

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA**

**MEDIÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO E A DIFUSÃO DE ÍONS
CLORETO EM CONCRETOS EXECUTADOS COM CIMENTO DE
ALTA RESISTÊNCIA INICIAL**

FELIPE TREZ RODRIGUES

Dissertação apresentada à Comissão de Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: André Tavares da Cunha Guimarães,
Dr. em Engenharia Civil.

Rio Grande, julho de 2009.

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

“As grandes esperanças fazem os grandes homens.”

(Thomas Fuller)

AGRADECIMENTOS

Ao meu Orientador, Prof. André Tavares da Cunha Guimarães, pelos conhecimentos passados com total dedicação e paciência e por ter sido presente, interessado e amigo durante toda a elaboração deste trabalho.

A todos os colegas e professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, pelo agradável convívio e pela troca de conhecimentos.

À nossa secretária, Nilza, pela especial atenção que dá a cada aluno do curso.

À CAPES – Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – pelo suporte financeiro concedido no decorrer de meus estudos.

À Universidade de Alicante, em especial ao Prof. Dr. Miguel Ángel Climent Llorca, pela realização dos ensaios de teor de cloreto e pela contribuição nas discussões deste trabalho.

Ao Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, em especial à Prof. Dra. Carmen Andrade pela realização dos desgastes dos corpos de prova.

À minha querida mãe, Sra. Carmen Berta, pelas incontáveis horas de carinho e atenção; por ser exemplo de pessoa e exemplo de mãe; por ficar tão feliz ao ver o meu sucesso.

Ao meu pai, Sr. Francisco, por ter sempre me incentivado a aprender mais e a lutar por meus sonhos.

Aos meus avós, Sr. Ernesto (*in memoriam*) e D. Maria, pelos inesquecíveis ensinamentos, fundamentais para minha formação pessoal e profissional.

À minha namorada, Cynthia, pelo amor, alegria e companheirismo de todos os dias.

Aos demais amigos e familiares que me ajudaram, de alguma forma, nesta conquista.

RESUMO

A durabilidade do concreto armado é objeto de estudo e preocupação de pesquisadores e engenheiros de diversos países. Objetivando a maior precisão na previsão de vida útil das estruturas de concreto armado, alguns pesquisadores desenvolveram métodos de ensaio, buscando a influência do grau de saturação (GS) na difusão de íons cloreto, comprovando que o valor do GS está ligado diretamente à penetração de cloretos no interior de estruturas próximas à atmosfera marinha.

Neste trabalho, foi verificada a variação do grau de saturação para concretos executados com cimento de alta resistência inicial e resistente a sulfato e a influência desta variação na difusão dos íons cloreto, sendo criado, assim, um modelo. Para estabelecer o mencionado modelo, foram moldados corpos de prova com diferentes traços de concreto, contaminados com cloretos, expostos a diferentes graus de saturação e analisados quanto ao teor de cloretos em cada camada de cada corpo de prova. Analisando-se estes perfis, obteve-se o coeficiente de difusão para os graus de saturação de cada traço. Com a moldagem de outros corpos de prova de traços semelhantes aos executados anteriormente e exposição a diferentes orientações solares, foi possível a comparação do grau de saturação com estação do ano, posicionamento geográfico e posição da superfície exposta em relação à superfície de concretagem. De posse dos dados obtidos a partir desses objetivos parciais, foi atingido o objetivo principal, obtendo-se um modelo, ou nomograma, capaz de possibilitar a obtenção do coeficiente de redução do coeficiente de difusão do concreto em função do grau de saturação a partir da resistência estimada do concreto executado com cimento ARI-RS.

Palavras-Chave: *concreto, cloreto, durabilidade, grau de saturação, vida útil*

ABSTRACT

The reinforced concrete's durability is highly studied and also an important concern of researches and engineers from many countries. It's already proved that the index value is directly bound to chloride's penetration in the interior of structures near by marine's atmosphere. Aiming a higher accuracy in forecast of armed concrete's structures service life, test's methods were developed by some researchers, with the purpose of seek for the influence of saturation degree on the diffusion of chloride's ions, proving that the saturation's degree's value is directly linked with the chlorides penetration inside structures near the marine atmosphere.

On this research, the variation of the saturation degree with the concrete made with high-early strength cement and it's influence on the diffusion of chloride's ions were verified, being created then, a model. In order to establish the mentioned model, test specimens were molded with different mixes of concrete which were contaminated with chlorides and also exposed to different saturation degrees and analyzed according to the chlorides content in each layer of each test specimen. By analyzing these profiles, was obtained the diffusion coefficient. By molding other test specimens with similar mixes to the previously made ones and exposing them to different solar orientations, it was able to compare saturation degree, seasons of the year, geographic position and exposed surface position according to the concrete casting surface. Having the data obtained from these partial points, the main point was reached, obtained a model or nomogram capable to give the obtaining of reduction coefficient of diffusion coefficient according to the saturation degree from the estimated strength of concrete made with high-early strength sulfate-resistant cement.

Keywords: *concrete, chloride, durability, saturation degree, service life*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	9
LISTA DE TABELAS.....	14
LISTA DE SÍMBOLOS.....	16
1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA	18
1.2 PESQUISAS NO PAÍS E NO EXTERIOR.....	18
1.3 OBJETIVOS.....	19
1.4 CONTEÚDO.....	20
2. AGENTES DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	21
2.1 VIDA ÚTIL.....	21
2.1.1 Carbonatação.....	23
2.1.2 Sulfatos.....	26
2.1.3 Cloretos.....	27
3. MECANISMOS DE TRANSPORTE QUE INFLUEM NA DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO.....	28
3.1 PENETRAÇÃO POR PERMEABILIDADE.....	28
3.2 ABSORÇÃO CAPILAR.....	29
3.3 MIGRAÇÃO.....	30
3.4 CONVECÇÃO.....	31
3.5 DIFUSÃO.....	31
4. FATORES QUE LEVAM À DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	35
4.1 LIXIVIAÇÃO.....	35

4.2 EFEITO DA TEMPERATURA.....	35
4.3 EFEITO DO OXIGÊNIO.....	36
4.4 ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO DE COBRIMENTO.....	38
4.5 TIPO DE CIMENTO.....	38
4.6 EXISTÊNCIA DE FISSURAS.....	39
4.7 GRAU DE SATURAÇÃO.....	39
5. EXPERIMENTO.....	52
5.1 MÉTODOS DE ENSAIO.....	52
5.1.1 Método de ensaio da influência do grau de saturação na difusão dos íons cloreto.....	52
5.1.2 Método de ensaio da variação do GS para diferentes micro-ambientes e tipos de concreto.....	54
5.2 MATERIAIS.....	57
6. RESULTADOS E NÁLISE.....	61
6.1 INFLUÊNCIA DO GS NA DIFUSÃO DE CLORETOS EM CONCRETOS COM DIFERENTES TRAÇOS.....	61
6.1.1 Análise dos resultados.....	65
6.1.2 Comparação de resultados.....	67
6.2 ENSAIO DE POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO (PIM)....	69
6.2.1. Resultados.....	69
6.2.2 Análise dos resultados do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM).....	70
6.2.2.1 Características dos concretos.....	71
6.2.2.2 Execução e análise dos gráficos.....	72
6.2.3 Comentários	77
6.3 VARIAÇÃO DO GS.....	77
6.4 REALIZAÇÃO DO MODELO PARA OBTENÇÃO DO R_{GS}.....	81
6.4.1 Comentários.....	82
7. CONTRIBUIÇÃO AO NOMOGRAMA DE GUIMARÃES (2005)...	84

8. SIMULAÇÕES.....	92
8.1 SIMULAÇÃO PARA CONCRETOS EXECUTADOS EM LOCAL AFASTADO 1,2 KM DO CAIS.....	92
8.1.1 Concreto executado com cimento ARI.....	92
8.1.2 Concreto executado com cimento pozolânico.....	93
8.2 SIMULAÇÃO PARA CONCRETOS EXECUTADOS NO CAIS.....	94
8.2.1 Concreto executado com cimento ARI.....	94
8.2.2 Concreto executado com cimento pozolânico.....	96
8.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	98
9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES À CONTINUIDADE DAS PESQUISAS.....	105
9.1 CONCLUSÕES.....	105
9.2 CONTINUIDADE DAS PESQUISAS.....	106
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	107
ANEXOS.....	111
ANEXO A - Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto.....	111
ANEXO B – Absorção, índice de vazios e massa específica dos testemunhos para ensaio de variação do GS para diversos tipos de concreto, tipo de superfície de ataque e orientação da face exposta.....	116
ANEXO C – Tabelas com os valores de D (m²/s) e D/D_{máx}.....	118
ANEXO D – Tabelas de GS para os grupos de CPs.....	119
ANEXO E – Valores medidos dos perfis de cloreto.....	121
ANEXO F – Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio.....	123
ANEXO G – A execução do modelo passo a passo.....	138

LISTA DE FIGURAS

	<i>Página</i>
Figura 2.1 - Processo de corrosão da armadura do concreto (TUUTTI, 1980).....	22
Figura 2.2 - Vida útil das estruturas de concreto armado em decorrência da corrosão da armadura (HELENE, 1994).....	23
Figura 4.1 - Pilha de corrosão (PORRERO, 1975 apud HELENE, 1994).....	36
Figura 4.2 - Relação entre coeficientes de difusão de pasta não saturada e da mesma pasta saturada e grau de saturação (MARTYS 1999).....	40
Figura 4.3 - Valores médios do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e intervalo de confiança na média do GS (confiança de 95%) (GUIMARÃES 2000).....	41
Figura 4.4 - Distribuição dos poros na pasta de cimento (MEHTA E MANMOHAN, 1980).....	42
Figura 4.5 - Rede de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes teores de umidade (GUIMARÃES, 2000).....	44
Figura 4.6 - Espessura da camada de água adsorvida nas paredes dos poros em função da U.R. (QUÉNARD E SALLÉE, 1992 apud GUIMARÃES, 2000).....	45
Figura 4.7 - Ensaio correlacionando o sentido do vapor de água com o coeficiente de difusão (MEHTA ET AL., 1992).....	46
Figura 4.8 - Relação entre os coeficientes de difusão e o coeficiente de difusão máximo (grupo saturado) – $D / D_{máx}$ (GUIMARÃES e HELENE, 2001)..	47
Figura 4.9 - Influência do GS na pasta de cimento (GUIMARÃES, 2000) e na argamassa (GUIMARÃES e HELENE, 2001).....	47
Figura 4.10 - Coeficiente de difusão (D) x GS (CLIMENT et al., 2002).....	48
Figura 4.11 - Coeficiente de difusão (D) x GS (NIELSEN e GEIKER, 2003).....	49
Figura 4.12 - Variação do coeficiente de difusão em função da variação do GS e da relação a/c. Argamassa peneirada de concreto com abatimento de tronco de cone de 110 mm, cimento pozolânico e adensamento manual (GUIMARÃES, 2005).....	50

