiente de difusão (R_C) de 0,64.

A influência da temperatura é obtida pela equação de Arrhenius:

$$D_T = D_0 e^{-k\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad \text{onde} \quad (5.8)$$

D_T = difusividade efetiva à temperatura T ;

D_{T_0} = difusividade efetiva à temperatura T_0 ;

k = constante da reação;

T, T_0 = temperaturas em $^{\circ}\text{K}$

PAGE et al.(1981) realizaram ensaios de difusão de íons cloreto com variação da temperatura. Com os resultados desses ensaios obtém-se valores de k de 5511,5 e 4766,6 para relação a/c de 0,5 e 0,4 respectivamente. É considerado o valor médio de k , obtendo-se $k_{\text{médio}}$ de 5139. Considerando a temperatura T_0 de 22,5 $^{\circ}\text{C}$ e a temperatura média por estação do ano, obtém-se um coeficiente médio anual de diminuição do coeficiente de difusão (R_T), conforme Tabela 5.15. Os valores médios de temperatura foram calculados sobre valores de temperatura diária dos anos de 1988 até o ano de 1998 (FURG - Instituto Nacional de Meteorologia, 1988-98).

TABELA 5.15 - Valores médios de R_T para o ponto PS

To = 22,5 oC = 295,5 K				Média
k = 5139,05				
Meses	Ti (°C)	Ti(K)	R _T *	0,81
Verão	23,4	296,4	1,05	
Outono	16,46	289,46	0,70	
Inverno	14,37	287,37	0,61	
Primavera	20,33	293,33	0,88	

$$* R_T = e^{-k\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)}$$

O coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido a variação do GS (R_{GS}) é calculada pela linha média da Fig. 5.29 para GS's médios medidos durante as estações de inverno e verão, conforme ensaio descrito na secção 5.6.2. O GS na primavera e outono são considerados como o valor médio entre os GS's médios de inverno e verão. Os resultados são apresentados na Tabela 5.16. Os CP's com GS de 97,7 % são considerados saturados ($R_{GS}=100\%$).

TABELA 5.16 - Valores médios de R_{GS} para o ponto PS

Estação	GS médio - %	R_{GS}	R_{GS} médio
Verão	70,0	0,226	0,276
Outono	77,5	0,286	
inverno	85,0	0,305	
Primavera	77,5	0,286	

O efeito da posição da superfície em relação a concretagem, na pesquisa de GUIMARÃES et al. (1999), relacionando resultados de testemunhos de face lateral com testemunhos extraídos do centro dos CP's, obteve-se coeficiente de redução de corrente passante bem próximos para CP's executados com concreto que obtiveram abatimento de tronco cônico de 10 cm no Slump Test. O coeficiente de redução devido a diferença posição da superfície exposta em relação a concretagem (R_{SC}) é calculado com a média de 4 valores de carga passante (ASTM C 1202, 1994) assim obtidos:

$$R_{SC} = (1937/2653 + 1937/2776,5 + 2580/3366 + 2580/3299,5)/4$$

$$R_{SC} = 0,74$$

Assim calcula-se o coeficiente de difusão efetivo considerando as condições do concreto do elemento estrutural pesquisado em seu micro ambiente e o tipo de cimento

utilizado, em função do coeficiente de difusão obtido em laboratório para concreto executado com cimento Portland:

$$D_{\text{const.Cl}^- \text{ (real)}} = D_{\text{constCl (lab.)}} \cdot R_C \cdot R_T \cdot R_{GS} \cdot R_{SC} \quad (5.9)$$

Logo:

$$D_{\text{const.Cl}^- \text{ (real)}} = 342 \cdot 10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1} \cdot 0,64 \cdot 0,81 \cdot 0,276 \cdot 0,74;$$

$$D_{\text{const.Cl}^- \text{ (real)}} = 36,2 \cdot 10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$$

Para se obter o valor da profundidade da frente de ataque de íons cloreto, deve-se obter o valor de z (valor da função de erro de Gauss), conforme eq. 5.7.

Será considerado os seguintes teores de íons cloreto em relação a massa de cimento:

$$C_{\text{Cl}} = 0,4 \% ;$$

$$C_{\text{O}} = 0,02 \% ;$$

O valor de C_s é calculado conforme medição do teor de íons cloretos nos primeiros 5 mm de profundidade.

Para a conversão do teor de íons cloreto em relação a massa de concreto seco para teor de íons cloreto em relação a massa de cimento utiliza-se a seguinte equação:

$$C_{\text{Cl-(cimento)}} = C_{\text{Cl-(concr.seco)}} \cdot (\gamma_{\text{concr.seco}} / C_{\text{cimento}}) \quad (5.10)$$

onde:

$C_{\text{Cl-(cimento)}}$: teor de íons cloreto em relação a massa de cimento;

$C_{\text{Cl-(concr.seco)}}$: teor de íons cloreto em relação a massa de concreto seco

$\gamma_{\text{concr.seco}}$: massa específica do concreto seco (kg/m^3);

C_{cimento} : consumo de cimento (kg/m^3).

No interior da viga e laje do paramento do cais pesquisado tem-se:

$$\gamma_{\text{concr.seco}} = 2275 \text{ kg/m}^3;$$

$$C_{\text{cimento}} = 403 \text{ kg/m}^3.$$

Logo:

$$C_{\text{CI-(cimento)}} = C_{\text{CI-(concr.seco)}} \cdot 5,65$$

Na camada mais externa dos elementos de concreto deve-se levar em conta uma diminuição do teor de agregado graúdo em função da fôrma de concretagem (Fig. 5.36)(COUTINHO, 1973).

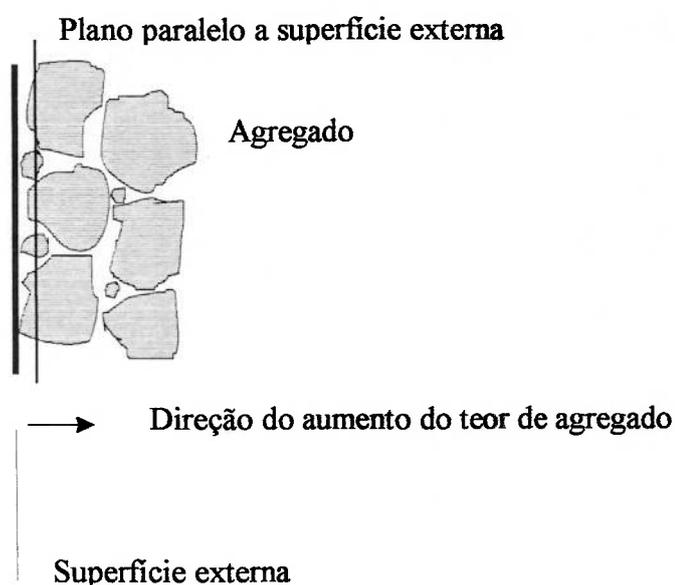


FIGURA 5.36 - Diminuição do teor de agregado graúdo em função da fôrma de concretagem - "efeito parede" (COUTINHO, 1973)

O aumento do teor de agregado graúdo é considerado de zero % da superfície do elemento de concreto até um teor máximo em um plano distante a metade do diâmetro do menor agregado graúdo com um percentual significativo na composição granulométrica dos agregados graúdos. No concreto utilizado nos elementos pesquisado, o diâmetro do menor agregado graúdo com um percentual significativo na composição granulométrica dos agregados graúdos é de 9,5 mm. Logo considera-se que o teor máximo de agregado graúdo é atingido a uma distância de aproximadamente 5

mm. Portanto, a partir dessa profundidade tem-se o menor consumo de cimento (403 kg/m³).

Considerando que junto a superfície externa tem-se apenas argamassa, essa tem massa específica quando fresca de 2177 kg/m³ e 2068 kg/m³ quando seca e consumo de cimento de 707 kg/m³.

Considerando uma diminuição linear do consumo do cimento da superfície externa até a profundidade de 5 mm, o consumo médio de cimento da primeira camada de extração, que também é de 5 mm, é de 555 kg/m³. A massa específica seca média nessa camada é de 2171 kg/m³.

Logo o valor de C_s na viga do paramento (ponto PS) é de:

$$C_s = 0,53.(2171/555) \% = 2,17\% \text{ (em relação a massa de cimento)}$$

Obtém com esses valores um $\text{erf}(z) = 0,8146$, que corresponde a um $z = 0,94$.

Chega-se assim ao modelo abaixo, desenvolvido para o ponto PS-ZTN-SL:

$$c_{Cl}(\text{PS-ZTN-SL}) = 2. (0,94) . (36,2.10^{-10} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1} \cdot t)^{1/2}$$

$$c_{Cl}(\text{PS-ZTN-SL}) = (6,35 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}) \cdot (t)^{1/2}$$

Observa-se que o valor de $6,35 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}$ corresponde ao coeficiente de penetração de íons cloreto, e que para esse mesmo ponto o coeficiente de penetração de íons cloreto calculado a partir do perfil de íons cloreto obtido nessa pesquisa é de $5,437 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}$. Os valores apresentam apenas uma diferença de 17% a mais do obtido com as considerações acima em relação ao obtido com o perfil de cloretos medido na estrutura. Caso não seja considerada a variação do teor de umidade (R_{GS}) e a posição da superfície exposta em relação a superfície de concretagem (R_{SC}), essa diferença seria de 158%, pois o coeficiente de penetração de íons cloreto seria de $14,05 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}$ (Fig. 5.37), sendo a variação do GS (R_{GS}) o fator mais significativo. Caso não fosse considerado apenas a variação do GS a diferença aumentaria de 17% para 122%.

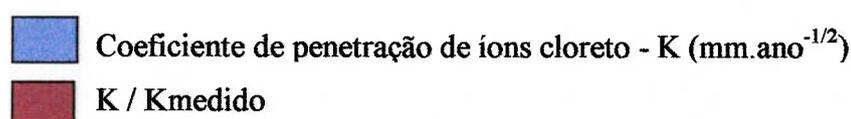
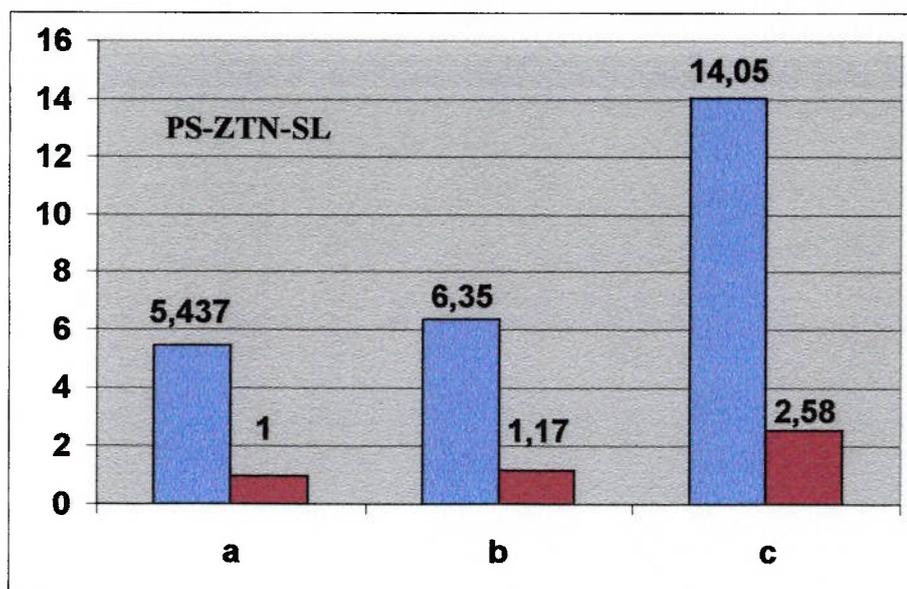


FIGURA 5.37 - Coeficiente de penetração de íons cloreto - K (mm.ano^{-1/2}) - ponto PS:
 a) através dos perfis medidos; b) calculado considerando superfície de ataque e GS; c) calculado não considerando superfície de ataque e GS

Aplicação dos fatores de influência na difusão de íons cloreto no ponto PI

Conforme Tabela 5.1, os respingos nesse ponto são mais frequentes no outono, estação em que começa a diminuir a salinidade da água do canal devido as chuvas e no inverno, quando a salinidade é praticamente igual a zero (Fig. 4.5). Assim os respingos serão considerados com o mesmo efeito das chuvas. Nos dias de respingo será considerado GS médio de 95 % e aumentado 2 dias para cada 7 dias de respingo, pois quando para o respingo, ou molhagem, leva alguns dias para O GS voltar a estabilidade com o ambiente. Para uma melhor precisão dessa estimativa deve-se fazer o mesmo ensaio de medidas de GS realizado em zona de névoa, em outras zonas.

Considerando GS de 95 % obtém-se R_{GS} igual 0,755. Para os dias restantes de cada estação (dias prováveis de zona de névoa) será considerada o GS médio medido no ensaio da secção 5.6.2 e portanto os valores de R_{GS} já calculados no item anterior. Com os valores de R_{GS} para GS de 95 % (dias prováveis de respingo mais 2 dias para cada 7

de respingo) e os valores de R_{GS} para os dias com GS médio da estação como zona de névoa é calculada a média ponderada de R_{GS} para cada estação nesse ponto e a média anual (Tabela 5.17).

TABELA 5.17 - Valores médios de (R_{SC}) para o ponto PI

	Dias prováveis de resp.	Acréscimo dias de resp.	Dias zona de névoa	R_{GS} médio da estação	R_{GS} médio
Verão	4	1	85	0,255	0,355
Outono	29	4	60	0,452	
Inverno	16	2	75	0,392	
Primavera	5	1	84	0,317	

Mantendo constante os outros fatores obtém-se:

$$D_{const.Cl^- (real)} = 342.10^{-10} \text{ cm}^2.s^{-1}.0,64.0,81.0,355.0,74;$$

$$D_{const.Cl^- (real)} = 46,57. 10^{-10} \text{ cm}^2.s^{-1}$$

Para se obter o valor da profundidade da frente de ataque de íons cloreto, deve-se obter o valor de z (valor da função de erro de Gauss), conforme eq. 5.7.