Figura 4.13	- Variação do coeficiente de difusão em função da variação do GS e do abatimento de troco de cone. Argamassa peneirada de concreto com relação a/c de 0,54, cimento pozolânico e adensamento manual (GUIMARÃES, 2005).....	50
Figura 4.14	- Nomograma para obter o coeficiente de redução do coeficiente de difusão do cloreto - RGS – valor da média anual considerando a variação sazonal do GS. Concreto executado com cimento pozolânico, vibração manual, exposto no extremo sul do Brasil. (GUIMARÃES, 2005).....	51
Figura 5.1	- Corpos de prova de argamassa peneirada dos cinco traços de concreto estabilizado para graus de saturação de aproximadamente 50%, 75% e 90%.....	53
Figura 5.2	- Esquema da contaminação dos corpos de prova de argamassa peneirada de concreto para GS de 100%.....	54
Figura 5.3	- Posição de extração dos testemunhos.....	55
Figura 5.4	- Rack com testemunhos para medição do GS em função da variação sazonal e do posicionamento geográfico.....	56
Figura 5.5	- Distância dos corpos de prova estudados por Guimarães (2005), localizados na FURG até canal de acesso do porto de Rio Grande – RS. Adaptado de Google Earth.....	56
Figura 6.1	- Perfis dos grupos do Traço H1 ($a/c = 0,55$; abatimento = 9,5 cm).....	62
Figura 6.2	- Perfis dos grupos do Traço H2 ($a/c = 0,48$; abatimento = 10,0 cm).....	63
Figura 6.3	- Perfis dos grupos do Traço H3 ($a/c = 0,66$; abatimento = 9,5 cm).....	63
Figura 6.4	- Perfis dos grupos do Traço H4 ($a/c = 0,55$; abatimento = 22,5 cm).....	64
Figura 6.5	- Perfis dos grupos do Traço H5 ($a/c = 0,575$; abatimento = 1,8 cm).....	64
Figura 6.6	- Coeficiente de difusão X GS para concretos com diferentes relações a/c e abatimento = 100 ± 10 mm.....	65
Figura 6.7	- Coeficiente de difusão X GS para concretos com diferentes consistências e $a/c = 0,55$	65
Figura 6.8	- Relação entre GS e $D/D_{m\acute{a}x}$ para os traços H1, H2 e H3.....	66
Figura 6.9	- Relação entre GS e $D/D_{m\acute{a}x}$ para os traços H1, H4 e H5.....	67
Figura 6.10	- Comparação de resultados (VICENTE, 2006).....	67
Figura 6.11	- Comparação de resultados do presente trabalho com os resultados de Nielsen e Geiker (2003).....	68

Figura 6.12	- Variação de D/D_{max} em relação a variação do GS para concretos executados com cimento de alta resistência inicial (pesquisa atual) e com cimento pozolânico (GUIMARÃES e HELENE, 2007).....	69
Figura 6.13	- Resistência do concreto executado com cimento pozolânico aos 28 e aos 60 dias.....	72
Figura 6.14	- Resistência do concreto executado com cimento ARI-RS aos 28 e aos 60 dias.....	72
Figura 6.15	- Percentual de poros mais interligados x relação a/c de concretos executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H).....	73
Figura 6.16	- D_{crit} X relação a/c de concretos executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H).....	74
Figura 6.17	- Percentual de poros mais interligados X D_{crit} de concretos executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H).....	75
Figura 6.18	- Percentual de poros mais interligados X coeficiente de difusão de concretos saturados executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H).....	76
Figura 6.19	- D_{crit} x coeficiente de difusão de concretos saturados executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H).....	76
Figura 6.20	- Traçado de linha de tendência única para os cimentos ARI e pozolânico..	77
Figura 6.21	- Variação do GS médio por estação do ano em função da relação a/c e da consistência do concreto (testemunhos VC).....	78
Figura 6.22	- Variação do GS médio por estação do ano – traço 1 – testemunhos com diferentes superfícies de exposição em relação à superfície de concretagem posicionados verticalmente, com a face exposta orientada para o sul.....	79
Figura 6.23	- Variação do GS médio por estação do ano – traço 1 – testemunhos com superfícies expostas em diferentes micro-ambientes (testemunhos VC).....	80
Figura 6.24	- Nomograma para obter o coeficiente de redução do coeficiente de difusão do cloreto – R_{gs} – valor da média anual considerando a variação sazonal do GS. Concreto executado com cimento ARI, exposto no extremo sul do Brasil.....	82
Figura 7.1	- Esquema do posicionamento dos testemunhos de Guimarães (2000) e Bretanha (2004).....	85

Figura 7.2	- Resultados de GS obtidos por Bretanha (2004).....	86
Figura 7.3	- Retirada para pesagem dos testemunhos do paramento do cais do TECON (BRETANHA, 2004).....	86
Figura 7.4	- Testemunhos posicionados no paramento do cais (BRETANHA, 2004)...	87
Figura 7.5	- Testemunhos expostos com face vertical exposta em posição similar a face vertical do paramento do cais (GUIMARÃES, 2000).....	88
Figura 7.6	- Valores de R_{GS} estimados para concretos do traço P2 (GUIMARÃES 2005) juntos à costa marítima.....	88
Figura 7.7	- Valor de R_{GS} obtido do nomograma de Guimarães (2005) para concreto exposto a 1200 metros da costa.....	89
Figura 7.8	- Medida do grau de saturação médio ao longo do tempo, para concretos elaborados com cimento CPIV relação a/c 0,5 e expostos a 10, 100, 200 e 500 metros do mar. (MEIRA, 2004).....	90
Figura 7.9	- Diminuição do GS com o afastamento em relação ao mar.....	91
Figura 8.1	- Obtenção de R_{GS} no cais.....	95
Figura 8.2	- Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do canal do Rio Grande – RS (GUIMARÃES, 2000).....	97
Figura 8.3	- Estrutura em forma de tetrápode utilizada na ampliação dos molhes de Rio Grande –RS (GUIMARÃES ET AL., 2003).....	99
Figura 8.4	- Micro ambientes analisados (GUIMARÃES ET AL., 2003).....	99
Figura 8.5	- Croqui da estrutura de caixão e foto aérea de um molhe executado com ela (BERMÚDEZ, 2007).....	101
Figura 8.6	- Perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe E (BERMÚDEZ, 2007).....	103
Figura 8.7	- Perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe C (BERMÚDEZ, 2007).....	103
Figura 8.8	- Perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe G (BERMÚDEZ, 2007).....	104
Figura F.1	- Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H1.....	125
Figura F.2	- Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H2.....	128
Figura F.3	- Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H3.....	131
Figura F.4	- Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H4.....	134

Figura F.5	- Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H5.....	137
Figura G.1	- Primeiro passo para a execução do modelo.....	138
Figura G.2	- Modo como foi traçada a curva de resistência.....	140
Figura G.3	- Desenvolvimento do quadrante referente à consistência.....	141
Figura G.4	- Desenvolvimento do quadrante referente à superfície em relação à estrutura.....	142
Figura G.5	- Nomograma para obtenção do R_{GS} em função da resistência do concreto.....	143

LISTA DE TABELAS

	<i>Página</i>
Tabela 4.1 – Valores de GS e coeficiente de difusão efetivo para cada grupo de CP's (GUIMARÃES, 2000).....	41
Tabela 5.1 – Características do cimento utilizado.....	58
Tabela 5.2 – Características da areia empregada.....	59
Tabela 5.3 – Características da brita empregada.....	59
Tabela 5.4 – Traços, abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco.....	60
Tabela 5.5 – Resistência à compressão (MPa).....	60
Tabela 6.1 – Valores de tempo, D e Cs variando com GS	62
Tabela 6.2 – D_{crit} e percentual de poros acumulados em relação ao ponto de mudança brusca na curva de volume acumulado de poros– cimento de alta resistência inicial.....	70
Tabela 6.3 – Traços, abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco executado com cimento pozolânico (GUIMARÃES, 2005).....	71
Tabela 7.1 – Características do concreto estudado por Guimarães (2000).....	84
Tabela 7.2 – Valores de GS no paramento superior (GUIMARÃES, 2000).....	84
Tabela 8.1 – Cálculo do aumento do GS do concreto existente no paramento (P2) em relação ao experimentado no rack.....	94
Tabela 8.2 – Simulação do GS no paramento para o concreto H1.....	95
Tabela 8.3 – Tabela 8.3 – Tempo que leva para ocorrer a frente de ataque nos casos simulados.....	98
Tabela 8.4 – Perfil de cloretos (GUIMARÃES ET AL. 2003).....	100
Tabela 8.5 – Características dos concretos empregados nas estruturas dos molhes analisados (BERMÚDEZ, 2007).....	101
Tabela 8.6 – Coeficientes de difusão dos testemunhos dos molhes em análise (BERMÚDEZ, 2007).....	102
Tabela A.1 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H1.....	111
Tabela A.2 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H2.....	112
Tabela A.3 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova	

	de argamassa peneirada do concreto H3.....	113
Tabela A.4	– Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H4.....	114
Tabela A.5	– Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H5.....	115
Tabela B.1	– Pesagem dos testemunhos para ensaio de variação sazonal do GS, conforme ASTM 642 (1990).....	116
Tabela B.2	– Absorção, índice de vazios e massa específica dos testemunhos para ensaio de variação sazonal do GS, conforme ASTM 642 (1990).....	117
Tabela C.1	– Valores de D (m ² /s) para os cinco traços estudados.....	118
Tabela C.2	– Valores de D/D _{máx} para os cinco traços estudados.....	118
Tabela D.1	– Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H1.....	119
Tabela D.2	– Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H2.....	119
Tabela D.3	– Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H3.....	119
Tabela D.4	– Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H4.....	120
Tabela D.5	– Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H5.....	120
Tabela E.1	– Perfis referentes ao traço H1.....	121
Tabela E.2	– Perfis referentes ao traço H2.....	121
Tabela E.3	– Perfis referentes ao traço H3.....	121
Tabela E.4	– Perfis referentes ao traço H4.....	122
Tabela E.5	– Perfis referentes ao traço H5.....	122
Tabela F.1	– Ensaio de porosimetria – Traço H1.....	123
Tabela F.1	– Ensaio de porosimetria – Traço H2.....	126
Tabela F.1	– Ensaio de porosimetria – Traço H3.....	129
Tabela F.1	– Ensaio de porosimetria – Traço H4.....	132
Tabela F.1	– Ensaio de porosimetria – Traço H5.....	135
Tabela G.1	– Correção de valores do GS a partir dos testemunhos voltados para leste.....	139
Tabela G.2	– Valores de D/D _{máx}	139

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos

Δc	Tolerância de execução
a/c	Relação água/cimento
ARI-RS	Cimento de alta resistência inicial resistente a sulfatos
c_{ccl}	Concentração estimada de cloretos na profundidade estipulada
c_{cl}	Profundidade de ataque
CP	Corpo de prova, testemunho
Cs	Concentração superficial de cloretos
D	Coefficiente de difusão
$D_{Const. Cl}^{-}$ (corrigido)	Coefficiente de difusão corrigido dos íons cloreto
$D_{Const. Cl}^{-}$ (lab)	Coefficiente de difusão constante dos íons cloreto obtido em laboratório
$D_{crít}$	Diâmetro crítico
$D/D_{máx}$	Valor do coeficiente de difusão dividido pelo máximo coeficiente de difusão. Corresponde ao valor de R_{GS}
D_{sat}	Coefficiente de difusão dos concretos saturados
erf	Função erro de Gauss
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
GS	Grau de saturação
H	Concreto executado com cimento ARI para esta pesquisa
HC	Testemunho extraído horizontalmente do centro
HF	Testemunho extraído horizontalmente do fundo
HT	Testemunho extraído horizontalmente do topo
P	Concreto executado com cimento pozolânico por Guimarães (2000)
R_c	Coefficiente de redução do coeficiente de difusão devido ao tipo de cimento
R_{GS}	Coefficiente de redução do coeficiente de difusão devido à variação do GS

R_{sc}	Coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à diferença da posição da superfície exposta em relação à concretagem
R_T	Coeficiente de redução de difusão devido à temperatura
t	Tempo em que ocorre a frente de ataque
VC	Testemunho extraído verticalmente do centro
VF	Testemunho extraído verticalmente do fundo
VT	Testemunho extraído verticalmente do topo
x	Profundidade de penetração de íons cloreto

1. INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA

A busca por estruturas executadas em concreto armado com melhor desempenho e maior durabilidade é preocupação antiga. Tipos de cimentos, aditivos, traços de concreto, variações na relação água/cimento e adições vêm sendo estudados com intensidade progressiva, sempre visando a obtenção de um produto final de melhor qualidade.

Há projetos em que o objetivo não é a longa duração da estrutura, levando em consideração um curto tempo de utilização. Esse é o caso de obras provisórias. Nas grandes obras, porém, com investimento de alto capital e utilização de intensa tecnologia, deseja-se, obviamente, uma vida útil muito maior, já que o custo para reparos em um pequeno prazo pode tornar-se mais elevado do que o valor aplicado em melhores materiais e fiscalização durante a fase de construção.

Verificando-se estudos recentes de Guimarães (2000), Climent et al. (2000), Climent et al. (2002), Nielsen e Geiker (2003) e Guimarães (2005), observou-se a relevância do tema que envolve grau de saturação e difusão de íons cloreto no concreto armado.

Este trabalho dá continuidade ao estudo de Guimarães (2005), que, no fim de sua monografia de pós doutorado, diz esperar que a qualidade do cimento, tomando como padrão a sua resistência à compressão, pode determinar o comportamento do concreto quanto à influência do grau de saturação na difusão de íons cloreto.

1.2 PESQUISAS NO PAÍS E NO EXTERIOR

Martys (1999) obteve, por simulação computacional, um gráfico relacionando coeficiente de difusão de pasta de cimento não saturada e da mesma pasta saturada, considerando apenas os poros mais interligados.

Guimarães (2000) desenvolveu metodologia para verificar a influência do GS da pasta de cimento endurecida sobre o coeficiente de difusão de cloretos, avaliando concretos com GS variando de aproximadamente 50% a 100%. O método permitiu avaliar a influência do GS utilizando somente a primeira lei de Fick. Também foi criado método para medir o GS médio da camada mais externa de uma estrutura de concreto armado em ambiente marítimo.

Climent et al.(2000) propuseram um método de teste para medir coeficientes de difusão de cloreto em concreto não saturado, com volume de água controlado. Foi utilizada a relação a/c de 0,5 e 0,6 e GS variando entre 30% e 80%.

Guimarães e Helene (2001) adaptaram a metodologia para avaliar a influência do GS sobre a difusão de íons cloreto (GUIMARÃES, 2000), permitindo utilizar como base a segunda lei de Fick.

Nielsen e Geiker (2003) desenvolveram medições de difusão dos íons cloreto e argamassa de amostragem, estando fixada a umidade relativa em 65% e 85%.

Meira (2004) monitorou corpos de prova com variação de traço, espessura e distância em relação ao mar, visando analisar o comportamento do grau de saturação e buscar relação com a umidade ambiental.

Guimarães (2005) desenvolveu, a partir de ensaios de traços de concreto, um nomograma para obter o coeficiente de redução do coeficiente de difusão do cloreto.

Vicente (2006) comparou os métodos para medição de coeficiente de difusão em concretos saturados e não saturados desenvolvidos por Guimarães e Helene (2001) e Climent et al. (2000), mostrando resultados muito próximos para concretos similares.

Vera et al. (2007) propuseram um método para medir o coeficiente de difusão dos cloretos, através de concreto parcialmente saturado, incluindo um procedimento experimental para suprir uma quantidade limite de cloretos para a superfície de concreto testada.

1.3 OBJETIVOS

Durante a realização deste trabalho de dissertação, foram primeiramente atingidos dois objetivos chamados de objetivos parciais. Após atingidos esses objetivos parciais, buscou-se chegar ao objetivo final. Os objetivos parciais correspondem à verificação parcial da influência do grau de saturação na difusão dos íons cloreto e a variação do GS para diferentes micro-ambientes e tipos de concreto. Com os dados obtidos a partir dos objetivos parciais, foi atingido o objetivo final, que se trata da criação de um modelo apresentado por um nomograma que possibilite a obtenção do coeficiente de redução do coeficiente de difusão do concreto em função do grau de saturação a partir da resistência estimada de concretos executados com cimento ARI-RS (cimento de alta resistência inicial resistente a sulfato).

1.4 CONTEÚDO

O presente trabalho encontra-se dividido em nove capítulos, constituídos da seguinte maneira:

- Capítulo 1: são apresentadas a importância e justificativa do tema, mencionados os pesquisadores e correspondentes trabalhos desenvolvidos acerca do assunto aqui tratado, juntamente à disposição dos objetivos a serem atingidos.
- Capítulo 2: conceitua-se vida útil e dispõe-se acerca dos agentes de deterioração das estruturas de concreto armado.
- Capítulo 3: trata-se de um apanhado dos principais mecanismos de transporte que têm influência na durabilidade do concreto armado.
- Capítulo 4: são expostos alguns dos fatores que tendem a levar à deterioração, estruturas de concreto armado.
- Capítulo 5: é demonstrada a realização do experimento, mediante apresentação detalhada dos métodos de ensaio, localização dos testemunhos e materiais empregados.
- Capítulo 6: são apresentados e analisados os resultados obtidos.
- Capítulo 7: é realizada uma exposição de correlações entre trabalhos publicados que possibilita a previsão do valor do coeficiente de redução do coeficiente de difusão de cloretos de concretos executados com cimento pozolânico a uma distância horizontal da água do mar entre zero e 1,2 km da zona de névoa.
- Capítulo 8: a partir de simulações, é previsto o tempo que levam os íons cloreto para atingirem armaduras de estruturas executadas com diferentes cimentos em zona de névoa e em zona de respingo, junto à análise dos resultados obtidos.
- Capítulo 9: são expostas as conclusões e sugestões de prosseguimento dos estudos.

2. AGENTES DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

O conhecimento dos agentes de deterioração do concreto é fundamental para a obtenção de estruturas duráveis. Portanto, neste capítulo serão descritos os principais destes agentes.

Antes, porém, será discutido o conceito de vida útil, já que o objetivo final se trata da obtenção de modelo que quantifique este parâmetro.

2.1 VIDA ÚTIL

Helene (1994) apresenta três conceitos de vida útil, sendo eles: vida útil de projeto, vida útil de serviço e vida útil residual. Vida útil de projeto, como o próprio nome diz, é o tempo previsto, calculado, na etapa de projeto, de durabilidade de uma estrutura a ser construída.

A NBR6118/03 conceitua vida útil de projeto como sendo o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

Tuutti (1980) denomina iniciação, o período em que os agentes agressivos penetram no concreto até atingir a barra de aço e provocar sua despassivação. Este período, que pode ser associado à chamada vida útil de projeto, corresponde normalmente ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinjam a armadura (HELENE, 1993). Propagação diz respeito ao período em que os agentes agressivos provocam uma corrosão ainda aceitável (TUUTI, 1980).

O conjunto dos períodos de iniciação e propagação é chamado vida útil ou tempo antes do reparo. Seu modelo de durabilidade pode ser observado na figura 2.1.

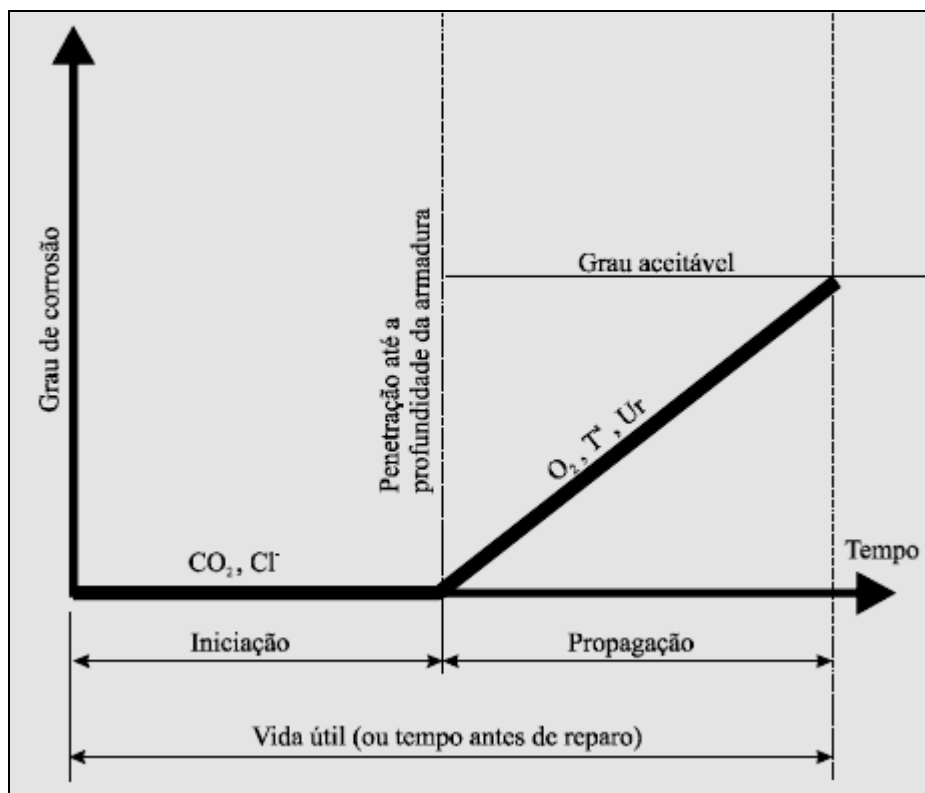


Figura 2.1 – Processo de corrosão da armadura do concreto (TUUTTI, 1980)

Segundo Helene (1994), a vida útil de serviço irá depender da função da edificação. No caso de um prédio não poder ter sua estética afetada, o simples aparecimento de manchas pode significar o fim da vida útil de serviço, porque ele já não desempenha mais o papel para o qual foi construído. O surgimento das manchas, neste caso, é o marco para a sua recuperação. Em se tratando de outras obras, porém, a estética pode não ser tão importante. Desta forma, a vida útil de serviço pode ser maior. A recuperação de determinadas estruturas pode ser necessária somente com o aparecimento de fissuras ou ainda, com a verificação de destacamentos. A definição de vida útil de serviço é, portanto, intimamente ligada ao conceito de necessidade.

A vida útil residual é aquela que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, a partir da data de uma vistoria. O limite da vida útil residual pode ser considerado como sendo o prazo máximo para o aparecimento de manchas e fissuras ou até a perda significativa da resistência estrutural.

Helene (1994) apresenta um esquema ilustrativo (FIGURA 2.2) que facilita o entendimento destes conceitos.