Será considerado os seguintes teores de íons cloreto em relação a massa de cimento:

$$C_{Cl} = 0,4 \% ;$$

$$C_O = 0,02 \% ;$$

O valor de C_s é calculado conforme medição do teor de íons cloretos nos primeiros 5 mm de profundidade e com as mesmas considerações do item anterior obtém-se:

$$C_s = 0,64.(2171/555) \% = 2,50\% \text{ (em relação a massa de cimento)}$$

Obtém com esses valores um $\text{erf}(z) = 0,8467$, que corresponde a um $z = 1,01$.

Chega-se assim ao modelo abaixo, desenvolvido para o ponto **PI-ZPN-SL**:

$$c_{Cl}(\text{PI-ZPN-SL}) = 2. (1,01) . (46,57.10^{-10} \text{ cm}^2.\text{s}^{-1} . t)^{1/2}$$

$$c_{Cl}(\text{PI-ZPN-SL}) = (7,74 \text{ mm.ano}^{-1/2}).(t)^{1/2}$$

Observa-se que o valor de $7,74 \text{ mm.ano}^{-1/2}$ corresponde ao coeficiente de penetração de íons cloreto, e que para esse mesmo ponto o coeficiente de penetração de íons cloreto calculado a partir do perfil de íons cloreto obtido nessa pesquisa é de $7,739 \text{ mm.ano}^{-1/2}$. Os valores são praticamente iguais. Caso não seja considerada a variação do teor de umidade (R_{GS}) e a posição da superfície (R_{SC}) exposta em relação a superfície de concretagem, essa diferença seria de 95 %, pois o coeficiente de penetração de íons cloreto seria de $15,10 \text{ mm.ano}^{-1/2}$ (Fig. 5.38), sendo a variação do GS (R_{GS}) o fator mais significativo.

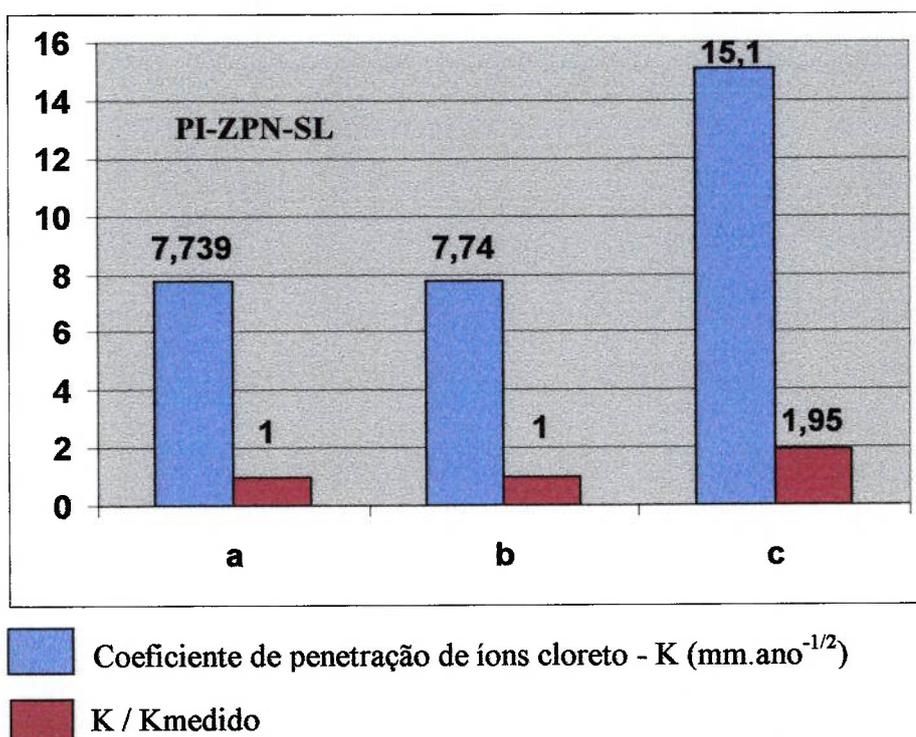


FIGURA 5.38 - Coeficiente de penetração de íons cloreto - K (mm.ano^{-1/2}) - ponto **PI**:
a) através dos perfis medidos; b) calculado considerando superfície de ataque e GS ; c) calculado não considerando superfície de ataque e GS

Comentários

Embora tenha-se obtido profundidades de ataque através das equações desenvolvidas a partir da segunda lei de Fick e considerando os fatores redutores citados nos itens anteriores é necessário melhores medições principalmente em zonas abaixo da zona totalmente de névoa (ZTN).

Para as zonas definidas nessa pesquisa como zona predominantemente de respingo (ZPR) e zona predominantemente de respingo e maré (ZPRM) a consideração de somente esses fatores não é possível, visto que com o aumento de umidade deveria haver uma intensidade maior de ataque, sendo observado o contrário. Esse fato pode estar ligado ao fato que na ZPR não temos apenas respingo propriamente dito, mas uma massa maior de água que se choca contra o elemento de concreto armado, principalmente nas estações em que a salinidade da água do canal é baixa (Fig. 4.5), além de alguns dias do ano ser atingida pela maré mais alta. Esse fato deve provocar a retirada de íons cloreto da camada mais superficial do elemento de concreto. A zona ZPRM ainda é mais saliente esse fato, pois tem-se mais dias de zona de maré. Nessas duas zonas observa-se a formação de um pico interior de maior teor de íons cloreto (Fig. 5.7) o que evidencia uma difusão ou retirada de íons cloreto das camadas mais externas do elemento de concreto para o exterior. Esse fato deve contribuir para um atraso na formação de um teor de íons cloretos nas primeiras camadas do elemento de concreto que permita uma maior intensidade de difusão desses íons. Para se comprovar esse fato é necessário medir o desenvolvimento do perfil de cloreto nesse ambiente e nessas zonas. Isso só é possível em estruturas de concreto recém colocadas em serviço, como é o caso da ampliação do cais ora em estudo, a qual deve estar concluída em março de 2000. Deve-se também desenvolver uma metodologia para melhor medir os dias de respingo durante o ano, além das medições do grau de saturação (GS).

Os ensaios aqui desenvolvidos indicam uma grande influência do GS. O GS é um fator mais decisivo na intensidade de penetração de íons cloreto que o teor de umidade, assim como a interligação dos poros é mais importante que o teor total de vazios no concreto.

CONCLUSÕES

1 CONCLUSÕES PROPRIAMENTE DITAS

Dentro dos objetivos da pesquisa que são avaliar a durabilidade referente ao período de iniciação de uma estrutura de concreto armado em ambiente marítimo, comparando seu desempenho com modelos de vida útil e normas existentes e formular um modelo de durabilidade, são apresentadas as seguintes conclusões para o ambiente pesquisado:

- O ambiente pesquisado é um porto marítimo. No entanto não se pode aplicar automaticamente modelos de durabilidade do concreto desenvolvidos para ambientes marítimos em que a composição da água do mar permanece praticamente constante. O ambiente pesquisado encontra-se junto ao mar, mas na entrada de um estuário, cujas condições da água são governadas por ventos e chuvas na região. Esse fato provoca grandes variações na salinidade da água, que é um fator importante a ser levado em conta na avaliação da estrutura pesquisada;
- Houve a necessidade de se definir melhor os micro ambientes, pois normalmente as zonas não são todo tempo de um ano zona de respingo ou zona de maré. Há portanto a necessidade de se normalizar um método de qualificação dos micro ambientes marítimos de modo que pesquisas futuras levem em conta essas diferenças;
- A intensidade de ataque por carbonatação aumenta no sentido da zona de maré para a zona de névoa;
- O nomograma de MEYER (1987) apresentou boa aproximação em relação a intensidade de ataque por carbonatação;
- Entre os agentes de ataque pesquisados os cloretos são os de maior intensidade, atingindo profundidades maiores de frente de ataque durante a idade das estruturas pesquisadas;
- Os ensaios para determinar o teor de íons cloretos da frente de ataque, mostra a necessidade de realizar-se mais de um tipo de ensaio para obter-se

um bom entendimento do estado de uma estrutura de concreto armado. O teor de cloretos livres de 0,4 % em relação a massa de cimento caracteriza a frente de ataque desse agente, conforme medições de potencial de corrosão, corrente de corrosão, resistividade e exame visual efetuados na estrutura pesquisada;

- Os ensaios para determinação da frente de ataque dos íons cloretos apresentou coerência, pois a maior profundidade foi apresentada na zona denominada ZPN (zona predominantemente de névoa), que comporta-se 90% do ano como zona de névoa e 10% como zona de respingo. Assim esse ponto fica em zona de névoa, mas junta a uma zona de respingo, de acordo com a curva de variação de risco de corrosão para diversas zonas de exposição em ambiente marítimo do CEB-BI 183 (1992);
- Não houve fixação de íons cloreto na pasta de cimento pozolânicos (adição de cinza volante) dos concretos pesquisados, sendo que alguns pesquisadores relatam que essa fixação pode ocorrer quando utilizado cimento com esse tipo de adição (ARYA, 1990) (THOMAS e MATTHEWS, 1992) (HELENE, 1993) (FIGUEIREDO e HELENE, 1994) (MEHTA e MONTEIRO, 1994);
- O ataque por sulfatos é muito baixo e diminui no sentido da zona de maré para a zona de névoa. Por esse motivo não foi possível identificar uma frente de ataque de sulfatos, mas foi possível identificar uma frente de contaminação equivalente a 0,8% em relação a massa de cimento. Os máximos teores de sulfatos solúveis e totais em relação a massa seca de concreto foram respectivamente 0,19 % e 0,69 %, sendo que não foram observadas evidências de ataque por sulfatos, como fissuras, perda de argamassa ou eflorescência;
- As normas PCI (1975) e a FIP (1985) sugerem qualidades do concreto e detalhes construtivos com os quais estima-se uma vida útil superior a 50 anos para a estrutura de concreto armado no ambiente pesquisado. A revisão da NBR 6118 (1999) e as normas ACI Committee 318/318R (1996), BS 8110 (1997) e EHE (1999) apresentam cobrimentos inferiores as profundidades de ataque estimadas para a estrutura pesquisada, prevendo

uma vida útil de 50 anos. No entanto essas normas recomendam resistências a compressão mínimas maiores que a do concreto utilizado. As normas DIN 1045 (1988) e CEB-FIP, Bulletin 213/214 (1993) sugerem cobrimentos mínimos menores que o previsto para as estruturas pesquisadas e relações máximas maiores, estimando-se assim uma vida útil inferior a 50 anos no ambiente pesquisado.

- A posição da superfície do elemento estrutural exposta ao ataque de agentes agressivos em relação a superfície de concretagem tem considerável influência no coeficiente de difusão;
- Os ensaios desenvolvidos nessa pesquisa indicam uma grande influência do grau de saturação da pasta de cimento endurecida (GS), sendo que esse fator ainda não é considerado nos modelos de vida útil. O GS é um fator mais decisivo na intensidade de penetração de íons cloreto que o teor de umidade, assim como a interligação dos poros é mais importante que o teor de vazios no concreto;

2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

2.1 Transferência dos resultados ao meio

A transferência ao meio técnico dos conhecimentos até aqui adquiridos, visa colocar em prática sua utilização e contribuir para novos estudos, pois ainda se tem muito para pesquisar nessa área de conhecimento da engenharia civil.

Com essa visão, pretende-se realizar a publicação desse trabalho através de eventos de expressão nacional e internacional e de periódicos técnicos.

Partes dessa pesquisa têm sido apresentadas e publicadas conforme relação a seguir:

GUIMARÃES, A. T. C.; HELENE, P. R. L. Discussão do uso de perfil de cloretos livres em avaliação de estrutura marítima. In: SIMPÓSIO SOBRE

DURABILIDADE DO CONCRETO, São Paulo, 1998. *Anais*, IBRACON, São Paulo, 1998.

GUIMARÃES, A.T.C.; TULA, L.; HELENE, P.R.L. Performance of surface concrete elements. In: II INTERNATIONAL CONFERENCE ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Gramado, 1999.

GUIMARÃES, A. T. C.; DIAS, C. R. R.; HELENE, P. R. L. Assessment of a concrete pier structure, 20 years old. In: II INTERNATIONAL CONFERENCE ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Gramado, 1999.

GUIMARÃES, A. T. C.; DIAS, C. R. R.; HELENE, P. R. L. Cimento com adição de cinza volante: variação das propriedades do concreto após 22 anos de uso. In: V CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DE LAS CONSTRUCCIONES - VII CONGRESSO DE CONTROL DE CALIDAD - CONPAT 99, Montevideo, 1999. *Anais*, ASICONPAT, Ed SAGA & Asociados Ltda, Montevideo, 1999, p. 271-8.

Também foram apresentados trabalhos no FIB - Commission 5 - "Structural Service Life Aspects"- São Paulo Workshop, São Paulo, nov./1999, como introdutor de tema com o trabalho "Chloride ingress. Laboratory and field aspects" e como debatedor com o trabalho "Recommendation for maintenance of marine constructions".

2.2 Prosseguimento dos estudos

A influência do GS verificado sobre a pasta de cimento endurecida abre um grande campo de pesquisa. Algumas alterações devem ser realizadas na metodologia desse ensaio, como a fixação de um teor de cloretos na superfície dos corpos de prova que permita uma melhor avaliação dos coeficientes de difusão em função do GS. Ensaio em corpos de prova de argamassa e concreto também devem ser realizados, assim como verificada a influência dos diversos tipos de materiais, como tipo de

cimento, plastificante, agregados, etc, além das técnicas de execução (cura, adensamento, tipo de fôrma, etc).

Para estudos futuros deve-se pesquisar outras estruturas dentro e fora do estuário, mas junto ao complexo portuário do Rio Grande, possibilitando comparações com outros tipos de concretos (materiais e técnicas de execução) e outras composições médias da água contaminada com cloretos, fixando assim os dados meteorológicos.

Para melhor definir a variação da zona de respingo, deve-se desenvolver meios de medir diariamente a altura máxima de respingo, permitindo assim, classificar melhor as zonas de ambientes marítimos.

Também deve-se realizar estudos em outros ambientes da costa marítima brasileira de modo que permita formar um banco de dados com o qual seja possível formular um modelo mais genérico de durabilidade do concreto armado. Para tal é necessário que sejam padronizados as metodologias das pesquisas, possibilitando a comparação entre os dados obtidos. Dessa forma o custo/benefício de cada pesquisa torna-se bem menor em função do grande ganho no benefício final.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-HUSSAINI, M.J.; SANGHA, C.M.; PLUNKETT, B.^a, WALDEN, P.J. The effect of chloride ion source on the free chloride ion percentages in ocp mortars. **Cement and Concrete Research**. vol.20, p.739-45, 1990.
- ALVES, J. D. **Manual de tecnologia do concreto**. Goiânia, Ed. da Universidade Federal de Goiás, 1982.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Code interpretation of building code requirements for reinforced concrete - ACI Committee 318/318R. In: **ACI Manual of Concrete Practice – Part 3**. Detroit, 1996.
- _____. Control of cracking in concrete structures - ACI Committee 224R-90. In: **ACI Manual of Concrete Practice – Part 3**. Detroit, 1996.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. Standart practice for examination and sampling of hardened concrete in constructions - ASTM C 823-95. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1996.
- _____. Standard specification for Portland Cement - ASTM C 150 – 95. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1996.
- _____. Standart test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete - ASTM C 1152-90. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1990.
- _____. Standart test method for calcium sulfato in hydrated Portland cement mortar. ASTM C 265-91. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1991.
- _____. Standart test method for chemical analysis of hydraulic cement - ASTM C 114-94. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1994.
- _____. Standart test method for chemical analysis of limestone, quicklime, and hydrated lime - ASTM C 25-95b. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1996.
- _____. Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration – ASTM C 1202 –94. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1994.

- _____. Standart test method for half-cell potenciales of uncoated reinforcing steel in concrete - ASTM C876-87. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1990.
- _____. Standart test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete - ASTM C 42-94. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1994.
- _____. Standart test method for water-soluble chloride in mortar and concrete - ASTM C 1218-92. In: **Annual Book of ASTM Standard**. Philadelphia, 1993.
- ANDRADE, M. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. e Adap. de Antônio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.
- ANDRADE, M.C. Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. **Cement and Concrete Research**, v.23, p.724-742. USA, Pergamon Press Ltd., 1993.
- ANDRADE, C.; IZQUIERDO, D.; TANNER, P. EUROCÓDIGO 2. Proposta de texto apresentada por Carmen Andrade, Correspondência pessoal, julho 1999.
- ARYA, C.; BUENFELD, N.R.; NEWMAN, J.B. Factors influencing chloride-binding in concrete. **Cement and Concrete Research**. vol.20, p.291-300, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados para concreto - Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis - NBR-9917**. 1987.
- _____. **Argamassas e concreto endurecidos-Determinação da absorção de água por capilaridade - NBR-9779**. 1987.
- _____. **Argamassas e concreto endurecidos-Determinação da absorção de água por imersão-Índice de vazios e massa específica - NBR-9778**. 1987.
- _____. **Avaliação das impurezas orgânicas das areias para concreto - MB-10**. 1939.
- _____. **Cálculo e execução de obras de concreto armado - NB-1**. 1960.
- _____. **Cimento Portland comum - NBR-5732**. 1991.
- _____. **Cimento Portland de alto- forno - NBR-5735**. 1991.

- _____. **Cimento Portland de alta resistência inicial - NBR-5733.** 1991.
- _____. **Cimento Portland pozolânico - NBR-5736.** 1991.
- _____. **Cimentos Portland resistentes a sulfatos - NBR 5737.** 1992.
- _____. **Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama - tensão-deformação - NBR 8522.** 1984.
- _____. **Determinação da composição granulométrica dos agregados - MB-7.** 1939.
- _____. **Determinação do inchamento de agregados miúdos para concreto - MB-215.**
- _____. **Determinação da massa específica aparente de agregados para concreto em estado solto - MB-214.**
- _____. **Determinação do teor de argila em torrões nos agregados - MB-8.** 1939.
- _____. **Determinação do teor de materiais pulverulentos nos agregados - MB-9.** 1939.
- _____. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto - NBR 5739.** 1980.
- _____. **Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto - NBR-7680.** 1983.
- _____. **Projeto e execução de obras de concreto armado - NBR 6118.** 1982.
- _____. **Projeto de Estruturas de Concreto - NBR 6118. Projeto de norma em discussão no âmbito do CB-2 Comitê Brasileiro de Construção Civil, julho de 1999.**
- BAKKER, R.F.M. Initiation priod. In: CORROSION OF STEEL IN CONCRETE – REPORT OF THE TECHNICAL COMMITTE 60-CSC-RILEM. Editor Peter Schiessl, Ed. Chapman & Hall, 1988, p. 22- 55.
- BAPTISTA, J. R. **Flutuações diárias e horárias dos elementos dissolvidos, material em suspensão e características da água na parte sul do estuário da Lagoa dos Patos e Praia do Cassino (RS_Brasil).** Rio Grande, 1984. Tese (Mestrado), Fundação Universidade do Rio Grande, Oceanografia Biológica.

- BASILIO, F. A. Durabilidade do concreto em água do mar. In: DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO, São Paulo, 1972. **Anais**. São Paulo, s.ed., 1972. p. 111.
- BAUER, E.; HELENE, P. R. L. Avaliação comparativa da durabilidade de cimentos adicionados com escória de alto-forno frente à corrosão das armaduras por cloretos. In: REUNIÃO DO IBRACON-REIBRAC: MANUTENÇÃO E CONTROLE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 36^a., Porto Alegre, 1994. **Anais**. Porto Alegre, s.ed., set. 1994. p.39-52.
- _____. Investigação comparativa da influência da escória de alto-forno na corrosão das armaduras. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES : DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURES AND PROTECTION SYSTEMS, Florianópolis, 1996. **Anais**. Florianópolis, s.ed., jun. 1996. p. 433-444.
- BAUMGARTEN, M. G. Z. **Avaliação de *Balanus improvisus* como indicador dos níveis metálicos do estuário da Lagoa dos Patos (RS-Brasil)**. Rio Grande, 1987. Tese (Mestrado), Fundação Universidade do Rio Grande, Oceanografia Biológica.
- BAUMGARTEN, M. G. Z.; NIENCHESKI, L. F. H.; KUROSHIMA, K. N. Qualidade das águas estuarinas que margeiam o Município do Rio Grande (RS): nutrientes e detergentes dissolvidos. **Revista Atlântica**, v.17, p.19-36, Rio Grande, FURG, 1995.
- BEEBY, A.W. **Concrete in the oceans. Cracking and corrosion**. Wexham Springs, CIRIA/CCA, 1978. (Technical Report, 1)
- BEEBY, A.W. Corrosion of reinforcement and cracks width. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON OFFSHORE STRUCTURES, Rio de Janeiro, 1979. **Proceedings**. London, Pentech Press, 1979. p. 147-59
- BICZÓK, I. **Corrosion y proteccion del hormigon**. Trad. Emilio J. Dócon Asensi. Bilbao, Ediciones Urmo, 1972.
- BOAS, D. F. V. **Distribuição e comportamento dos sais nutrientes, elementos maiores e metais pesados na Lagoa dos Patos-RS**. Rio Grande, 1990. Tese (Mestrado), Fundação Universidade do Rio Grande, Oceanografia Biológica.

- BOGUE, R.H. **Cement**. Portland Cement Association Fellowship. Paper nº 68, Washington D.C., 1955.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION – **Structural use of concrete – Part 1. Code of practice for design and construction - BS 8110**, 1997.
- BURY, M.R.C.; DOMONE, P.L. The role of research in the design of concrete offshore structures. In: **ANNUAL OFFSHORE TECHNOLOGY**. New Jersey, Institute of Electronics Engineers. V.1, p. 155-68
- CAMPUS, F.; DANTINNE, R.; DZULYNSKI, M. Constatations effectuées après trente années d'immersion marine d'éprouvettes de mortiers, de bétons et de bétons armés dans la mer du Nord à Ostende. In: **SYM. BEHAVIOUR OF CONCRETE IN SEAWATER**. Palermo, mai/1965. **Cahiers de la recherche**, nº 27, p. 161-74, 1965.
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. Trad. e adapt. de M. Celeste Marcondes et alii, coordenação técnica de L.A. Falcão Bauer. São Paulo, Pini, 1988.
- CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da patologia no Brasil. Estudo estatístico. In: **JORNADAS EN ESPAÑOL Y PORTUGUÉS SOBRE ESTRUCTURAS Y MATERIALES**, Madrid, 1988. **Colloquia 88**. Madrid, CEDEX, IET, mayo, 1988. p.325-48.
- CINCOTTO, M.A. Ação do meio sobre o concreto. In: **DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES**, São Leopoldo, 1997. **Anais**. São Leopoldo, s.ed., 1997. p. 73-83.
- CINCOTTO, M.A. Algumas considerações sobre a ação de fluidos agressivos ao concreto. In: **DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO**, São Paulo, 1972. **Anais**. São Paulo, s.ed., 1972. p. 45.
- COLLEPARDI, M.; BALDINI, G.; PAURI, M. The effect of pozzolanas on the tricalcium aluminate hydration. **Cement and Concrete Research**. vol.8, p.741-52, 1978.
- COMISSION PERMANENTE DEL HORMIGÓN – **Instruccion de hormigon estructural - EHE**, 1999.
- COMITÉ EURO - INTERNATIONAL DU BÉTON. **Durability of concrete structures- Design Guide**. Lausanne, Thomas Telford, 1992. (Bulletin D'Information 183).

- _____. **Durability of concrete structures**. State-of-the-Art Report. Munich, may 1982. (Bulletin D'Information 148).
- _____. **Durability of concrete structures**. Workshop Report. Copenhagen, may 1983. (Bulletin D'Information 152).
- _____. **FIP Model Code 1990 (DesignCode)**. Lausanne, Thomas Telford, 1993. (Boletim d'Information, 213/214).
- COUTINHO, A. S. **Fabrico e propriedades do betão**. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1973
- 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**. Porto Alegre, 1988. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE PORTOS E VIAS NAVEGÁVEIS - 8ª DIRETORIA REGIONAL-SEÇÃO DE RIO GRANDE. **Estudo sobre as águas da Barra do Rio Grande**. Rio Grande, D.P.R.C., maio 1967 - maio 1968.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG – **Assessment of water, soil and gases for their aggressiveness to concrete: principles and limiting values – DIN-4030 – Part 1**, 1991.
- ____ – **Structural use of concrete: design and construction – DIN 1045NN**, 1988.
- DIAS, C. R. R. **Comunicação pessoal**. Rio Grande, FURG, 1996.
- DIAZ, N.E. **Avaliação do grau de corrosão das armaduras em estruturas de concreto carbonatadas**. São Paulo, 1997. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- DINIZ, J.Z.F. A NB-1 – Visão nacional da durabilidade do concreto. In: SIMPÓSIO SOBRE DURABILIDADE DO CONCRETO. Escola Politécnica-USP, São Paulo, 1998. **Anais**. São Paulo, s.ed., março 1998.
- ECISA ENG. COMÉRCIO E INDÚSTRIA S/A. **Relatórios**. Rio Grande, Centro de Pesquisa e Orientação Industrial-CEPOI, FURG, 1974-1977.

- FÉDÉRATION INTERNACIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE – FIP. **Design and construction of concrete sea structures**. London, Thomas Telford Limited, 1985.
- FERNANDES, R.M. **Comunicação pessoal**. Rio Grande, TECON, 1998.
- FIGUEIREDO, E. P.; HELENE, P. R. L. Assim caminha a corrosão. *Téchne*, v.10, p.28-33, mai./jun. São Paulo, Pini, 1994.
- FORNASIER, R. S.; DAL MOLIN, D. C. C. Execução de concreto de baixa permeabilidade com o uso de microssilica. In: REUNIÃO DO IBRACON-REIBRAC: NOVAS PRÁTICAS DE EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO, 36ª., Porto Alegre, 1994. *Anais*. Porto Alegre, s.ed., set. 1994. p.519-532.
- FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE DO RIO GRANDE; INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA-8º DISTRITO. **Relatórios**. Rio Grande, FURG., jan.90-dez. 95.
- GENTIL, V. Corrosão em concreto. In: 11º SIMPÓSIO DE APLICAÇÃO DA TECNOLOGIA DO CONCRETO, Campinas, 1988. *Anais*. Campinas, 1988. p.1-21.
- GIAMMUSSO, S. E. **Manual do concreto**. São Paulo, Pini, 1992.
- GJØRV, O.E.; TAN, K.; ZHANG, M. Diffusivity of chlorides from seawater into high-strength lightweight concrete. *ACI Materials Journal*, v.91, sep./oct, p.447-52. USA, ACI, 1994.
- GJØRV, O.E.; VENNESLAND, O. Diffusivity of chlorides from seawater into concrete. *Cement and Concrete Research*, v.9, USA, Pergamon Press, 1979.
- GOÑI, S.; ANDRADE, C. Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides. *Cement and Concrete Research*. vol.20, p.525-39, 1990.
- GUIMARÃES, A. T. C. **Desempenho do concreto em ambiente marítimo na região do extremo sul do Brasil**. Rio Grande, 1997. Dissertação (Mestrado), Fundação Universidade do Rio Grande, Engenharia Oceânica.
- GUIMARÃES, A.T.C.; TULA, L.; HELENE, P.R.L. Performance of surface concrete elements. In: II INTERNATIONAL CONFERENCE ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Gramado, 1999.