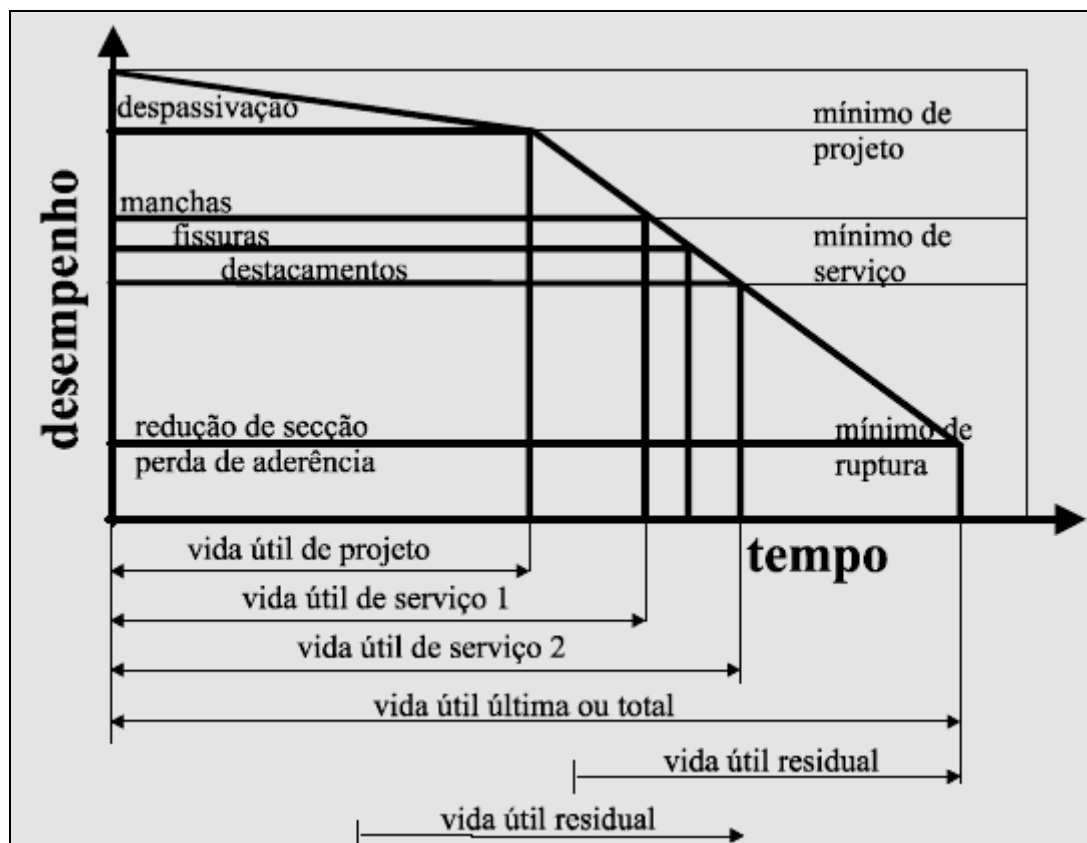


Figura 2.2 – Vida útil das estruturas de concreto armado em decorrência da corrosão da armadura (HELENE, 1994)

A seguir, verificam-se os mecanismos de deterioração das estruturas de concreto.

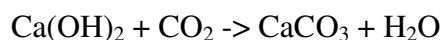
2.1.1 Carbonatação

O aço envolvido pela pasta de cimento hidratada forma rapidamente uma fina camada de passivação de óxido que adere fortemente ao aço, protegendo-o completamente contra a reação do oxigênio com a água causadora da corrosão (NEVILLE, 1997).

O processo de despassivação do aço do concreto armado por carbonatação ocorre através da reação do hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$, existente na pasta de cimento, com o gás carbônico presente na atmosfera (CO_2). Conforme Guimarães (2000), o filme passivante que envolve o aço é estável se o pH da solução no interior do concreto endurecido for maior do que 12 e se não houver presença de cloretos. Se a camada de cobertura que protege o aço por passivação carbonatar ou for neutralizada por solução ácida, reduzindo o pH para um valor

menor do que 11,5, a passividade do aço poderá ser desfeita, ficando esse sujeito ao processo de corrosão.

Segundo Helene (1993), esse processo de transformação, por ação do gás carbônico (CO₂), dos compostos do cimento hidratado, ocorre lentamente conforme a reação principal:



Quando se esgota o Ca(OH)₂, por exemplo, através de uma reação secundária com a sílica das pozolanas, Neville (1997) afirma que também torna-se possível a carbonatação do C-S-H. Quando isso acontece, além do CaCO₃, forma-se também, simultaneamente, o gel de sílica, com poros grandes, maiores do que 100 nm, que facilita a carbonatação subsequente.

A penetração do gás carbônico no concreto dá-se preponderantemente por um mecanismo de difusão (HELENE, 1993). A umidade relativa do ambiente exerce influência nesse aspecto, uma vez que a quantidade de água contida nos poros do concreto condiciona a velocidade da difusão do CO₂ (FIGUEIREDO e HELENE, 1994). A falta de água não impede a difusão do CO₂ nas regiões mais internas, mas impossibilita a reação de carbonatação. Quando os poros estão cheios d'água, em zona submersa, por exemplo, a reação de carbonatação é retardada, porque a velocidade de difusão do CO₂ na água é muito baixa. Os concretos mais predispostos, portanto, ao processo de carbonatação são os que permanecem com seus poros parcialmente preenchidos com água. Neville (1997) coloca que a velocidade máxima de carbonatação ocorre a umidades relativas variando entre 50% e 70%.

Além do teor de umidade relativa, a concentração de CO₂ existente no meio também irá influenciar, logicamente, no processo de carbonatação. Segundo Neville (1982), a concentração de CO₂ pode variar, de um meio para o outro do seguinte modo:

- Ambiente rural: 0,03% em volume
- Laboratório não ventilado: 0,10% em volume
- Grandes cidades: 0,30% em volume, podendo chegar a até 1% em locais de como túneis para veículos.

De acordo com Neville (1997), a carbonatação em si não causa deterioração do concreto, mas tem efeitos importantes, como o da retração. A retração por carbonatação ocorre, provavelmente, a partir da dissolução de cristais de Ca(OH)₂, sob tensão dada a retração hidráulica e a deposição do CaCO₃ em espaços não sujeitos a tensão. Assim, a compressibilidade da pasta de cimento hidratado aumenta temporariamente. Ocorrendo a

carbonatação após o estágio de desidratação do C-S-H, é resultante uma retração por carbonatação.

Helene (1993) aponta o seguinte modelo matemático clássico utilizado para representar e prever a evolução da difusão do CO₂ e da profundidade da carbonatação com o tempo:

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot t^{0,5} \quad (2.1)$$

Onde:

e_{CO_2} = espessura ou profundidade carbonatada, geralmente em mm.

t = tempo de exposição ao CO₂, geralmente em anos.

k_{CO_2} = constante que depende da difusividade do CO₂, do gradiente de concentração de CO₂ e da quantidade retida de CO₂, em mm/ano^{0,5}.

Conforme Helene (1993), o valor de k_{CO_2} , da equação 2.1, tende a aumentar com:

- A redução da umidade relativa do ambiente, até atingir valores entre 65% e 85%. Estando a umidade relativa em torno de 50%, passa a faltar água para a reação de carbonatação. Na presença de umidade relativa maior do que 95%, praticamente não existe carbonatação.
- O aumento da relação água/cimento do concreto.
- A redução do teor de Ca(OH)₂ nos poros do concreto.
- O aumento da porosidade e permeabilidade do concreto.
- A ausência ou inadequação do processo de cura, que irá provocar fissuras, facilitando a penetração do CO₂.

Guimarães (2000) ainda atribui outros fatores ao aumento da velocidade de carbonatação além dos mencionados acima. São eles:

- Qualidade de execução.
- Agregados. Para teor de até 50% em volume de agregado, um aumento desse teor irá diminuir a difusão de CO₂ e Cl⁻. Já para teores acima de 50%, seu aumento provocará um acréscimo significativo do coeficiente de difusão.
- Aditivos, que podem influenciar, dependendo do tipo e da quantidade utilizada, na permeabilidade do concreto e, conseqüentemente, na velocidade de penetração da frente de carbonatação.

2.1.2 Sulfatos

Os sais na forma sólida não atacam o concreto, porém, quando dissolvidos, podem reagir com a pasta de cimento hidratado (NEVILLE, 1997).

Os sulfatos mais perigosos para o cimento Portland são os de amoníaco, de cálcio, de magnésio e de sódio. Já os sulfatos de potássio, de cobre e de alumínio são menos perigosos. Os sulfatos de bário e os de chumbo são insolúveis, e, portanto, inofensivos ao ambiente (RINCÓN ET AL., 1998).

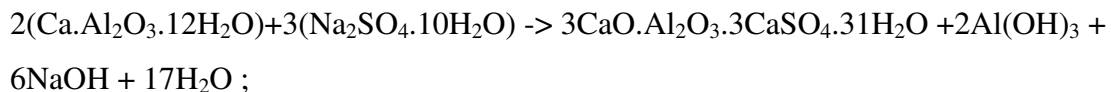
Segundo Neville (1997), os sulfatos em águas freáticas, na maioria dos casos, têm origem natural. Às vezes, porém, podem ser provenientes de fertilizantes ou de efluentes industriais.

As principais reações com a pasta endurecida são as seguintes:

- Ataque do sulfato de sódio ao $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (LEA, 1970 e NEVILLE, 1997)



- Reação do sulfato de sódio com o aluminato do cálcio (NEVILLE, 1997)



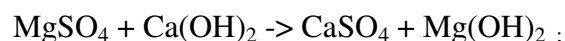
onde $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ = etringita

- Ataque do sulfato de magnésio aos silicatos de cálcio hidratados (LEA, 1970 e NEVILLE, 1997)



onde $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ = gipsita

- Reação do sulfato de magnésio com o hidróxido de cálcio (MEHTA E MONTEIRO, 1994 e NEVILLE, 1997)



onde $\text{Mg}(\text{OH})_2$ = brucita

2.1.3 Cloretos

A camada protetora de passivação na superfície do aço envolto pelo concreto, que se forma logo após o início da hidratação do cimento, e que consiste de Fe_2O_3 firmemente aderente ao aço, é destruída pelos íons cloreto, havendo corrosão na presença de água e oxigênio (NEVILLE, 1997).

Dos íons despassivantes, são os cloretos os mais fortes causadores da dissolução localizada da capa passiva, dando lugar a ataques pontuais que podem reduzir drasticamente a seção de trabalho do aço, em um tempo relativamente curto (RINCÓN ET AL., 1998).

O valor da concentração crítica (C_c) de íons cloreto depende de fatores como o pH e o conteúdo de aluminato tricálcico (C_3A) no cimento e na umidade existente no concreto. Geralmente o valor de concentração crítica de cloretos adotado na prática é o de $C_c=0,4\%$, em relação ao conteúdo de cimento (HUSNI ET AL., 2003 e GUIMARÃES, 2000).

Segundo Helene (1993) e Neville (1997), os cloretos podem ser encontrados como contaminação de agregados principalmente em regiões litorâneas, em águas salobras ou excessivamente cloradas.

Outra forma de contaminação por cloretos provém dos aditivos aceleradores de pega e aceleradores de endurecimento que contêm cloreto de cálcio (CaCl_2) na sua composição (HELENE, 1993).

Além disso, segundo Helene (1993), os cloretos também podem provir do contato do concreto com o meio externo, onde se fizer presente água do mar, atmosfera marinha, lavagem de fachadas e/ou pisos com ácido clorídrico, atmosferas industriais, produtos armazenados em tanques industriais e, ocasionalmente, gases liberados na queima de produtos plásticos à base de PVC. As soluções de sais degelantes, de uso comum em países de clima temperado, também representam perigo quando se trata de ataque de cloretos ao concreto armado (NEVILLE, 1997).