- HADLEY, H. M. **Concreto em água do mar - necessária revisão de ponto de vista.** São Paulo, ABCP, 1948.
- HAUSMANN, D..A. Steel corrosion in concrete: how does it occur ? **Materials Protection**, v. 6, p. 19-23, nov.1967.
- HEDENBLAND, G. Influence of moisture and carbonation on the transport of chlorides in concrete - some ideas. In: **CORROSION OF REINFORCEMENT - FIELD AND LABORATORY STUDIES FOR MODELLING AND SERVICE LIFE**, Lund, feb/1995. **Proceedings**. Lund, Kyösti Tuutti, 1995. p. 227-37.
- HELENE, P. R. L. **Contribuição à normalização: A resistência sob carga mantida e a idade de estimativa da resistência característica; Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado.** São Paulo, 1994. (Monografias. EPUSP).
- _____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** São Paulo, 1993. Tese (Livre Docente), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- _____. Corrosão das armaduras em concreto armado. In: 4º **SIMPÓSIO DE APLICAÇÃO DA TECNOLOGIA DO CONCRETO-SIMPATCON.** **Anais.** São Paulo, 1981, p. 1-44.
- _____. **Corrosão em armaduras para concreto armado.** São Paulo, Pini, 1986.
- _____. Estudo do Módulo de Elasticidade dos Concretos de Cimento Portland. São Paulo, **Relatório à ABCP**, 1998.
- HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto.** São Paulo, Pini, 1992.
- HJORTH, L. Cement specifications for concrete exposed to chlorides and sulphates. In: **CEB-RILEM International Workshop "Durability of Concrete Structures"**, Copenhagen, 1983. **Anais.** CEB-BI 152, ed. Steen Rostan, Copenhagen, 1984, p. 229-35.
- HO, D.W.S.; LEWIS, R. K. Carbonation of concrete and its prediction. **Cement and Concrete Research.** vol.17, p.489-504, 1987.

- HORNE, R. A. **Marine chemistry - The Structure of water and the chemistry of the hydrosphere.** United States of America, John Wiley & Sons, Inc., 1969.
- HOUST, Y.F.; SADOUKI, H.; WITTMANN, F.H. Influence of aggregate concentration on the diffusion of CO₂ and O₂. In: **INTERFACES IN CEMENTITIOUS COMPOSITES**, Toulouse, 1992. **Proceedings**. Toulouse, J.C. Maso Ed., oct. 1992. p. 279-88.
- HUSSAIN, S.E.; RASHEEDUZZAFAR. Effect of temperature on pore solution composition in plain cements. **Cement and Concrete Research**, v.23, p.1357-68, USA, Pergamon Press, Lt, 1993.
- ISAIA, G. C.; HELENE, P. R. L. Durabilidade de concreto de alto desempenho com pozolanas. In: **SEMINÁRIO NORIE-UFRGS : QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**, Porto Alegre, 1993. **Anais**. Porto Alegre, s.ed., dez. 1993. p. 13-33.
- JASTRZEBSKI, Z.D. **The nature and properties of engineering materials.** Singapore, John Wiley & Sons Inc., 1987
- KALOUSEK, G.L.; PORTER, L.C.; BENTON, E.J. Concrete for long-time service in sulfate environment. **Cement and Concrete Research**. vol.2, p.79-89, 1972.
- KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para análise de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra a carbonatação.** São Paulo, 1995. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- KAZMIERCKZACK, C.S.; HELENE, P.R.L. Estimativa e determinação da profundidade de carbonatação em estruturas de concreto. In: **SEMINÁRIO NORIE-UFRGS: QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**, Porto Alegre, 1993. **Anais**. Porto Alegre, s.ed., dez. 1993. p. 49-61.
- KEENE, P.W. **Some testes on the durability of concrete mixes of similar compressive strength.** Cement and Concrete Association, Technical Report TRA/330, London, jan./1960.
- LEA, F.M. **The chemistry of cement and concrete.** Great Britain, Edward Arnould & Co., 1935.

- _____. **The chemistry of cement and concrete**. Great Britain, Edward Arnould Ltd, 1970.
- LEITE, M. D. R. **Pesquisa técnica**. Rio Grande, Superintendência Técnica-SUPETEC - FURG, 1980.
- LIAUW, C. T. Influence of seawater on reinforced concrete buildings, **Build. Sci**, vol. 9, p. 125-130, Great Britain, 1974.
- LÓPEZ, W.; GONZÁLES, J.A. Influence of degree of pore saturation on the resistivity of concrete and the corrosion rate of steel reinforcement. **Cement and Concrete Research**, v.23, p.368-76, USA, Pergamon Press, Lt, 1993.
- MANGAT, P.S.; MOLLOY, B.T. Factors influencing chloride-induced corrosion of reinforcement in concrete. **Materias and Structures**, v. 25, p.404-11, 1992.
- _____. Prediction of long term chloride concentration in concrete. **Materias and Structures**, v. 27, p.338-346, 1994.
- MARTYS, N. S. Diffusion in partially-saturated porous materials. **Materials and Structures** , v.32, p.555-62, 1999.
- MATHER, B. Calcium chloride in type V – cement concrete. In: DURABILITY OF CONCRETE, **ACI SP-131**, Detroit, p. 169-78, 1992.
- MEHTA, P. K. Durability of concrete - fifty years of progress ? In: Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto, Seminário NORIE-UFRS, Porto Alegre, 1993. **Anais**. Porto Alegre, s.ed., dez. 1993. Anexo
- _____. Durability of concrete in marine environment – a review. In: PERFORMANCE OF CONCRETE IN MARINE ENVIRONMENT, **ACI SP-65**, p. 1-20, 1980.
- MEHTA, P. K.; MANMOHAN,D. Pore size distribution and permeability of hardened cement paste. In: 7th INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT. Paris, 1980. **Proceedings**. Vol. III. Paris. 1980. p.VII-1 - VII-5.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, Pini, 1994.

- MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 9., New Delhi, nov./1992. **Proceedings**.
- MEYER, A. Investigation on the carbonation of concrete. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 5th , Tokyo, 1968. **Proceedings**. Tokyo, 1969. v.III, p.394-401. (Supplementary paper III - 52).
- _____. The importance of the surface layer for the durability of concrete structures. In: CONCRETE DURABILITY: KATHARINE AND BRYANT MATHER INTERNATIONAL CONFERENCE, ACI SP-100. Detroit, John M. Scanlon Editor, 1987, p. 49-61.
- MILLARD, S.G. In: CONCRETE IN MARINE ENVIRONMENT: SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ST. ANDREWS BY-THE-SEA, ACI SP-109. Detroit, Patricia Kost, 1988, p. 339-66.
- MILLERO, J. F.; SOHN, M. L. **Chemical Oceanography**. Florida, CRC Press, 1992.
- MINISTÉRIO DA MARINHA - DIRETORIA DE HIDROGRAFIA E NAVEGAÇÃO - DHN. **Relatórios de marés medidas junto a Praticagem da Barra**. Rio Grande, DHN, 1992.
- _____. **Relatório de “situação final” do marégrafo com referência ao “zero Bicalho” e do marégrafo com referência ao “zero DHN” instalado junto à Praticagem da Barra**. Hidrólogo Marco Antônio de Carvalho Oliveira. Rio Grande, DHN, 1983.
- MIRANDA, L. R. M.; NOGUEIRA, R. Medidas de potencial de eletrodo em armaduras de concreto: avaliação do estado de corrosão. In: 2^o SEMINÁRIO NACIONAL DE CORROSÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL, Rio de Janeiro, set/1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986.
- MOLINARI, G. Deterioração do concreto provocada por águas do sub-solo contendo anidrido carbônico agressivo. **Publicação 492**, IPT, fev./1953.
- MOLINARI, G. **Informações sobre o cimento e o concreto de tubulações expostos à água do mar**. IPT, abril/1942.

- MOSKVIN, V.; IVANOV, F.; ALEKSEYEV, S.; GUZEYEV, E. **Concrete and reinforced concrete deterioration and protection**. Trad. de V. Kolykhmatov. Moscow, V. Moskvín, 1980.
- NEVILLE, A. M. Chloride attack of reinforced concrete: an overview. **Materials and Structures**, v.28, p.63-73. London, 1995.
- _____. **Propriedades do concreto**. Trad. Salvador E. Giammusso. São Paulo, Pini, 1982.
- _____. **Propriedades do concreto**. Trad. Salvador E. Giammusso. São Paulo, Pini, 1997.
- NIENCHESKI, L.F.H. Resultados das análises da água de superfície. **Relatório**. Rio Grande, Fundação Universidade do Rio Grande-FURG - Laboratório de Hidroquímica, 1998.
- OHGA, H.; NAGATAKI, S. Prediction of carbonation depth of concrete with fly ash. In: **FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE**, Detroit, 1989. **ACI SP-114**. Detroit, ACI, 1989, v.1 p.275-95.
- OLLIVIER, J. P.; ARSENAULT, J.; TRUC, O.; MARCHAND, J. Determination of chloride binding isotherms from migration tests. In: **FIFTH CANMET/ACI INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUPERPLASTICIZERS AND OTHER CHEMICAL ADMIXTURES IN CONCRETE**, **Proceedings**, Rome, s. ed., oct. 1997, p. 195-217.
- OLLIVIER, J.P. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - Departamento de Engenharia de Construção Civil: Durability of concrete - BT/PCC/192**. São Paulo, 1998.
- ORTEGA, L.M.; RODRIGUEZ, J. Análisis de problemas de corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado. In: **1er CONGRESO NACIONAL DE TECNOLOGIA EN LA ARQUITECTURA**. **Anais**. Escuela Superior Técnica de Arquitectura, Madrid, nov. 1994. p. 317-32.
- PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; HOLDEN, W.R. The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel. **Cement and Concrete Research**, v.16, p.79-86, USA, Pergamon Press, Lt, 1986.

- PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EL TARRAS, A. Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v.11, p.395-406, USA, Pergamon Press, Lt, jan..1981.
- PAGE, C.L.; VENNESLAND, Ø. Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement pastes. **Matériaux et Constructions**, v.16, n.91, p.19-25, 1983.
- PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. **ACI Materials Journal**, n.88, p.363-373, jul-aug, 1991.
- PFEIFER, D.W.; LANDGREN, J.R.; PERENCHIN, W. Concrete, chlorides, cover and corrosion. **PCI Journal**, v.31, no 4, p. 42-53, 1986.
- PORTOBRÁS-COMISSÃO DE FISCALIZAÇÃO DAS OBRAS NO SUPER PORTO E PORTO NOVO DO RIO GRANDE. Quadro demonstrativo de marés e temperaturas médias das águas do canal de acesso ao Porto do Rio Grande, junto a 4ª Seção da Barra. **Carta nº 00012**. PORTOBRÁS, Rio Grande, jun.1976.
- PORTOBRÁS-EMPRESA DE PORTOS DO BRASIL S. A. **Acompanhamento, fiscalização e supervisão das obras de construção do cais do terminal de carne-relatório final**. Consórcio LASA-SGTE, out. 1977.
- PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE – PCI. **Prestressed concrete ocean structures and ships**. Chicago, s. ed., 1975.
- PREZZI, M.; MONTEIRO, P. J. M. Application of reliability analysis to estimate the service life of lightweight high-strength concrete subjected to corrosion. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES: DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURES AND PROTECTION SYSTEMS, Florianópolis, 1996. **Anais**. Florianópolis, s.ed., jun. 1996. p. 354-366.
- PRUDÊNCIO JR., L.R.. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993(a). Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.

- _____. Durabilidade de concreto frente ao ataque de cloretos e sulfatos. In: SEMINÁRIO NORIE-UFRGS : QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, Porto Alegre, 1993. *Anais*. Porto Alegre, s.ed., dez. 1993(b). p. 1-12.
- QUÉNARD, D.; SALLÉE, H. Le transfert isotherme de la vapeur d'eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment. *Cahiers du CSTB*. Livraison 323, Cahier 2525, oct./1991.
- QUÉNARD, D.; SALLÉE, H. Water vapour adsorption and transfer in cement-base materials: a network simulation. *Materials and Structure*, v.25, p. 515-522, 1992.
- RASHEEDUZZAFAR. Influence of cement composition on concrete durability. *ACI Materials Journal*, v.89, nov./dec. USA, ACI, 1992.
- ROBERTS, M.H. Effect of calcium chloride on the durability of pre-tensioned wire in prestressed concrete. *Magazine of Concrete Research*, v.14, no 42, p.143-54, nov.1962.
- ROPER, H.; BAWEJA, D. Carbation-chloride interactions and their influence on corrosion rates of steel in concrete. In: DURABILITY OF CONCRETE: SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE, ACI SP-126, Montreal, Canada, Editor V.M. Malhotra, 1991, p.295-315.
- RÜSCH, H. **Hormigón armado y hormigón pretensado: propiedades de los materiales y procedimientos de calculo.** Trad. Departamento Técnico C.E.C.S.A., barcelona, Compañia Editorial Continental. 1975.
- SATO, N. M. N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos.** São Paulo, 1998. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- SCHIESSL, P., ed. **Corrosion of steel in concrete: RILEM Report of the Technical Committee 60-CSC.** London, Chapman & Hall, 1988.
- SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Untersuchungen zum mechanismus der bewehrungskorrosion im bereich von rissen. In: **Baustofftechnische Einflüsse auf Konstruktionen.** Berlim, Ernst & Sohn, Zum 60. Geburtstag von Hubert K. Hilsdorf, 1990. p.583-99
- SEVERO, L. E. P. **Comunicação pessoal.** Rio Grande, 1996.