3. MECANISMOS DE TRANSPORTE QUE INFLUEM NA DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO

A penetração de substâncias na forma de gases, vapores ou líquidos através de poros e/ou fissuras pode acarretar na degradação de estruturas de concreto armado.

Entre as substâncias que podem comprometer a durabilidade das estruturas de concreto armado, pode-se colocar a água pura ou com íons dissolvidos, em especial os íons cloreto e sulfato, o dióxido de carbono e o oxigênio (NEPOMUCENO, 2005).

A durabilidade do concreto irá depender da facilidade ou dificuldade com que os fluidos irão penetrar no concreto e se deslocar no seu interior (NEVILLE, 1997).

Segundo Mehta e Manmohan (1980), o diâmetro crítico de pasta com relação a/c de 0,5 é de aproximadamente 80 nm. Os poros que não são efetivos para o escoamento, ou seja, para a permeabilidade, são, além dos descontínuos, os que contêm água adsorvida e os que, embora grandes, apresentam uma entrada estreita.

Os fatores responsáveis pelo transporte de fluidos no concreto, como a porosidade, a distribuição do tamanho dos poros, a conectividade e a tortuosidade, dependem da fração volumétrica de cada material, dos detalhes de hidratação do cimento e do processo de produção do concreto (NEPOMUCENO, 2005).

Os principais mecanismos de transporte que influenciam na durabilidade do concreto armado são: a difusão, a permeabilidade, a absorção capilar, o fluxo por convecção e a migração.

3.1 PENETRAÇÃO POR PERMEABILIDADE

Conforme Nepomuceno (2005), a penetração por permeabilidade é um mecanismo de transporte de líquidos ou gases que ocorre em função de uma diferença de pressão.

De acordo com Neville (1997), o escoamento em poros capilares pode ser expresso através da lei de Darcy para fluxo laminar através de meio poroso.

Aplicação da lei de Darcy

Considerando-se que o fluido presente nos capilares seja água em temperatura ambiente, pode-se escrever e aplicar a lei de Darcy conforme equação 3.1 (HELENE, 1993).

$$V = k \cdot \frac{H}{x} = \frac{Q}{S} \quad (3.1)$$

Onde:

V = velocidade de percolação da água, em m/s

k = coeficiente de permeabilidade da água no concreto, em m/s

H = pressão de água, em m.c.a

x = espessura do concreto percolado pela água, em m

Q = vazão de água percolada, em m³/s

S = área da superfície confinada por onde percola a água, em m².

A equação 3.1 ainda pode ser escrita em função do tempo, assimilando-a a um processo de difusão acelerada, considerando-se regime estacionário e ausência de evaporação (HELENE, 1993), conforme a seguinte forma:

$$H = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{V \cdot r \cdot t}{n}} \quad (3.2)$$

Onde:

n = viscosidade da água, em kg.s/m² ($13 \cdot 10^{-5}$)

t = período de tempo para atingir a penetração h , em s.

r = raio do capilar, em m.

3.2 ABSORÇÃO CAPILAR

Estando os materiais de construção raramente saturados, a absorção capilar passa a ser um dos principais mecanismos de penetração de líquidos nas estruturas de concreto armado (NEPOMUCENO, 2005). A absorção ocorre através da intercomunicabilidade dos poros do concreto. Assim sendo, na grande maioria dos casos, concretos com menores relações a/c tendem a apresentar poros menos interligados e acabam por dificultarem este mecanismo de absorção capilar.

Segundo Helene (1993) em concretos saturados não ocorre absorção. Para que o mecanismo ocorra, deve haver poros secos ou parcialmente secos. Desta forma, no caso de estruturas semi-submersas, onde o risco de absorção é eminente, recomenda Helene (1993) a utilização de aditivos incorporadores de ar e de aditivos de ação hidrofugante de massa. As bolhas de ar incorporadas ao concreto tendem a diminuir a comunicabilidade entre capilares, diminuindo,

assim, a absorção. Há que se ter cuidado ao empregar aditivos impermeabilizantes ao concreto visando diminuir o mecanismo aqui tratado, visto que estes podem diminuir a resistência à compressão do material. A ascensão capilar pode ser dada pela lei de Jurin:

$$h = \frac{2 \cdot \nu}{r \cdot \gamma} \quad (3.3)$$

Onde:

h = altura ou penetração da água no capilar, em m

ν = tensão superficial da água, em kg/m

r = raio do capilar, em m

γ = massa específica da água, em kg/m³.

Esta lei, porém, é de difícil aplicação direta, visto que os diâmetros dos capilares são muito variáveis no tempo, visto que dependem de diversos fatores físicos e químicos, tais como composição química e grau de saturação do cimento, uso de adições e aditivos, relação a/c, entre outros.

3.3 MIGRAÇÃO

A migração é um fenômeno que ocorre devido à ação de um campo elétrico oriundo de uma diferença de potencial que ocasiona fluxo de íons. É utilizada com frequência para ensaios acelerados de permeabilidade de íons (NEPOMUCENO, 2005).

É dada por:

$$qm = -Dc \frac{z \cdot F}{R \cdot T} \frac{dV}{dx} \quad (3.4)$$

Onde:

Dc = coeficiente de difusão

z = valência do íon

V = voltagem

R = constante dos gases

F = constante de Faraday (96.493 C)

T = temperatura absoluta

qm = fluxo de íons

3.4 CONVECÇÃO

Convecção se trata do fluxo de uma substância que ocorre devido ao movimento do fluido que a contém. O fluxo da substância é dado por:

$$q_m = C \cdot q_{fluido} \quad (3.5)$$

Onde:

q_m = fluxo da substância

C = concentração da substância no fluido

q_{fluido} = volume de fluxo do fluido

A convecção pode ocorrer, segundo Nepomuceno (2005), quando substâncias, como os íons cloreto e sulfato presentes na água, são introduzidas no interior do concreto não saturado por algum mecanismo de penetração de água.

3.5 DIFUSÃO

Ocorre difusão quando o deslocamento de um gás ou vapor através do concreto ocorre por meio de um gradiente de concentração, e não com um diferencial de pressão (NEVILLE, 1997). Segundo Neville (1997), em se tratando da difusão de gases, o dióxido de carbono e o oxigênio desempenham um papel importante. O dióxido de carbono é responsável pela carbonatação da pasta de cimento hidratado e o oxigênio é necessário à corrosão da armadura do concreto.

A primeira lei de Fick, que se verifica na equação 3.6, pode expressar a função da difusão que se aplica ao vapor de água e ao ar.

$$J = -D \cdot \left(\frac{dc}{dL} \right) \quad (3.6)$$

Onde:

$\frac{dc}{dL}$ = gradiente de concentração, em Kg/m⁴ ou moles/m⁴

D = coeficiente de difusão, em m²/s

J = velocidade de transporte de massa, em $\text{kg/m}^2.\text{s}$ ou $\text{moles/m}^2.\text{s}$

L = espessura do elemento, em m

Uma das expressões matemáticas mais empregadas para efetuar a previsão da velocidade de penetração de cloretos, é a solução da segunda lei de Fick (CRANCK, 1975).

Normalmente realiza-se a previsão da vida útil residual das estruturas de concreto existente através da medição dos teores de íons cloreto a profundidades especificadas no elemento estrutural, em determinado tempo t .

De posse do perfil de penetração de cloretos resultante, são determinados os valores da concentração superficial (C_s) e do coeficiente de difusão de cloretos (D). Os dados são ajustados empregando-se o método dos mínimos quadrados na equação 3.7, utilizada para o cálculo da vida útil residual.

$$C(x,t) = C_s - (C_s - C_0) \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t}} \quad (3.7)$$

Onde:

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

C_0 = concentração inicial de íons cloreto no interior do concreto do componente estrutural (%);

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

x = profundidade de penetração de íons cloreto (cm);

D_{const} = coeficiente de difusão de cloretos (cm^2/ano);

t = tempo (anos);

$\operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t}}$ = função erro de Gauss

Para uma certa concentração $C1^*$, pode-se escrever que:

$$C1^* = C_s - (C_s - C_0) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right)$$

$$C1^* - C_o = C_s - C_o - (C_s - C_o) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t}} \right)$$

$$\frac{C1^* - C_o}{C_s - C_o} = 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t}} \right) \quad (3.8)$$

Para um dado $C1^*$ qualquer, portanto, tem-se que:

$$\frac{C1^* - C_o}{C_s - C_o} = \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t}} \right) = \text{cte} = K1^*$$

Assim, considerando-se:

$$x = K1^* \cdot 2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t}$$

$$K1^* \cdot 2 \cdot \sqrt{D_{const} \cdot t} = K$$

Tem-se que:

$$x = K \sqrt{t} \quad (3.9)$$

Onde:

K = constante que depende principalmente da concentração dos íons no meio externo, da qualidade do concreto e da quantidade de fissuras.

A equação 3.9 é amplamente empregada na previsão do avanço da frente de ataque de um agente agressivo no interior do concreto existente.

A equação 3.7 pode ser utilizada para estabelecer a qualidade e a espessura do concreto de cobertura do aço para uma vida útil pré-estabelecida. Como o valor de D_{const} é normalmente obtido em laboratório na condição de temperatura constante, concreto saturado e tomando uma amostra do centro do concreto (sem efeito parede da forma da concretagem), Guimarães (2000) corrige o valor do coeficiente de difusão (D) a partir da equação 3.10 e, após a solução das equações 3.11 e 3.12, é possível o cálculo da vida útil de projeto.

$$D = D_{Const. Cl^- (corrigido)} = D_{Const. Cl^- (lab)} \cdot R_c \cdot R_T \cdot R_{sc} \cdot R_{GS} \quad (3.10)$$

Onde:

$D_{Const. Cl^- (corrigido)}$ = coeficiente de difusão corrigido dos íons cloreto;

$D_{Const. Cl^- (lab)}$ = coeficiente de difusão constante dos íons cloreto obtido em laboratório;

R_c = coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido ao tipo de cimento;

R_T = coeficiente de redução de difusão devido à temperatura;

R_{sc} = coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à diferença da posição da superfície exposta em relação à concretagem;

R_{GS} = coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à variação do GS.

$$erf(z) = 1 - \frac{(C_{ccl} - C_o)}{(C_s - C_o)} \quad (3.11)$$

Onde:

C_{ccl} = concentração estimada de cloretos na profundidade estipulada

$$C_{ccl} = 2 \cdot (z) \cdot \sqrt{D_{const.Cl} \cdot t} \quad (3.12)$$

Onde:

C_{ccl} = profundidade de ataque

4. FATORES QUE LEVAM À DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

São vários os fatores que levam à deterioração das estruturas de concreto armado. A seguir, serão comentados os mais freqüentes.

4.1 LIXIVIAÇÃO

Ocorre por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento (NBR 6118, 2003).

A lixiviação do hidróxido de cálcio do concreto, ou seja, a redução do seu conteúdo de Ca(OH)_2 , conduz à destruição dos componentes restantes do concreto, silicatos, aluminatos e ferritos hidratados. Como consequência, o concreto perde sua resistência e desmorona (RINCÓN ET AL., 1998).

Para haver corrosão por lixiviação, há que existir pressão hidráulica por apenas um lado, além do concreto ter de ser permeável (BICKZÓK, 1972).

4.2 EFEITO DA TEMPERATURA

Segundo Rincón et al. (1998) a temperatura apresenta papel duplo nos processos de deterioração. Por um lado, seu incremento proporciona a mobilidade das moléculas, facilitando o transporte das substâncias. Por outro, sua diminuição pode dar lugar a condensações, que, por sua vez, podem produzir incrementos locais importantes do teor de umidade do material. Quando aumenta a temperatura, diminui a umidade; quando diminui a temperatura, ocorre condensação de água nos capilares.

Muitos autores utilizam a equação de Arrhenius (equação 4.1) para representar o efeito da temperatura na difusão de cloretos.

$$D_T = D_{T_0} \cdot e^{-k \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad (4.1)$$

Onde:

D_T = difusividade efetiva a temperatura T

D_{T_0} = difusividade efetiva a temperatura T_0

k = constante da equação

T, T_o = temperaturas, em Kelvin.

Page et al. (1981) realizaram ensaios de difusão de íons cloreto com variação de temperatura, obtendo valores de k iguais a 5511,5 e 4766,6 para relações a/c de 0,5 e 0,4 respectivamente.

4.3 EFEITO DO OXIGÊNIO

A presença de oxigênio, aliada à existência de um eletrólito e de uma diferença de potencial, pode gerar uma pilha ou célula de corrosão (FIGURA 4.1).

Conforme Cascudo (1997), a diferença de potencial, que estabelece a existência de um ânodo e um cátodo, pode ter origem a partir de várias causas, entre as quais destacam-se: solicitações mecânicas distintas no aço e no concreto de regiões próximas do mesmo componente estrutural; diferenças na composição química e na superfície do aço, incluindo heterogeneidades da fase metálica; aeração diferencial devida à maior ou menor compacidade do concreto; concentração salina diferencial, etc.

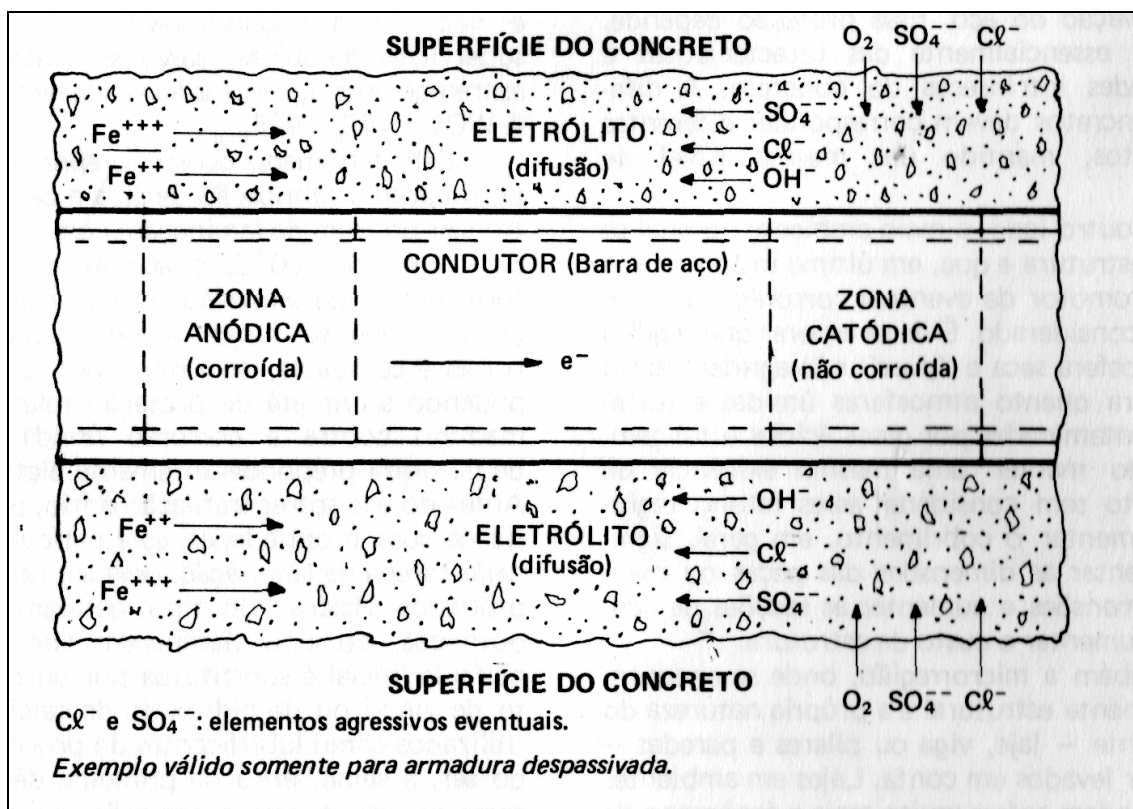
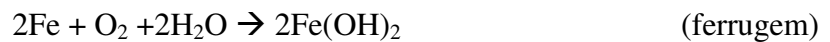


Figura 4.1 – Pilha de corrosão (PORRERO, 1975 apud HELENE, 1994)

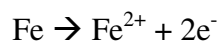
De acordo com Helene (1993) e Rincón et al. (1998), é necessário que haja oxigênio para a formação da ferrugem, segundo reação;



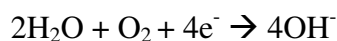
Helene (1993) diz que, na realidade, as reações são mais complexas e o produto da corrosão, denominado ferrugem nem sempre é $\text{Fe}(\text{OH})_2$, mas sim uma gama de óxido/hidróxidos de ferro resultantes de prováveis reações que variam de acordo com a zona (anódica, catódica ou de superfície).

Dentre outros trabalhos, Helene (1994), Cascudo (1997), Guimarães (2000), explicam como ocorre a corrosão na presença das seguintes reações:

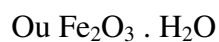
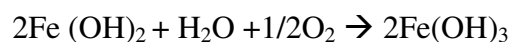
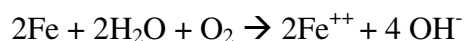
- Ocorre dissolução do ferro (oxidação) nas zonas anódicas (corroídas).



- Ocorre redução de oxigênio nas zonas catódicas (não corroídas).



Ocorrem, então, as seguintes reações de corrosão com formação de ferrugem:



Vale ressaltar, então, que a corrosão das armaduras ocorre mais facilmente em concretos úmidos do que submersos, visto que, quando o concreto tem seus poros cheios de água, é necessário que haja, primeiramente, dissolução do oxigênio, para depois ocorrer corrosão. Isso explica o fato de os concretos localizados em zonas de respingo e maré sofrerem maiores danos em suas armaduras do que aqueles situados em zona submersa.

4.4 ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO DE COBRIMENTO

Rincón et al. (1998), afirma que a proteção que o concreto confere às barras de aço de uma estrutura de concreto armado ou protendido irá depender do seu grau de impermeabilização, que por sua vez, será dado pelo seu grau de compactidade e homogeneidade. É preciso que as normas locais sejam devidamente obedecidas para que não ocorra esse tipo de problema.

Um bom cobrimento das armaduras, com um concreto de alta compactidade, sem ninhos, “bicheiras”, vazios ou excesso de exsudação e com teor de argamassa adequado e homogêneo, garante, por baixa permeabilidade, a proteção ao aço contra o ataque de agentes corrosivos externos (HELENE, 1993).

A NBR6118/2003 indica a utilização de cobrimento nominal de 20 mm para laje em zona submersa, e de 25 mm para vigas e pilares, executados em concreto armado. Para estruturas em concreto protendido em zona submersa, o cobrimento nominal salta para 30 mm. Já para zonas de respingo e de maré, a recomendação é de execução de cobrimento nominal de 45 mm para laje e 50 mm para vigas e pilares em concreto armado. Nessas zonas, o concreto protendido deve ser coberto com espessura de 55 mm.

Pode-se perceber que a diferença de cobrimento, que é maior nas zonas de maré e respingo do que na submersa, ocorre devido à presença de oxigênio, que diminui com o acréscimo da presença da água, conforme explicado no item 4.3.

4.5 TIPO DE CIMENTO

O cimento Portland pozolânico, que utiliza cinza volante oriunda de resíduo industrial e diminui a quantidade de utilização de clínquer e o cimento adicionado de cinza volante, devem ser utilizados para a obtenção de uma boa durabilidade estrutural em ambiente marítimo, visto que, havendo cura adequada e relação água/cimento em torno de 0,5, o concreto se torna menos permeável com estas adições incorporadas ao cimento.

Segundo Bakker (1988), cimento com adição de escória ou cinza volante é mais resistente ao ataque de cloretos que o cimento Portland comum.

De acordo com Bermúdez (2007), a capacidade de difusão de íons cloreto em um concreto com adição de 50% de cinzas ao cimento pode ser de até vinte e cinco vezes menor do que em um concreto com cimento Portland comum.

Sendo assim, é recomendado que se utilizem cimentos com estas adições em ambientes agressivos e, em princípio, em ambientes não agressivos, podem ser empregados outros tipos de cimento Portland.

4.6 EXISTÊNCIA DE FISSURAS

A opinião de diferentes autores diverge quanto à questão do tamanho máximo aceitável de fissuras existentes no concreto. Alguns autores atribuem caráter significativo para deterioração mais rápida da armadura do concreto, a fissuras variando entre 0,2 mm e 0,3 mm. Outros, como é o caso de Andrade (1992) e Cascudo (1997), não encontraram em suas pesquisas, diferença na proteção de um concreto com fissuras de até 0,4 mm.

A corrosão aumenta com a abertura da fissura, mas a corrente de corrosão é mais dependente da espessura de cobrimento e relação a/c do concreto (SCHIESSL e RAUPACH, 1990 apud GUIMARÃES 2000).

Helene et al. (1998) afirmam que a tendência atual em relação à abertura máxima de fissuras para estruturas de concreto armado é a de aceitá-la com o valor de 0,4 mm, considerando que abaixo desse valor, o risco de ataque não aumenta.

A NBR6118/03, estipula que as estruturas devem ser dimensionadas para não gerarem aberturas de fissuração na superfície do concreto superiores a 0,1 mm para peças não protegidas em meio agressivo, 0,2 mm para peças não protegidas em meio não agressivo e 0,3 mm para peças protegidas.

É importante ressaltar que as fissuras no concreto, originadas por solicitação mecânica sobre a estrutura, se dispõem, em geral, em planos ortogonais às armaduras principais. As fissuras que acompanham as armaduras na sua mesma direção são, em geral, decorrentes de um processo de corrosão já iniciado (RINCÓN ET AL., 1998).

4.7 GRAU DE SATURAÇÃO

Conforme colocado no item 1.2, a observância do grau de saturação do concreto como fator de influência sobre a difusão de íons cloreto faz-se recentemente. Martys (1999) traçou gráfico (FIGURA 4.2), relacionando a razão dos coeficientes de difusão de pasta não saturada e da mesma pasta saturada com percentuais de graus de saturação, considerando apenas a rede

de poros mais interligada (poros maiores). Seus dados foram gerados por simulação computacional.