- _____. **Comunicação pessoal**. Rio Grande, 1998.
- SILVA, P. F. A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. São Paulo, Pini, 1995.
- SMOLCZYK, H. G. Discussion of principal paper on carbonation of concrete by Hamada. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 5th, Tokyo, 1968. **Proceedings**. Tokyo, 1969. p.369-384.
- _____. Quelques observations et nouvelles considérations sur l'action de l'eau de mer sur le béton dans la zone des marées. In: COLLOQUE RILEM: COMPORTEMENT DES BÉTONS EXPOSÉS A L'EAU DE MER, Palerme, 1965. p. 45-51.
- STEINOUR, H.H. **Influence of the cement on the corrosionbehavior of steel in concrete**. Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Skokie, Illinois, may/1964.
- TAYLOR, H.F.W. **Cement chemistry**. London, Academic Press Limited, 1992.
- TEZUKA, Y. **Guia de utilização de cimentos hidráulicos**. São Paulo, ABCP, 1988.
- THOMAS, M. D. A.; MATTHEWS, J. D. Carbonation of fly ash concrete. **Magazine of Concrete Research**, n.160, p.217-228, sept. 1992.
- TRITTHART, J. Chloride binding in cement. **Cement and Concrete Research**, v.19, p.683-91, USA, Pergamon Press, Lt, jan..1989.
- TUUTTI, K. Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel. In: PERFORMANCE OF CONCRETE IN MARINE ENVIRONMENT, ACI SP-65, p. 223-37, 1980.
- _____. **Corrosion of steel in concrete**. Stockolm, 1982. Tese (Doutorado), Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- UFRGS. Carbonatação - Efeitos das adições. **Téchne**, v.9, p.25-28, mar./abr., 1994.
- VAN VLACK, L.H. **Princípios de ciência dos materiais**. São Paulo, Edgard Blücher, 1973.
- VERÇOSA, E. J. **Impermeabilização na construção**. Porto Alegre, Sagra, 1983.

VILLAVERDE, A.; GIUGLIANI, E.; VERÇOSA, E. J.; RECENA, F. A. P.; SOLANO, R. S. Avaliação Estrutural-Subestação Rio Grande 2 - convênio PUCRS e CEEE. In: REUNIÃO DO IBRACON-REIBRAC: MANUTENÇÃO E CONTROLE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 36^a., Porto Alegre, 1994. Anais. Porto Alegre, s.ed., set. 1994. p. 213-225.

**ANEXO A: Medições do ensaio de compressão, do
ensaio do módulo de elasticidade inicial
e do ensaio de absorção capilar**

TABELA A.1 - Medições do ensaio de compressão (NBR 5739, 1980)

Testemunho	PS2	PI6	PS2'	PI6'	ES x	ES xiv
Dsup.	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40
Dinf	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40
Dc	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40
Dc'	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40
Dm	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40	9,40
L	19,20	19,35	12,50	12,60	12,50	12,55
L/Dm	2,04	2,06	1,33	1,34	1,33	1,34
Lc	19,70	19,60	12,90	12,90	12,80	13,00
Lc/Dm	2,10	2,09	1,37	1,37	1,36	1,38
Carga Rup.(kg)	38400	38250	39150	41000	27700	34250

TABELA A.2 - Medições do ensaio do módulo de deformação tangencial inicial (NBR 8522, 1984)

Testemunho	PS3	PS5	PI5	PI2
Dsup.	9,40	9,40	9,40	9,35
Dinf	9,40	9,40	9,40	9,35
Dc	9,40	9,40	9,40	9,35
Dc'	9,40	9,40	9,40	9,35
L	19,25	19,15	19,20	19,25
L/Dm	2,05	2,04	2,04	2,06
Lc	19,70	19,60	19,60	19,60
Lc/Dm	2,10	2,09	2,09	2,10
e_{0d}	-0,324	0,007	-0,041	0,003
e_{0e}	0,991	0,009	0,167	0,148
$e_{0,3d}$	-0,206	0,151	0,090	0,181
$e_{0,3e}$	1,119	0,147	0,307	0,316
e'_{0d}	-0,325	0,014	-0,044	0,004
e'_{0e}	0,995	0,015	0,172	0,154
$e'_{0,3d}$	-0,210	0,151	0,085	0,179
$e'_{0,3e}$	1,123	0,147	0,311	0,320
Carga Rup.(kg)	57800	48900	34250	32850
f_c (MPa)	83,3	70,5	49,4	47,8
Mód. Def. tg.in(GPa/mm)	26,4	23,4	23,9	18,8

TABELA A.3 - Medições do ensaio de absorção capilar (NBR 9779, 1987)

Testemunho	PS1	PI1	ES _{IV}	ES _{VIII}	
M. seca ao ar (g)	3148	3152	2152	2887	
M. seca estufa (g)	3119	3110	2100	2835	
3 h	Massa(g)	3124	3118	2113	2844
	h1 (cm)	1,0	2,2	1,4	1,4
	h2 (cm)	1,3	1,2	1,1	1,2
	h3 (cm)	1,5	1,2	1,9	1,3
	h4 (cm)	1,4	1,8	1,5	1,0
	C (g/cm ²)	0,072	0,115	0,187	0,130
6 h.	Massa(g)	3124	3120	2117	2847
	h1 (cm)	1,0	2,5	2,5	1,4
	h2 (cm)	1,3	1,2	1,5	1,6
	h3 (cm)	1,5	1,9	2,5	1,5
	h4 (cm)	1,4	2,0	1,5	1,1
	C	0,072	0,144	0,245	0,173
24 h.	Massa(g)	3127	3124	2129	2856
	h1 (cm)	1,1	2,5	3,8	2,5
	h2 (cm)	1,6	1,2	4,7	2,8
	h3 (cm)	1,8	1,9	4,3	2,5
	h4 (cm)	1,4	2,5	3,3	2,1
	C (g/cm ²)	0,115	0,202	0,418	0,303
48 h.	Massa(g)	3129	3127	2140	2863
	h1 (cm)	1,1	2,5	4,5	3,9
	h2 (cm)	2,0	1,2	5,2	4,0
	h3 (cm)	2,0	1,9	6,0	3,1
	h4 (cm)	1,4	2,9	4,0	2,9
	C (g/cm ²)	0,144	0,245	0,576	0,403
72 h	Massa(g)	3130	3129	2146	2867
	h1 (cm)	1,1	2,5	6,8	4,0
	h2 (cm)	2,2	1,2	6,9	4,1
	h3 (cm)	2,0	1,9	6,7	3,9
	h4 (cm)	1,4	2,9	6,1	4,2
	C (g/cm ²)	0,159	0,274	0,663	0,461

**ANEXO B: Estimativas dos graus de saturação e
coeficientes de difusão**

TABELA B.1 - Grau de saturação médio estimado - Grupo I

Grupo I - umidade do primeiro perfil					
CP	1a	1b	1c	1d	1e
Massa total c/ umidade (a)	58,9	57,2	58	59,3	59,2
M estimada s/ silicone (b)=(a)-0,35	58,55	56,85	57,65	58,95	58,85
Massa média c=(soma(b))/5	58,2				
Massa média de água - (d)=(c)-(1,6+48,3)	8,3				
Teor de umidade médio - % - (e)=(d)/(1,6+48,3).100	16,6				
Grau de saturação - GS - (f)=(e)/29,7.100 %	55,8				
Grupo I - umidade do segundo perfil					
CP	2a	2b	2c	2d	2e
Massa total inicial c/ umidade	59,2	58,7	58,8	58,7	58,9
Massa estimada s/ silicone	58,85	58,35	58,45	58,35	58,55
Massa média	58,5				
Massa média de água	8,6				
Teor de umidade médio - %	17,3				
GS - %	58,1				
Massa total final c/ umidade (74 dias)	59,2	58,7	58,8	58,6	58,7
Massa estimada s/ silicone	58,85	58,35	58,45	58,25	58,35
Massa média	58,5				
Massa média de água	8,6				
Teor de umidade médio - %	17,1				
GS - %	57,7				
GS médio = ((f)+(g)+(h))/3 - %	57,2				

TABELA B.2 - Grau de saturação médio estimado - Grupo II

Grupo II - umidade do primeiro perfil					
CP	4a	4b	4c	4d	4e
Massa total c/ umidade (a)	60,7	61,6	61,3	60,2	62,4
M estimada s/ silicone (b)=(a)-0,35	60,35	61,25	60,95	59,85	62,05
Massa média c=(soma(b))/5	60,9				
Massa média de água - (d)=(c)-(1,6+48,3)	11,0				
Teor de umidade médio - % - (e)=(d)/(1,6+48,3).100	22,0				
GS - (f)=(e)/29,7.100 %	74,2				
Grupo II - umidade do segundo perfil					
CP	3a	3b	3c	3d	3e
Massa total inicial c/ umidade	61,7	62	61,2	61,7	61,5
Massa estimada s/ silicone	61,35	61,65	60,85	61,35	61,15
Massa média	61,3				
Massa média de água	11,4				
Teor de umidade médio - %	22,8				
GS - %	76,7				
Massa total final c/ umidade (74 dias)	60,9	61,3	61,1	61,2	61,3
Massa estimada s/ silicone	60,55	60,95	60,75	60,85	60,95
Massa média	60,8				
Massa média de água	10,9				
Teor de umidade médio - %	21,9				
GS - %	73,6				
GS médio = ((f)+(g)+(h))/3 - %	74,8				

TABELA B.3 - Grau de saturação médio estimado - Grupo III

Grupo III - umidade do primeiro perfil					
CP	6a	6b	6c	6d	6e
Massa total c/ umidade (a)	62,4	65,5	63,3	63,7	62,4
M estimada s/ silicone (b)=(a)-0,35	62,05	65,15	62,95	63,35	62,05
Massa média c=(soma(b))/5	63,1				
Massa média de água - (d)=(c)-(1,6+48,3)	13,2				
Teor de umidade médio - % - (e)=(d)/(1,6+48,3).100	26,5				
GS - (f)=(e)/29,7.100 %	89,1				
Grupo III - umidade do segundo perfil					
CP	5a	5b	5c	5d	5e
Massa total inicial c/ umidade	63,9	64,5	65,9	62,4	64,9
Massa estimada s/ silicone	63,55	64,15	65,55	62,05	64,55
Massa média	64,0				
Massa média de água	14,1				
Teor de umidade médio - %	28,2				
GS - %	94,9				
Massa total final c/ umidade (74 dias)	62,9	63,3	64,4	61,5	63,2
Massa estimada s/ silicone	62,55	62,95	64,05	61,15	62,85
Massa média	62,7				
Massa média de água	12,8				
Teor de umidade médio - %	25,7				
GS - %	86,4				
GS médio = ((f)+(g)+(h))/3 - %	90,2				

TABELA B.4 - Grau de saturação médio estimado - Grupo IV

Grupo IV - umidade do primeiro perfil					
CP	7a	7b	7c	7d	7e
Massa total c/ umidade (a)	--	--	--	--	--
M estimada s/ silicone (b)=(a)-0,35	#VALOR !	#VALOR !	#VALOR !	#VALOR !	#VALOR !
Massa média c=(soma(b))/5	#VALOR!				
Massa média de água - (d)=(c)-(1,6+48,3)	#VALOR!				
Teor de umidade médio - % - (e)=(d)/(1,6+48,3).100	#VALOR!				
GS - (f)=(e)/29,7.100%	#VALOR!				
Grupo IV - umidade do segundo perfil					
CP	8a	8b	8c	8d	--
Massa total inicial c/ umidade	--	--	--	--	--
Massa estimada s/ silicone	#VALOR !	#VALOR !	#VALOR !	#VALOR !	
Massa média	#VALOR!				
Massa média de água	#VALOR!				
Teor de umidade médio - %	#VALOR!				
GS - %	#VALOR!				
Massa total final c/ umidade (74 dias)	65,4	64,5	64,8	64,2	--
Massa estimada s/ silicone	65,05	64,15	64,45	63,85	--
Massa média	64,4				
Massa média de água	14,5				
Teor de umidade médio - %	29,0				
GS - %	97,7				
GS médio = ((f)+(g)+(h))/3 - %	#VALOR!				

TABELA B.5 - Estimativa do coeficiente de difusão - Grupo I

Grupo I - GS=55 %				
	%Cl _{T1}	%Cl _{T2}		
	CP-1	CP-2	Massa Cl (g)	Cálculo
Capa	0,93	0,68	0,003974	$M_{\text{Capa}} \cdot (\%Cl_{T1} - \%Cl_{T2}) / 100$
a	0,39	0,29	0,002004775	$A \cdot e \cdot \rho \cdot (\%Cl_{T1} - \%Cl_{T2}) / 100$ *
b	0,26	0,28	-0,000423369	
c	0,09	0,11	-0,000460725	
d	0,02	0,04	-0,000390163	
Soma (massa de Cl que atravessa a camada total - e=0,8 cm)			0,004705	
J (g/cm ² /s)			$1,041 \cdot 10^{-10}$	Soma/A/ t **
(C1-C2)méd.- g/cm ³			0,0453	***
D - cm ² /s			$18,37 \cdot 10^{-10}$	
Vol. água na capa	0,272cm ³			$M_{\text{Capa}} \cdot A \cdot (GS/100)$
Vol. de água na camada "d"	0,353 cm ³			$A \cdot e \cdot \rho \cdot A \cdot (GS/100)$

* A - seção transversal; e - espessura da camada; ρ - massa específica.

** t = 74 dias

*** (C1-C2) méd = (massa média de Cl livres na capa)/(volume de água na capa)-
(massa média de Cl livres na camada "d")/(volume de água na camada "d")

TABELA B.6 - Estimativa do coeficiente de difusão - Grupo II

Grupo II - GS=75 %				
	%Cl _{T1}	%Cl _{T2}		
	CP-4	CP-3	Massa Cl (g)	
Capa	0,79	0,53	0,004152	$M_{\text{Capa}} \cdot (\%Cl_{T1} - \%Cl_{T2}) / 100$
a	0,39	0,24	0,003102627	$A \cdot e \cdot \rho \cdot (\%Cl_{T1} - \%Cl_{T2}) / 100$ *
b	0,35	0,26	0,001811768	
c	0,20	0,18	0,000356958	
d	0,07	0,12	-0,001060497	
Soma (massa de Cl que atravessa a camada total - e=0,8 cm)			0,008363	
J (g/cm ² /s)			$1,850 \cdot 10^{-10}$	Soma/A/ t **
(C1-C2)méd.- g/cm ³			0,0262	***
D - cm ² /s			$56,60 \cdot 10^{-10}$	
Vol. água na capa	0,355 cm ³			$M_{\text{Capa}} \cdot A \cdot (GS/100)$
Vol. de água na camada "d"	0,461 cm ³			$A \cdot e \cdot \rho \cdot A \cdot (GS/100)$

TABELA B.7 - Estimativa do coeficiente de difusão - Grupo III

Grupo III - GS=90 %				
	%Cl _{T1}	%Cl _{T2}		
	CP-6	CP-5		
Capa	0,49	0,28	0,003301	M _{Capa} .(%Cl _{T1} -%Cl _{T2})/100
a	0,33	0,25	0,001604235	A.e.p.(%Cl _{T1} -%Cl _{T2})/100 *
b	0,27	0,24	0,000628827	
c	0,17	0,18	-0,000141123	
d	0,08	0,12	-0,000842586	
Soma (massa de Cl que atravessa a camada total - e=0,8 cm)			0,004550	
J (g/cm ² /s)			1,01 ⁻¹⁰	Soma/A/ t **
(C1-C2)méd.- g/cm ³			0,0124	***
D - cm ² /s			65,09 . 10 ⁻¹⁰	
Vol. água na capa	0,429cm ³			M _{Capa} . A.(GS/100)
Vol. de água na camada "d"	0,556 cm ³			A.e.p.A.(GS/100)

TABELA B.8 - Estimativa do coeficiente de difusão - Grupo IV

Grupo IV - GS=100 %				
	%Cl _{T1}	%Cl _{T2}		
	CP-7	CP-8		
Capa	0,36	0,19	0,002707	M _{Capa} .(%Cl _{T1} -%Cl _{T2})/100
a	0,28	0,20	0,001755734	A.e.p.(%Cl _{T1} -%Cl _{T2})/100 *
b	0,24	0,15	0,001936289	
c	0,17	0,09	0,001583481	
d	0,10	0,08	0,000371485	
Soma (massa de Cl que atravessa a camada total - e=0,8 cm)			0,008354	
J (g/cm ² /s)			1,848. 10 ⁻¹⁰	Soma/A/ t **
(C1-C2)méd.- g/cm ³			0,0073	***
D - cm ² /s			203,81. 10 ⁻¹⁰	
Vol. água na capa	0,464cm ³			M _{Capa} . A.(GS/100)
Vol. de água na camada "d"	0,602 cm ³			A.e.p.A.(GS/100)

**ANEXO C: Ensaio de variação do teor de umidade
em testemunhos extraídos dos elementos
estruturais pesquisados: massa diária,
massa seca e absorção de água por
imersão após fervura**

TABELA C.1 - Massa diária, massa seca, absorção por imersão após fervura e GS -
Testemunho PS4

Testemunho PS4		Absorção por imersão após fervura = 5,6 %			
Data	M. sil.	M. seco	M. dia	Teor um.	GS
07/10/98	0	629	656,7	4,403816	78,63956
08/10/98	0	629	656,3	4,340223	77,50397
09/10/98	0	629	656,4	4,356121	77,78787
10/10/98	0	629	656,1	4,308426	76,93618
11/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
12/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
13/10/98	0	629	655,5	4,213037	75,2328
14/10/98	0	629	655,6	4,228935	75,51669
15/10/98	0	629	655,5	4,213037	75,2328
16/10/98	0	629	655,7	4,244833	75,80059
17/10/98	0	629	655,3	4,18124	74,665
18/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
19/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
20/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
21/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
22/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
23/10/98	0	629	654	3,974563	70,97434
24/10/98	0	629	655,7	4,244833	75,80059
25/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
26/10/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
27/10/98	0	629	660,5	5,007949	89,42766
28/10/98	0	629	658,6	4,705882	84,03361
29/10/98	0	629	661,2	5,119237	91,41494
30/10/98	0	629	659	4,769475	85,1692
31/10/98	0	629	658,1	4,626391	82,61413
****	*****	****	*****	#VALOR!	#VALOR!
18/11/98	0	629	660,7	5,039746	89,99546
19/11/98	0	629	659,6	4,864865	86,87259
20/11/98	0	629	659	4,769475	85,1692
21/11/98	0	629	658,4	4,674086	83,46582
22/11/98	0	629	658,2	4,642289	82,89802
23/11/98	0	629	658,2	4,642289	82,89802
24/11/98	0	629	658,2	4,642289	82,89802
25/11/98	0	629	663,7	5,516693	98,51238
26/11/98	0	629	660,4	4,992051	89,14377
27/11/98	0	629	658,5	4,689984	83,74972
28/11/98	0	629	658,1	4,626391	82,61413
29/11/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
30/11/98	0	629	657,8	4,578696	81,76243
01/12/98	0	629	*****	#VALOR!	#VALOR!
02/12/98	0	629	656,8	4,419714	78,92346
			****		--
25/01/99	0	629	662,1	5,262321	93,97002
26/01/99	0	629	659,8	4,896661	87,44038
****	****	****	****	****	#VALOR!

03/02/99	0	629	660,4	4,992051	89,14377
04/02/99	0	629	659,1	4,785374	85,4531
05/02/99	0	629	658,8	4,737679	84,60141
06/02/99	0	629	658,3	4,658188	83,18192
07/02/99	0	629	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
08/02/99	0	629	660,4	4,992051	89,14377
09/02/99	0	629	659,3	4,81717	86,02089
10/02/99	0	629	658,6	4,705882	84,03361
11/02/99	0	629	658,1	4,626391	82,61413
12/02/99	0	629	657,7	4,562798	81,47854
13/02/99	0	629	657,9	4,594595	82,04633
14/02/99	0	629	661,7	5,198728	92,83443
15/02/99	0	629	659,7	4,880763	87,15648
16/02/99	0	629	659,9	4,91256	87,72428
17/02/99	0	629	659,8	4,896661	87,44038
18/02/99	0	629	659,3	4,81717	86,02089
19/02/99	0	629	658,8	4,737679	84,60141
20/02/99	0	629	657,8	4,578696	81,76243
21/02/99	0	629	657,9	4,594595	82,04633
22/02/99	0	629	657,8	4,578696	81,76243
23/02/99	0	629	658,3	4,658188	83,18192
24/02/99	0	629	658,4	4,674086	83,46582
25/02/99	0	629	658,6	4,705882	84,03361
26/02/99	0	629	658,2	4,642289	82,89802
27/02/99	0	629	658,1	4,626391	82,61413
28/02/99	0	629	657,8	4,578696	81,76243
01/03/99	0	629	658,1	4,626391	82,61413
02/03/99	0	629	658,4	4,674086	83,46582
03/03/99	0	629	658,1	4,626391	82,61413
04/03/99	0	629	661,5	5,166932	92,26664
05/03/99	0	629	660	4,928458	88,00818
06/03/99	0	629	659,4	4,833068	86,30479
07/03/99	0	629	658,6	4,705882	84,03361
08/03/99	0	629	658,7	4,721781	84,31751
09/03/99	0	629	658,8	4,737679	84,60141
10/03/99	0	629	658,7	4,721781	84,31751
11/03/99	0	629	658,5	4,689984	83,74972
12/03/99	0	629	658,2	4,642289	82,89802
13/03/99	0	629	657,6	4,5469	81,19464
14/03/99	0	629	657,3	4,499205	80,34295
15/03/99	0	629	657,6	4,5469	81,19464
16/03/99	0	629	657,6	4,5469	81,19464
17/03/99	0	629	657,7	4,562798	81,47854
18/03/99	0	629	657,5	4,531002	80,91074
19/03/99	0	629	660,8	5,055644	90,27935
****	****	****	****	****	****
13/07/99	17,4	629	675,3	4,594595	82,04633
****	****	****	****	****	****
23/08/99	17,4	629	676,4	4,769475	85,1692
24/08/99	17,4	629	676,5	4,785374	85,4531
25/08/99	17,4	629	676,3	4,753577	84,88531

26/08/99	17,4	629	675,8	4,674086	83,46582
27/08/99	17,4	629	675,3	4,594595	82,04633
28/08/99	17,4	629	675	4,5469	81,19464
29/08/99	17,4	629	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
30/08/99	17,4	629	674,9	4,531002	80,91074
31/08/99	17,4	629	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
01/09/99	17,4	629	678	5,023847	89,71156
02/09/99	17,4	629	678,8	5,151033	91,98274
03/09/99	17,4	629	678,7	5,135135	91,69884
04/09/99	17,4	629	679	5,18283	92,55053
05/09/99	17,4	629	679,3	5,230525	93,40223
06/09/99	17,4	629	679,1	5,198728	92,83443
07/09/99	17,4	629	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
08/09/99	17,4	629	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
09/09/99	17,4	629	678,2	5,055644	90,27935
10/09/99	17,4	629	677,3	4,91256	87,72428
11/09/99	17,4	629	676,5	4,785374	85,4531
12/09/99	17,4	629**		#VALOR!	#VALOR!
13/09/99	17,4	629	676,1	4,721781	84,31751
14/09/99	17,4	629	676	4,705882	84,03361
15/09/99	17,4	629	676,3	4,753577	84,88531
16/09/99	17,4	629	675,4	4,610493	82,33023
17/09/99	17,4	629**		#VALOR!	#VALOR!
18/09/99	17,4	629**		#VALOR!	#VALOR!
19/09/99	17,4	629	674,1	4,403816	78,63956
20/09/99	17,4	629	674	4,387917	78,35567
21/09/99	17,4	629	674,1	4,403816	78,63956
22/09/99	17,4	629	673,8	4,356121	77,78787
23/09/99	17,4	629	673,6	4,324324	77,22008

**TABELA C.2 - Massa diária, massa seca, absorção por imersão após fervura e GS -
Testemunho PI5**

Testemunho PI5		Absorção por imersão após fervura = 6,31 %			
Data	M. sil.	M. seco	M. dia	Teor um.	GS
07/10/98	20	607,3	659,1	5,236292	82,98402
08/10/98	20	607,3	658,1	5,071629	80,37446
09/10/98	20	607,3	657,6	4,989297	79,06968
10/10/98	20	607,3	657,1	4,906965	77,7649
11/10/98	20	607,3	*****	#VALOR!	#VALOR!
12/10/98	20	607,3	*****	#VALOR!	#VALOR!
13/10/98	20	607,3	656,1	4,742302	75,15534
14/10/98	20	607,3	656	4,725836	74,89438
15/10/98	20	607,3	655,8	4,692903	74,37247
16/10/98	20	607,3	655,9	4,709369	74,63343
17/10/98	20	607,3	655,5	4,643504	73,5896
18/10/98	20	607,3	*****	#VALOR!	#VALOR!
19/10/98	20	607,3	*****	#VALOR!	#VALOR!

20/10/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
21/10/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
22/10/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
23/10/98	20	607,3		654,3	4,445908	70,45813
24/10/98	20	607,3		654,6	4,495307	71,241
25/10/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
26/10/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
27/10/98	20	607,3		655,5	4,643504	73,5896
28/10/98	20	607,3		655	4,561172	72,28482
29/10/98	20	607,3		656,1	4,742302	75,15534
30/10/98	20	607,3		655,3	4,610571	73,06769
31/10/98	20	607,3		655,1	4,577639	72,54578
****	*****	****	*****		#VALOR!	#VALOR!
18/11/98	20	607,3		656,2	4,758768	75,4163
19/11/98	20	607,3		655,8	4,692903	74,37247
20/11/98	20	607,3		655,5	4,643504	73,5896
21/11/98	20	607,3		655,3	4,610571	73,06769
22/11/98	20	607,3		655,2	4,594105	72,80674
23/11/98	20	607,3		655,2	4,594105	72,80674
24/11/98	20	607,3		655,3	4,610571	73,06769
25/11/98	20	607,3		657,4	4,956364	78,54777
26/11/98	20	607,3		656,3	4,775235	75,67725
27/11/98	20	607,3		655,4	4,627038	73,32865
28/11/98	20	607,3		655,2	4,594105	72,80674
29/11/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
30/11/98	20	607,3		655,1	4,577639	72,54578
01/12/98	20	607,3	*****		#VALOR!	#VALOR!
02/12/98	20	607,3		654,5	4,478841	70,98004
****			****			--
25/01/99	20	607,3		655,6	4,65997	73,85056
26/01/99	20	607,3		654,7	4,511773	71,50196
****			****		#VALOR!	#VALOR!
03/02/99	20	607,3		654,9	4,544706	72,02387
04/02/99	20	607,3		654,4	4,462374	70,71909
05/02/99	20	607,3		654,2	4,429442	70,19718
06/02/99	20	607,3		654	4,396509	69,67526
07/02/99	20	607,3	CHUVA		#VALOR!	#VALOR!
08/02/99	20	607,3		654,8	4,52824	71,76291
09/02/99	20	607,3		654,4	4,462374	70,71909
10/02/99	20	607,3		654	4,396509	69,67526
11/02/99	20	607,3		653,8	4,363576	69,15335
12/02/99	20	607,3		653,6	4,330644	68,63144
13/02/99	20	607,3		653,7	4,34711	68,8924
14/02/99	20	607,3		655,1	4,577639	72,54578
15/02/99	20	607,3		654,4	4,462374	70,71909
16/02/99	20	607,3		654,7	4,511773	71,50196
17/02/99	20	607,3		654,6	4,495307	71,241
18/02/99	20	607,3		654,4	4,462374	70,71909
19/02/99	20	607,3		654,1	4,412975	69,93622
20/02/99	20	607,3		653,6	4,330644	68,63144
21/02/99	20	607,3		653,7	4,34711	68,8924