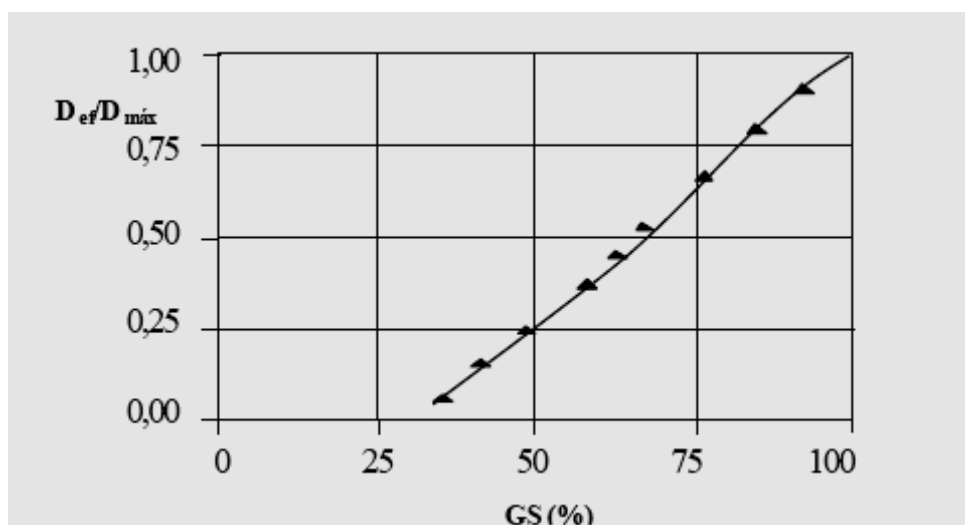


Figura 4.2 – Relação entre coeficientes de difusão de pasta não saturada e da mesma pasta saturada e grau de saturação (MARTYS, 1999)

A fim de comprovar a existência de influência do teor de umidade na pasta de cimento endurecida na penetração de íons cloreto, Guimarães (2000) estudou quatro grupos de corpos de prova (CP's) com diferentes porcentagens de grau de saturação (GS), conforme tabela 4.1 e aplicou os dados obtidos na equação 4.1, referente à primeira lei de Fick.

$$J = (Def/l) * (C1-C2) \quad (4.1)$$

Onde

J = fluxo de íons cloreto em $g.cm^{-2}.s^{-1}$;

Def = coeficiente de difusão efetivo de íons cloreto em $cm^2. s^{-1}$;

l = espessura da camada em que é medido o fluxo, em cm

$C1$ e $C2$ = concentrações de íons cloreto na solução de poro da superfície de topo e última camada em g/cm^3

Tabela 4.1 – Valores de GS e coeficiente de difusão efetivo para cada grupo de CP's (GUIMARÃES, 2000)

Grupo	GS previsto (%)	GS obtido (%)	Def (cm ² /s)
I	55	57,2 ± 9,8	1,84 E-09
II	75	74,8 ± 9,8	5,66 E-09
III	90	90,2 ± 9,8	6,51 E-09
IV	100	97,7 ± 9,8	20,4 E-09

A partir de seu experimento onde foi empregada a primeira lei de Fick, Guimarães (2000) concluiu que o grau de saturação apresenta grande influência sobre a intensidade de ataques de íons cloreto em pasta de cimento endurecida, como se pode observar na figura 4.3. Na mencionada figura, podem ser verificados os valores médios de GS e da curva exponencial, além do intervalo de confiança na média (confiança de 95%). Percebe-se que os valores do coeficiente de difusão obtidos pela curva média (azul) são ligeiramente mais altos do que os observados na curva exponencial para GS menores do que 80%. Nota-se que a diferença do coeficiente de difusão que se observa entre as curvas média (azul) e inferior (amarela) é pequena para valores de GS menores do que 85%, sendo mais baixos os valores da curva média.

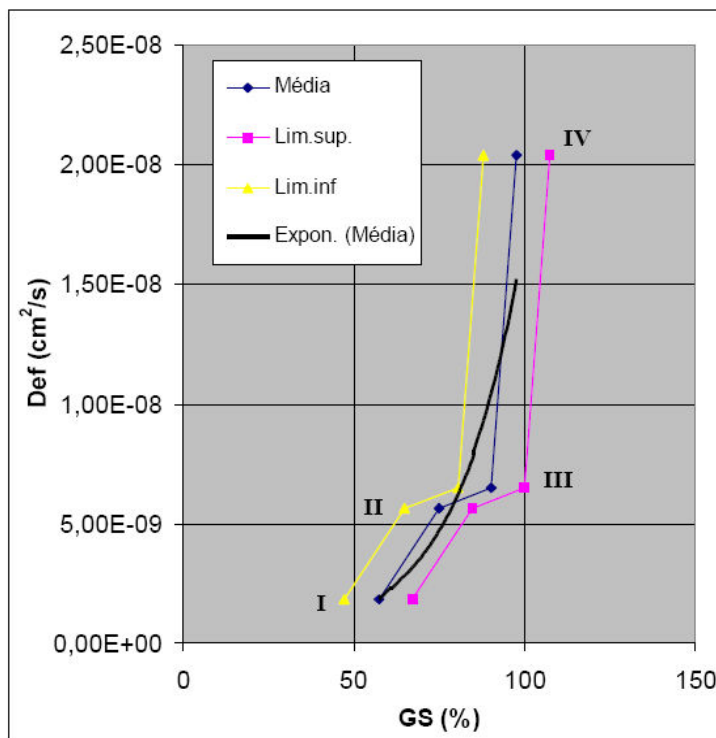


Figura 4.3 – Valores médios do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e intervalo de confiança na média do GS (confiança de 95%) (GUIMARÃES 2000)

De acordo com Guimarães (2000), para que seja possibilitado um melhor entendimento da forma como a água atua neste processo, é preciso que seja descrito o seu comportamento dentro da rede de poros da pasta de cimento endurecida.

Sato (1998) apud Guimarães (2000) explana que o diâmetro crítico, que se trata da menor dimensão do poro a partir do qual se estabelece uma rede de poros conectados, é parâmetro de alta relevância para o transporte de massa na pasta de cimento.

Segundo Mehta e Manmohan (1980), os poros grandes influenciam de maneira mais decisiva na resistência à compressão e na difusividade, enquanto que os poros pequenos desempenham papel mais significativo na retração e na fluência.

Na figura 4.4, verificam-se os resultados obtidos por Mehta e Manmohan (1980) da distribuição de poros na pasta de cimento. Os pontos de inflexão das curvas dizem respeito aos diâmetros críticos das pastas com diferentes relações a/c .

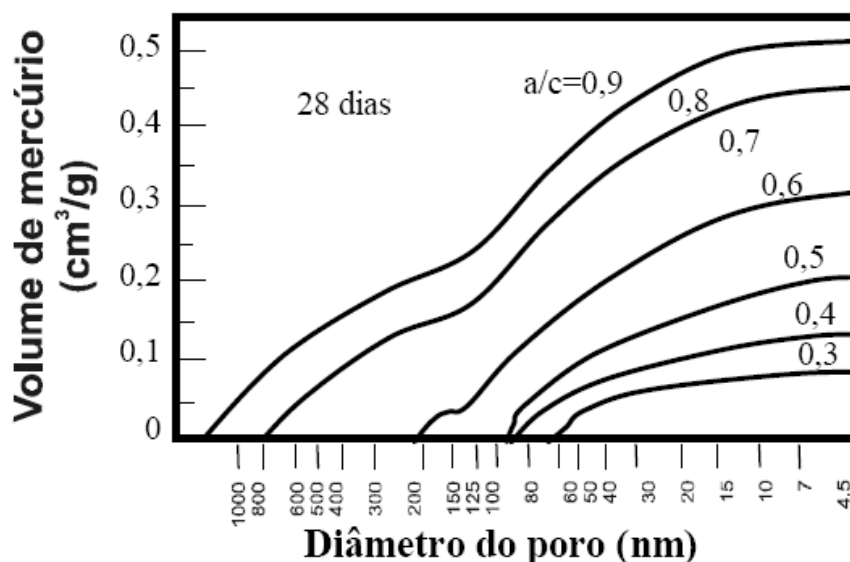


Figura 4.4 – Distribuição dos poros na pasta de cimento (MEHTA E MANMOHAN, 1980)

Guimarães (2000) apresentou as seguintes considerações, objetivando mostrar um possível mecanismo capaz de explicar a influência da variação do GS na difusão de íons cloreto na pasta de cimento endurecida:

- Na pasta de cimento endurecida saturada (FIGURA 4.5), 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 figura 4.4, 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. Destarte, diminuindo o GS de 100 % até 85 %, deve diminuir mais acentuadamente a água na rede de poros com diâmetros maiores que o diâmetro crítico (FIGURA 4.5). Portanto, a seção transversal de difusão dos íons diminui rapidamente conforme pode ser observado na figura 4.3 entre os pontos IV e III. Na figura 4.4, nota-se que o diâmetro crítico para a pasta com rel. a/c de 0,5 é de aproximadamente 80 nm, e que 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 figura 4.6 (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 (FIGURA 4.5). Logo a seção transversal de difusão dos íons pode diminuir muito. Nesse caso, os íons também têm 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 $\text{Ca}(\text{OH})_2$, 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 Figura 4.3 entre os pontos III e II;

▪ o coeficiente de difusão deve novamente diminuir rapidamente entre os pontos II e I (FIGURA 4.3) quando a espessura de água adsorvida nas paredes dos poros com diâmetro maior que os do diâmetro crítico começar a diminuir (FIGURA 4.5).

O processo descrito apresenta forte indício de ocorrência quando comparada a curva de distribuição dos poros na pasta de cimento (FIGURA 4.4) com os resultados dados pelo ensaio de influência do teor de umidade da pasta de cimento na difusão de íons cloreto. A inflexão na curva de distribuição dos poros na pasta com rel. a/c de 0,6 ocorre quando aproximadamente 15% do volume de vazios são preenchidos com mercúrio (FIGURA 4.4), o que equivale a um GS de 85% entre os pontos II e III (FIGURA 4.3).