22/02/99	20	607,3	653,6	4,330644	68,63144
23/02/99	20	607,3	653,7	4,34711	68,8924
24/02/99	20	607,3	653,8	4,363576	69,15335
25/02/99	20	607,3	653,9	4,380043	69,41431
26/02/99	20	607,3	653,7	4,34711	68,8924
27/02/99	20	607,3	653,6	4,330644	68,63144
28/02/99	20	607,3	653,6	4,330644	68,63144
01/03/99	20	607,3	653,6	4,330644	68,63144
02/03/99	20	607,3	653,9	4,380043	69,41431
03/03/99	20	607,3	653,7	4,34711	68,8924
04/03/99	20	607,3	655,1	4,577639	72,54578
05/03/99	20	607,3	654,4	4,462374	70,71909
06/03/99	20	607,3	654,2	4,429442	70,19718
07/03/99	20	607,3	653,9	4,380043	69,41431
08/03/99	20	607,3	654	4,396509	69,67526
09/03/99	20	607,3	654	4,396509	69,67526
10/03/99	20	607,3	654	4,396509	69,67526
11/03/99	20	607,3	653,9	4,380043	69,41431
12/03/99	20	607,3	653,7	4,34711	68,8924
13/03/99	20	607,3	653,4	4,297711	68,10953
14/03/99	20	607,3	653,2	4,264779	67,58762
15/03/99	20	607,3	653,3	4,281245	67,84857
16/03/99	20	607,3	653,4	4,297711	68,10953
17/03/99	20	607,3	653,4	4,297711	68,10953
18/03/99	20	607,3	653,3	4,281245	67,84857
19/03/99	20	607,3	654,6	4,495307	71,241
****	****	****	****	****	****
13/07/99	15,1	607,3	649,5	4,462374	70,71909
****	****	****	****	****	****
23/08/99	15,1	607,3	655,2	5,400955	85,59358
24/08/99	15,1	607,3	655,3	5,417421	85,85454
25/08/99	15,1	607,3	655,1	5,384489	85,33263
26/08/99	15,1	607,3	654,6	5,302157	84,02785
27/08/99	15,1	607,3	654	5,203359	82,46211
28/08/99	15,1	607,3	653,7	5,15396	81,67924
29/08/99	15,1	607,3	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
30/08/99	15,1	607,3	653,7	5,15396	81,67924
31/08/99	15,1	607,3	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
01/09/99	15,1	607,3	656,2	5,565618	88,20314
02/09/99	15,1	607,3	657,1	5,713815	90,55175
03/09/99	15,1	607,3	657,1	5,713815	90,55175
04/09/99	15,1	607,3	657,4	5,763214	91,33462
05/09/99	15,1	607,3	658,2	5,894945	93,42226
06/09/99	15,1	607,3	658,3	5,911411	93,68322
07/09/99	15,1	607,3	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
08/09/99	15,1	607,3	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
09/09/99	15,1	607,3	658	5,862012	92,90035
10/09/99	15,1	607,3	656,9	5,680883	90,02984
11/09/99	15,1	607,3	656	5,532686	87,68123
12/09/99	15,1	607,3	**	#VALOR!	#VALOR!
13/09/99	15,1	607,3	655,4	5,433888	86,11549

14/09/99	15,1	607,3	655,4	5,433888	86,11549
15/09/99	15,1	607,3	655,3	5,417421	85,85454
16/09/99	15,1	607,3	654,4	5,269224	83,50593
17/09/99	15,1	607,3	**	#VALOR!	#VALOR!
18/09/99	15,1	607,3	**	#VALOR!	#VALOR!
19/09/99	15,1	607,3	652,9	5,02223	79,59159
20/09/99	15,1	607,3	652,8	5,005763	79,33064
21/09/99	15,1	607,3	653	5,038696	79,85255
22/09/99	15,1	607,3	652,6	4,972831	78,80873
23/09/99	15,1	607,3	652,4	4,939898	78,28681

TABELA C.3 - Massa diária, massa seca, absorção por imersão após fervura e GS - Testemunho PS6

Testemunho PS6		Absorção por imersão após fervura = 6,71 %			
Data	M. sil.	M. seco	M. dia	Teor um.	GS
07/10/98	23,4	586,7	627,3	2,931652	43,69078
08/10/98	23,4	586,7	626,9	2,863474	42,67472
09/10/98	23,4	586,7	627	2,880518	42,92874
10/10/98	23,4	586,7	626,7	2,829385	42,16669
11/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
12/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
13/10/98	23,4	586,7	626,2	2,744162	40,89661
14/10/98	23,4	586,7	626,2	2,744162	40,89661
15/10/98	23,4	586,7	626,1	2,727118	40,64259
16/10/98	23,4	586,7	626,3	2,761207	41,15062
17/10/98	23,4	586,7	626,1	2,727118	40,64259
18/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
19/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
20/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
21/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
22/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
23/10/98	23,4	586,7	625,1	2,556673	38,10243
24/10/98	23,4	586,7	625,5	2,624851	39,11849
25/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
26/10/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
27/10/98	23,4	586,7	626,5	2,795296	41,65865
28/10/98	23,4	586,7	626	2,710073	40,38857
29/10/98	23,4	586,7	628,7	3,170274	47,24701
30/10/98	23,4	586,7	627,9	3,033919	45,21488
31/10/98	23,4	586,7	627,7	2,99983	44,70685
****	*****	****	*****	#VALOR!	#VALOR!
18/11/98	23,4	586,7	631,8	3,698653	55,12151
19/11/98	23,4	586,7	631,4	3,630476	54,10545
20/11/98	23,4	586,7	631,1	3,579342	53,3434
21/11/98	23,4	586,7	631	3,562298	53,08938
22/11/98	23,4	586,7	630,8	3,528209	52,58135
23/11/98	23,4	586,7	630,8	3,528209	52,58135

24/11/98	23,4	586,7	630,9	3,545253	52,83537
25/11/98	23,4	586,7	636,1	4,431566	66,04421
26/11/98	23,4	586,7	635	4,244077	63,25003
27/11/98	23,4	586,7	634	4,073632	60,70987
28/11/98	23,4	586,7	633,9	4,056588	60,45585
29/11/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
30/11/98	23,4	586,7	633,7	4,022499	59,94782
01/12/98	23,4	586,7	*****	#VALOR!	#VALOR!
02/12/98	23,4	586,7	633,2	3,937276	58,67774
****			****		-
25/01/99	23,4	586,7	638,4	4,82359	71,88658
26/01/99	23,4	586,7	637,3	4,6361	69,0924
****			****	#VALOR!	#VALOR!
03/02/99	23,4	586,7	637,7	4,704278	70,10847
04/02/99	23,4	586,7	637,2	4,619056	68,83839
05/02/99	23,4	586,7	636,9	4,567922	68,07634
06/02/99	23,4	586,7	636,7	4,533833	67,56831
07/02/99	23,4	586,7	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
08/02/99	23,4	586,7	637,8	4,721323	70,36248
09/02/99	23,4	586,7	637,3	4,6361	69,0924
10/02/99	23,4	586,7	636,8	4,550878	67,82232
11/02/99	23,4	586,7	636,6	4,516789	67,31429
12/02/99	23,4	586,7	636,2	4,448611	66,29822
13/02/99	23,4	586,7	636,4	4,4827	66,80626
14/02/99	23,4	586,7	638,5	4,840634	72,1406
15/02/99	23,4	586,7	637,6	4,687234	69,85445
16/02/99	23,4	586,7	637,7	4,704278	70,10847
17/02/99	23,4	586,7	637,7	4,704278	70,10847
18/02/99	23,4	586,7	637,5	4,670189	69,60044
19/02/99	23,4	586,7	637,1	4,602011	68,58437
20/02/99	23,4	586,7	636,5	4,499744	67,06027
21/02/99	23,4	586,7	636,5	4,499744	67,06027
22/02/99	23,4	586,7	636,4	4,4827	66,80626
23/02/99	23,4	586,7	636,5	4,499744	67,06027
24/02/99	23,4	586,7	636,6	4,516789	67,31429
25/02/99	23,4	586,7	636,7	4,533833	67,56831
26/02/99	23,4	586,7	636,6	4,516789	67,31429
27/02/99	23,4	586,7	636,4	4,4827	66,80626
28/02/99	23,4	586,7	636,3	4,465655	66,55224
01/03/99	23,4	586,7	636,5	4,499744	67,06027
02/03/99	23,4	586,7	636,6	4,516789	67,31429
03/03/99	23,4	586,7	636,5	4,499744	67,06027
04/03/99	23,4	586,7	638,1	4,772456	71,12453
05/03/99	23,4	586,7	637,5	4,670189	69,60044
06/03/99	23,4	586,7	637,2	4,619056	68,83839
07/03/99	23,4	586,7	636,8	4,550878	67,82232
08/03/99	23,4	586,7	636,9	4,567922	68,07634
09/03/99	23,4	586,7	636,9	4,567922	68,07634
10/03/99	23,4	586,7	636,8	4,550878	67,82232
11/03/99	23,4	586,7	636,7	4,533833	67,56831
12/03/99	23,4	586,7	636,5	4,499744	67,06027

13/03/99	23,4	586,7	636,2	4,448611	66,29822
14/03/99	23,4	586,7	636	4,414522	65,79019
15/03/99	23,4	586,7	636,2	4,448611	66,29822
16/03/99	23,4	586,7	636,2	4,448611	66,29822
17/03/99	23,4	586,7	636,2	4,448611	66,29822
18/03/99	23,4	586,7	636,1	4,431566	66,04421
19/03/99	23,4	586,7	637,7	4,704278	70,10847
****	****	****	****	****	****
13/07/99	18,9	586,7	644,7	6,664394	99,32033
****	****	****	****	****	****
23/08/99	18,9	586,7	639,2	5,726947	85,34944
24/08/99	18,9	586,7	639,4	5,761036	85,85747
25/08/99	18,9	586,7	639,3	5,743992	85,60345
26/08/99	18,9	586,7	638,8	5,658769	84,33337
27/08/99	18,9	586,7	638,3	5,573547	83,06329
28/08/99	18,9	586,7	638,1	5,539458	82,55526
29/08/99	18,9	586,7	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
30/08/99	18,9	586,7	638,2	5,556502	82,80928
31/08/99	18,9	586,7	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
01/09/99	18,9	586,7	640,6	5,96557	88,90567
02/09/99	18,9	586,7	641,4	6,101926	90,93779
03/09/99	18,9	586,7	641,4	6,101926	90,93779
04/09/99	18,9	586,7	641,8	6,170104	91,95386
05/09/99	18,9	586,7	642,4	6,272371	93,47796
06/09/99	18,9	586,7	642,3	6,255326	93,22394
07/09/99	18,9	586,7	**	#VALOR!	#VALOR!
08/09/99	18,9	586,7	**	#VALOR!	#VALOR!
09/09/99	18,9	586,7	641,6	6,136015	91,44583
10/09/99	18,9	586,7	640,7	5,982615	89,15968
11/09/99	18,9	586,7	639,9	5,846259	87,12755
12/09/99	18,9	586,7	**	#VALOR!	#VALOR!
13/09/99	18,9	586,7	639,7	5,81217	86,61952
14/09/99	18,9	586,7	639,7	5,81217	86,61952
15/09/99	18,9	586,7	639,8	5,829214	86,87354
16/09/99	18,9	586,7	638,9	5,675814	84,58739
17/09/99	18,9	586,7	**	#VALOR!	#VALOR!
18/09/99	18,9	586,7	**	#VALOR!	#VALOR!
19/09/99	18,9	586,7	637,8	5,488325	81,79321
20/09/99	18,9	586,7	637,8	5,488325	81,79321
21/09/99	18,9	586,7	638	5,522413	82,30124
22/09/99	18,9	586,7	637,7	5,47128	81,5392
23/09/99	18,9	586,7	637,4	5,420147	80,77715

TABELA C.4 - Massa diária, massa seca, absorção por imersão após fervura e GS -
Testemunho PS5

Testemunho PS5		Absorção por imersão após fervura = 6,7 %			
Data	M. sil.	M. seco	M. dia	Teor um.	GS
07/10/98	30,5	1179,9	1278,6	5,781765	86,29499
08/10/98	30,5	1179,9	1277,8	5,713961	85,283
09/10/98	30,5	1179,9	1277,5	5,688535	84,90351
10/10/98	30,5	1179,9	1277,2	5,663109	84,52401
11/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
12/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
13/10/98	30,5	1179,9	1276,7	5,620732	83,89152
14/10/98	30,5	1179,9	1276,6	5,612256	83,76502
15/10/98	30,5	1179,9	1276,5	5,603781	83,63852
16/10/98	30,5	1179,9	1276,5	5,603781	83,63852
17/10/98	30,5	1179,9	1276,3	5,58683	83,38552
18/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
19/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
20/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
21/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
22/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
23/10/98	30,5	1179,9	1274,8	5,459699	81,48804
24/10/98	30,5	1179,9	1275	5,476649	81,74104
25/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
26/10/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
27/10/98	30,5	1179,9	1276,7	5,620732	83,89152
28/10/98	30,5	1179,9	1276	5,561404	83,00602
29/10/98	30,5	1179,9	1277,2	5,663109	84,52401
30/10/98	30,5	1179,9	1276,2	5,578354	83,25902
31/10/98	30,5	1179,9	1275,8	5,544453	82,75303
****	*****	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
18/11/98	30,5	1179,9	1276,4	5,595305	83,51202
19/11/98	30,5	1179,9	1275,9	5,552928	82,87952
20/11/98	30,5	1179,9	1275,6	5,527502	82,50003
21/11/98	30,5	1179,9	1275,4	5,510551	82,24703
22/11/98	30,5	1179,9	1275,3	5,502076	82,12053
23/11/98	30,5	1179,9	1275,3	5,502076	82,12053
24/11/98	30,5	1179,9	1275,4	5,510551	82,24703
25/11/98	30,5	1179,9	1278,2	5,747863	85,789
26/11/98	30,5	1179,9	1277,1	5,654633	84,39751
27/11/98	30,5	1179,9	1275,9	5,552928	82,87952
28/11/98	30,5	1179,9	1275,8	5,544453	82,75303
29/11/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
30/11/98	30,5	1179,9	1275,6	5,527502	82,50003
01/12/98	30,5	1179,9	****	#VALOR!	#VALOR!
02/12/98	30,5	1179,9	1275	5,476649	81,74104
****			****		--
25/01/99	30,5	1179,9	1276	5,561404	83,00602
26/01/99	30,5	1179,9	1275	5,476649	81,74104
****			****	#VALOR!	#VALOR!

03/02/99	30,5	1179,9	1275,1	5,485125	81,86753
04/02/99	30,5	1179,9	1274,6	5,442748	81,23504
05/02/99	30,5	1179,9	1274,3	5,417321	80,85554
06/02/99	30,5	1179,9	1274,1	5,400371	80,60255
07/02/99	30,5	1179,9	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
08/02/99	30,5	1179,9	1275,1	5,485125	81,86753
09/02/99	30,5	1179,9	1274,6	5,442748	81,23504
10/02/99	30,5	1179,9	1274,2	5,408846	80,72904
11/02/99	30,5	1179,9	1273,9	5,38342	80,34955
12/02/99	30,5	1179,9	1273,6	5,357993	79,97005
13/02/99	30,5	1179,9	1273,7	5,366469	80,09655
14/02/99	30,5	1179,9	1275,4	5,510551	82,24703
15/02/99	30,5	1179,9	1274,7	5,451223	81,36154
16/02/99	30,5	1179,9	1274,9	5,468174	81,61454
17/02/99	30,5	1179,9	1274,8	5,459699	81,48804
18/02/99	30,5	1179,9	1274,6	5,442748	81,23504
19/02/99	30,5	1179,9	1274,3	5,417321	80,85554
20/02/99	30,5	1179,9	1273,7	5,366469	80,09655
21/02/99	30,5	1179,9	1273,7	5,366469	80,09655
22/02/99	30,5	1179,9	1273,7	5,366469	80,09655
23/02/99	30,5	1179,9	1273,9	5,38342	80,34955
24/02/99	30,5	1179,9	1273,9	5,38342	80,34955
25/02/99	30,5	1179,9	1274,1	5,400371	80,60255
26/02/99	30,5	1179,9	1273,9	5,38342	80,34955
27/02/99	30,5	1179,9	1273,8	5,374944	80,22305
28/02/99	30,5	1179,9	1273,7	5,366469	80,09655
01/03/99	30,5	1179,9	1273,8	5,374944	80,22305
02/03/99	30,5	1179,9	1274	5,391895	80,47605
03/03/99	30,5	1179,9	1273,9	5,38342	80,34955
04/03/99	30,5	1179,9	1275,4	5,510551	82,24703
05/03/99	30,5	1179,9	1274,7	5,451223	81,36154
06/03/99	30,5	1179,9	1274,4	5,425797	80,98204
07/03/99	30,5	1179,9	1274	5,391895	80,47605
08/03/99	30,5	1179,9	1274,2	5,408846	80,72904
09/03/99	30,5	1179,9	1274,2	5,408846	80,72904
10/03/99	30,5	1179,9	1274,2	5,408846	80,72904
11/03/99	30,5	1179,9	1274,1	5,400371	80,60255
12/03/99	30,5	1179,9	1273,9	5,38342	80,34955
13/03/99	30,5	1179,9	1273,5	5,349518	79,84355
14/03/99	30,5	1179,9	1273,4	5,341043	79,71705
15/03/99	30,5	1179,9	1273,5	5,349518	79,84355
16/03/99	30,5	1179,9	1273,5	5,349518	79,84355
17/03/99	30,5	1179,9	1273,5	5,349518	79,84355
18/03/99	30,5	1179,9	1273,4	5,341043	79,71705
19/03/99	30,5	1179,9	1274,8	5,459699	81,48804

**TABELA C.5 - Massa diária, massa seca, absorção por imersão após fervura e GS -
Testemunho PS1**

Testemunho PS1		Absorção por imersão após fervura = 4,75 %			
Data	M. sil.	M. seco	M. dia	Teor um.	GS
07/10/98	45,4	1172,8	1232,1	1,185198	24,95153
08/10/98	45,4	1172,8	1231,7	1,151091	24,2335
09/10/98	45,4	1172,8	1231,5	1,134038	23,87449
10/10/98	45,4	1172,8	1231,1	1,099932	23,15646
11/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
12/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
13/10/98	45,4	1172,8	1230,4	1,040246	21,89991
14/10/98	45,4	1172,8	1230,3	1,031719	21,7204
15/10/98	45,4	1172,8	1230,2	1,023192	21,54089
16/10/98	45,4	1172,8	1230,2	1,023192	21,54089
17/10/98	45,4	1172,8	1229,9	0,997613	21,00237
18/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
19/10/98	45,4	1172,8	***	#VALOR!	#VALOR!
20/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
21/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
22/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
23/10/98	45,4	1172,8	1228,8	0,90382	19,02779
24/10/98	45,4	1172,8	1229,3	0,946453	19,92532
25/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
26/10/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
27/10/98	45,4	1172,8	1230,9	1,082879	22,79744
28/10/98	45,4	1172,8	1230,4	1,040246	21,89991
29/10/98	45,4	1172,8	1232	1,176671	24,77203
30/10/98	45,4	1172,8	1231,3	1,116985	23,51547
31/10/98	45,4	1172,8	1231	1,091405	22,97695
****	****	****	****	#VALOR!	#VALOR!
18/11/98	45,4	1172,8	1234,2	1,364256	28,72119
19/11/98	45,4	1172,8	1233,8	1,33015	28,00316
20/11/98	45,4	1172,8	1233,6	1,313097	27,64414
21/11/98	45,4	1172,8	1233,5	1,30457	27,46464
22/11/98	45,4	1172,8	1233,4	1,296044	27,28513
23/11/98	45,4	1172,8	1233,4	1,296044	27,28513
24/11/98	45,4	1172,8	1233,6	1,313097	27,64414
25/11/98	45,4	1172,8	1237,1	1,611528	33,9269
26/11/98	45,4	1172,8	1236,1	1,526262	32,13183
27/11/98	45,4	1172,8	1235,2	1,449523	30,51626
28/11/98	45,4	1172,8	1235,2	1,449523	30,51626
29/11/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
30/11/98	45,4	1172,8	1235,1	1,440996	30,33676
01/12/98	45,4	1172,8	****	#VALOR!	#VALOR!
02/12/98	45,4	1172,8	1234,6	1,398363	29,43922
****			****		--
25/01/99	45,4	1172,8	1238,8	1,75648	36,97853
26/01/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
****			****	#VALOR!	#VALOR!

03/02/99	45,4	1172,8	1238,7	1,747954	36,79902
04/02/99	45,4	1172,8	1238,2	1,705321	35,90149
05/02/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
06/02/99	45,4	1172,8	1237,9	1,679741	35,36296
07/02/99	45,4	1172,8	CHUVA	#VALORI	#VALORI
08/02/99	45,4	1172,8	1238,7	1,747954	36,79902
09/02/99	45,4	1172,8	1238,4	1,722374	36,2605
10/02/99	45,4	1172,8	1238	1,688267	35,54247
11/02/99	45,4	1172,8	1237,9	1,679741	35,36296
12/02/99	45,4	1172,8	1237,6	1,654161	34,82444
13/02/99	45,4	1172,8	1237,8	1,671214	35,18346
14/02/99	45,4	1172,8	1239,2	1,790587	37,69656
15/02/99	45,4	1172,8	1238,6	1,739427	36,61952
16/02/99	45,4	1172,8	1238,7	1,747954	36,79902
17/02/99	45,4	1172,8	1238,8	1,75648	36,97853
18/02/99	45,4	1172,8	1238,6	1,739427	36,61952
19/02/99	45,4	1172,8	1238,3	1,713847	36,08099
20/02/99	45,4	1172,8	1237,9	1,679741	35,36296
21/02/99	45,4	1172,8	1237,9	1,679741	35,36296
22/02/99	45,4	1172,8	1237,9	1,679741	35,36296
23/02/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
24/02/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
25/02/99	45,4	1172,8	1238,3	1,713847	36,08099
26/02/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
27/02/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
28/02/99	45,4	1172,8	1238	1,688267	35,54247
01/03/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
02/03/99	45,4	1172,8	1238,3	1,713847	36,08099
03/03/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
04/03/99	45,4	1172,8	1239,3	1,799113	37,87607
05/03/99	45,4	1172,8	1238,8	1,75648	36,97853
06/03/99	45,4	1172,8	1238,6	1,739427	36,61952
07/03/99	45,4	1172,8	1238,4	1,722374	36,2605
08/03/99	45,4	1172,8	1238,5	1,7309	36,44001
09/03/99	45,4	1172,8	1238,5	1,7309	36,44001
10/03/99	45,4	1172,8	1238,5	1,7309	36,44001
11/03/99	45,4	1172,8	1238,5	1,7309	36,44001
12/03/99	45,4	1172,8	1238,3	1,713847	36,08099
13/03/99	45,4	1172,8	1238	1,688267	35,54247
14/03/99	45,4	1172,8	1237,9	1,679741	35,36296
15/03/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
16/03/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
17/03/99	45,4	1172,8	1238,2	1,705321	35,90149
18/03/99	45,4	1172,8	1238,1	1,696794	35,72198
19/03/99	45,4	1172,8	1239,2	1,790587	37,69656

**TABELA C.6 - Massa diária, massa seca, absorção por imersão após fervura e GS -
Testemunho PI1**

Testemunho PI1		Absorção por imersão após fervura = 4,77 %			
Data	M. sil.	M. seco	M. dia	Teor um.	GS
07/10/98	0	1261	1306,1	3,576527	74,97959
08/10/98	0	1261	1305,1	3,497224	73,31707
09/10/98	0	1261	1304,9	3,481364	72,98457
10/10/98	0	1261	1304,3	3,433783	71,98706
11/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
12/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
13/10/98	0	1261	1302,8	3,31483	69,49328
14/10/98	0	1261	1302,5	3,291039	68,99453
15/10/98	0	1261	1302,3	3,275178	68,66202
16/10/98	0	1261	1302,4	3,283109	68,82827
17/10/98	0	1261	1301,7	3,227597	67,66451
18/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
19/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
20/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
21/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
22/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
23/10/98	0	1261	1298,6	2,981761	62,5107
24/10/98	0	1261	1301,3	3,195876	66,9995
25/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
26/10/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
27/10/98	0	1261	1307,1	3,655829	76,64211
28/10/98	0	1261	1305,3	3,513085	73,64958
29/10/98	0	1261	1308,5	3,766852	78,96964
30/10/98	0	1261	1306,3	3,592387	75,3121
31/10/98	0	1261	1305,1	3,497224	73,31707
****	*****	****	*****	#VALOR!	#VALOR!
18/11/98	0	1261	1310,4	3,917526	82,12842
19/11/98	0	1261	1309	3,806503	79,8009
20/11/98	0	1261	1308	3,727201	78,13838
21/11/98	0	1261	1307,2	3,663759	76,80836
22/11/98	0	1261	1306,7	3,624108	75,9771
23/11/98	0	1261	1306,4	3,600317	75,47835
24/11/98	0	1261	1306,2	3,584457	75,14584
25/11/98	0	1261	1313,6	4,171293	87,44848
26/11/98	0	1261	1311,3	3,988898	83,62469
27/11/98	0	1261	1308,8	3,790642	79,46839
28/11/98	0	1261	1307,8	3,71134	77,80587
29/11/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
30/11/98	0	1261	1306,8	3,632038	76,14336
01/12/98	0	1261	*****	#VALOR!	#VALOR!
02/12/98	0	1261	1305	3,489294	73,15082
			****		--
25/01/99	0	1261	1306,8	3,632038	76,14336
26/01/99	0	1261	1305,3	3,513085	73,64958
****			****	#VALOR!	#VALOR!

03/02/99	0	1261	1305,7	3,544806	74,31459
04/02/99	0	1261	1304,6	3,457573	72,48581
05/02/99	0	1261	1304,2	3,425852	71,82081
06/02/99	0	1261	1303,6	3,378271	70,8233
07/02/99	0	1261	CHUVA	#VALOR!	#VALOR!
08/02/99	0	1261	1305,3	3,513085	73,64958
09/02/99	0	1261	1304,3	3,433783	71,98706
10/02/99	0	1261	1303,6	3,378271	70,8233
11/02/99	0	1261	1303	3,33069	69,82578
12/02/99	0	1261	1302,4	3,283109	68,82827
13/02/99	0	1261	1302,5	3,291039	68,99453
14/02/99	0	1261	1305,3	3,513085	73,64958
15/02/99	0	1261	1304,2	3,425852	71,82081
16/02/99	0	1261	1304,3	3,433783	71,98706
17/02/99	0	1261	1304,2	3,425852	71,82081
18/02/99	0	1261	1303,7	3,386201	70,98955
19/02/99	0	1261	1303,1	3,33862	69,99204
20/02/99	0	1261	1302,2	3,267248	68,49577
21/02/99	0	1261	1302,2	3,267248	68,49577
22/02/99	0	1261	1302	3,251388	68,16327
23/02/99	0	1261	1302,4	3,283109	68,82827
24/02/99	0	1261	1302,4	3,283109	68,82827
25/02/99	0	1261	1302,7	3,306899	69,32703
26/02/99	0	1261	1302,5	3,291039	68,99453
27/02/99	0	1261	1302,3	3,275178	68,66202
28/02/99	0	1261	1302	3,251388	68,16327
01/03/99	0	1261	1302,1	3,259318	68,32952
02/03/99	0	1261	1302,4	3,283109	68,82827
03/03/99	0	1261	1302,2	3,267248	68,49577
04/03/99	0	1261	1304	3,409992	71,4883
05/03/99	0	1261	1303,3	3,354481	70,32454
06/03/99	0	1261	1303	3,33069	69,82578
07/03/99	0	1261	1302,4	3,283109	68,82827
08/03/99	0	1261	1302,5	3,291039	68,99453
09/03/99	0	1261	1302,5	3,291039	68,99453
10/03/99	0	1261	1302,5	3,291039	68,99453
11/03/99	0	1261	1302,3	3,275178	68,66202
12/03/99	0	1261	1302,1	3,259318	68,32952
13/03/99	0	1261	1301,5	3,211737	67,33201
14/03/99	0	1261	1301,2	3,187946	66,83325
15/03/99	0	1261	1301,3	3,195876	66,9995
16/03/99	0	1261	1301,3	3,195876	66,9995
17/03/99	0	1261	1301,4	3,203807	67,16575
18/03/99	0	1261	1301,2	3,187946	66,83325
19/03/99	0	1261	1303,4	3,362411	70,49079