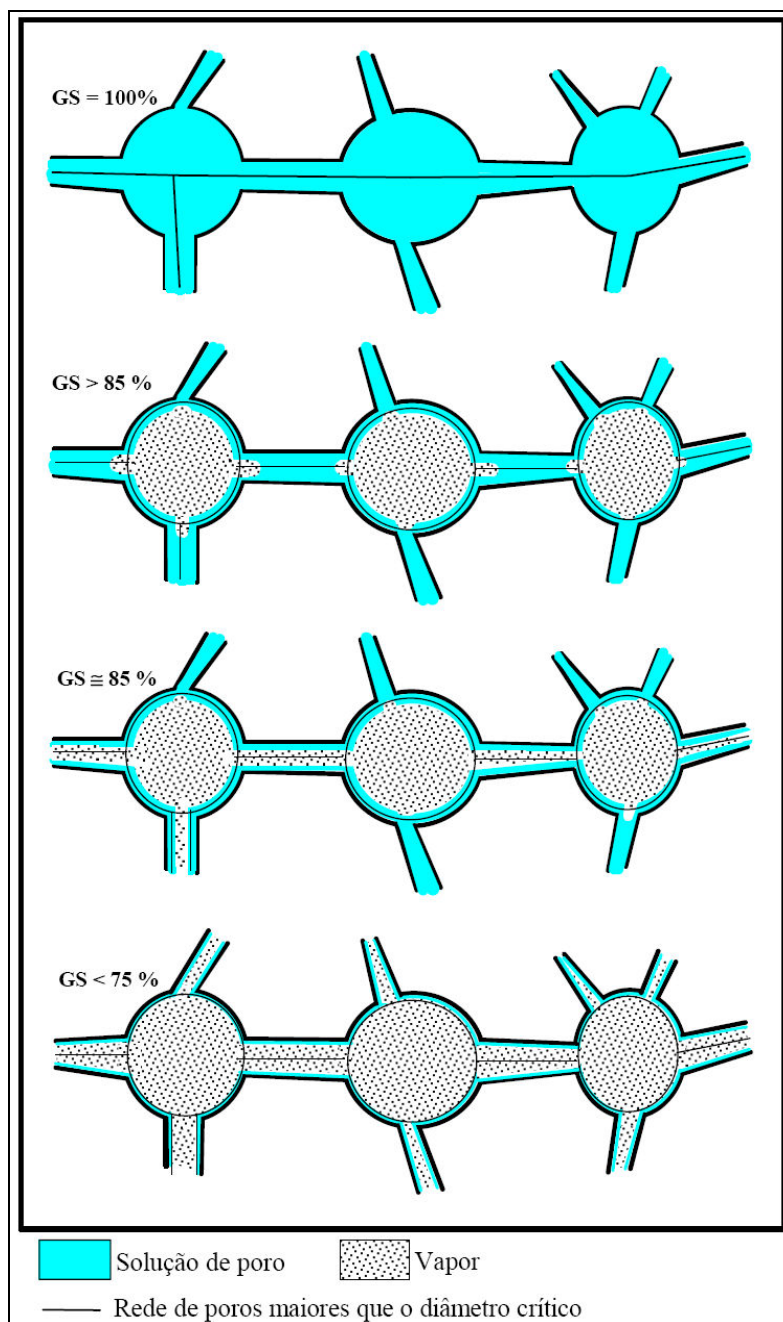


Figura 4.5 – Rede de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes teores de umidade (GUIMARÃES, 2000).

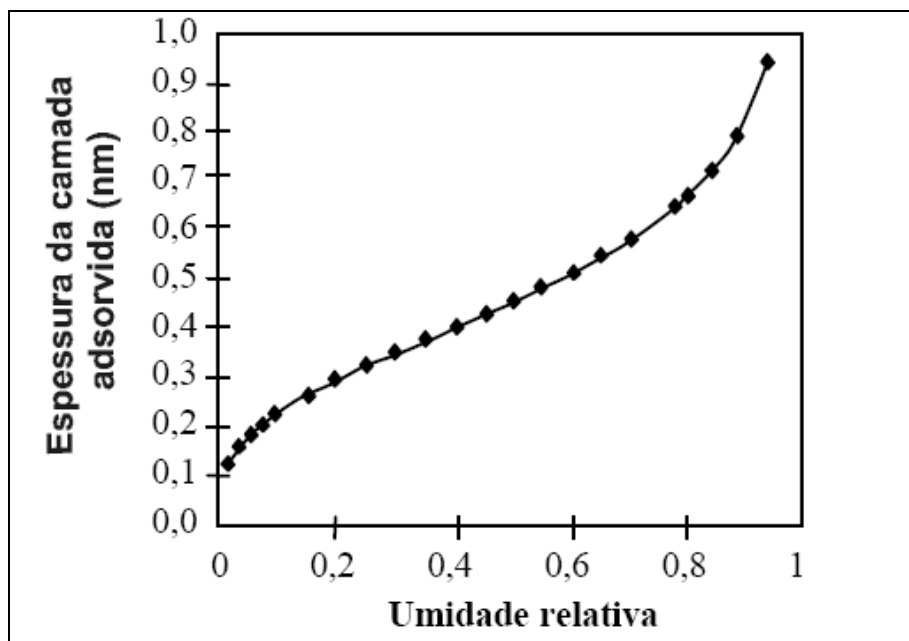


Figura 4.6 – Espessura da camada de água adsorvida nas paredes dos poros em função da UR (QUÉNARD E SALLÉE, 1992 apud GUIMARÃES, 2000).

Na opinião de Guimarães (2000), os resultados obtidos no seu ensaio parecem estar em conformidade com o que constatou Mehta et al. (1992) a respeito da correlação do sentido do vapor com o coeficiente de difusão de cloreto. O ensaio de Mehta et al. (1992) aponta que quando o vapor se desloca no mesmo sentido dos íons cloreto, o coeficiente de difusão é significativamente maior do que quando há deslocamento no sentido oposto. Na figura 4.7, é possível observar 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 do que quando o vapor está em sentido contrário.

Considerando o volume total de poros, os resultados apresentados por Martys (1999) apresentam maior influência do grau de saturação na difusão dos íons cloreto do que os constatados por Guimarães (2000). Se for levado em consideração, por exemplo, GS de 90%, que equivale a rede de poros conter aproximadamente 33% de água do volume total de vazios, ou seja, 5% de água em 15% de volume de vazios, Martys (1999) obteve relação entre coeficiente de difusão entre pasta não saturada e pasta saturada ($D_{ef}/D_{máx}$) de 0,15, enquanto que Guimarães (2000), obteve 0,32. Acontece que na pasta de cimento tem-se influência dos poros menores do que o diâmetro crítico na difusão dos íons cloreto, mas esta diferença é relativamente pequena quando a pasta de cimento está saturada. No entanto, quando há pouca umidade na rede interligada, a influência destes poros passa a ser considerável.

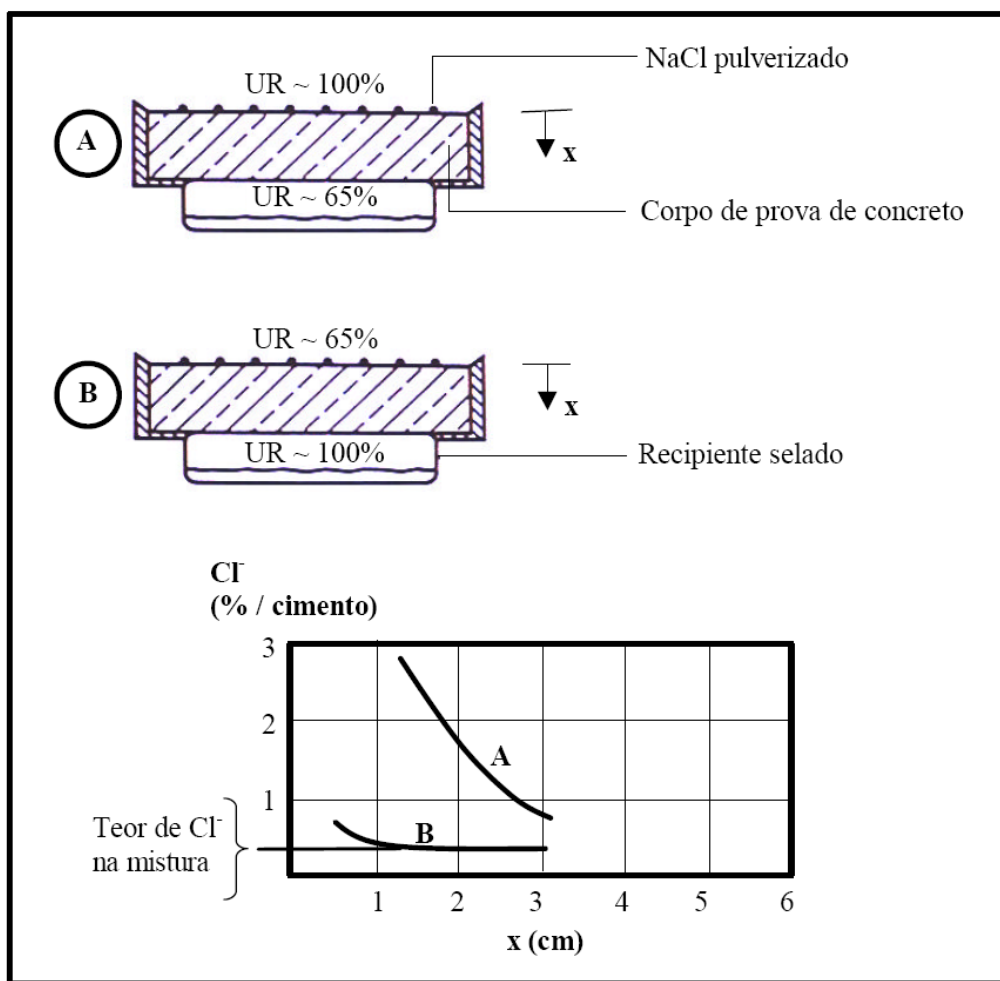


Figura 4.7 – Ensaio correlacionando o sentido do vapor de água com o coeficiente de difusão (MEHTA ET AL., 1992).

Guimarães e Helene (2001) realizaram novos ensaios com algumas alterações na metodologia do ensaio de Guimarães (2000), permitindo análise dos resultados usando a segunda lei de Fick, o que possibilita a obtenção de um resultado mais próximo da realidade, visto que o fluxo de íons cloreto ocorre em regime não permanente. Assim, os pesquisadores traçaram o gráfico presente na figura 4.8, que apresenta um formato bastante semelhante ao anterior, onde foi empregada a primeira lei de Fick.

Na figura 4.9 são comparados os resultados da pesquisa realizada com pasta de cimento, utilizando a primeira lei de Fick (GUIMARÃES, 2000) e da pesquisa realizada com argamassa, utilizando a segunda lei de Fick (GUIMARÃES e HELENE, 2001). Observa-se uma grande semelhança nos resultados.

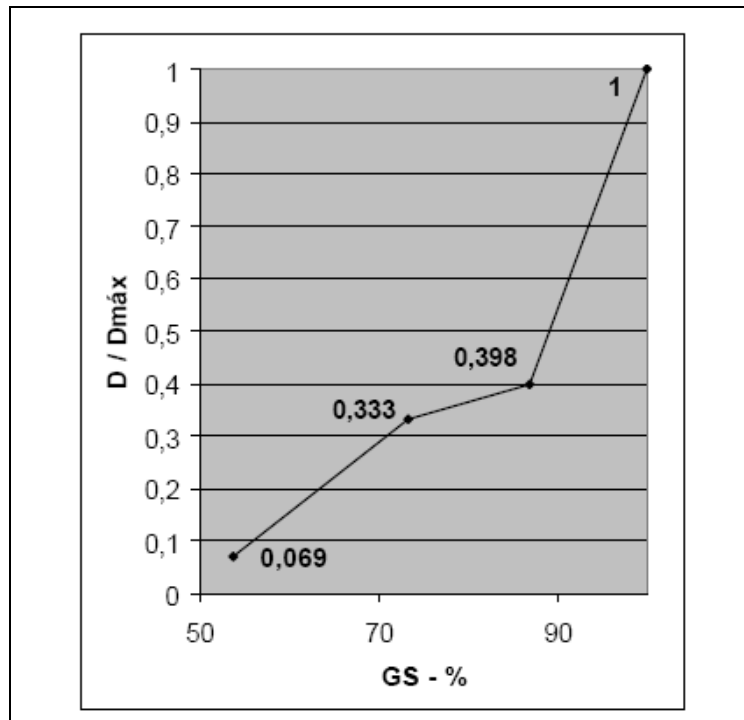


Figura 4.8 - Relação entre os coeficientes de difusão e o coeficiente de difusão máximo (grupo saturado) – $D / D_{máx}$ (GUIMARÃES e HELENE, 2001).

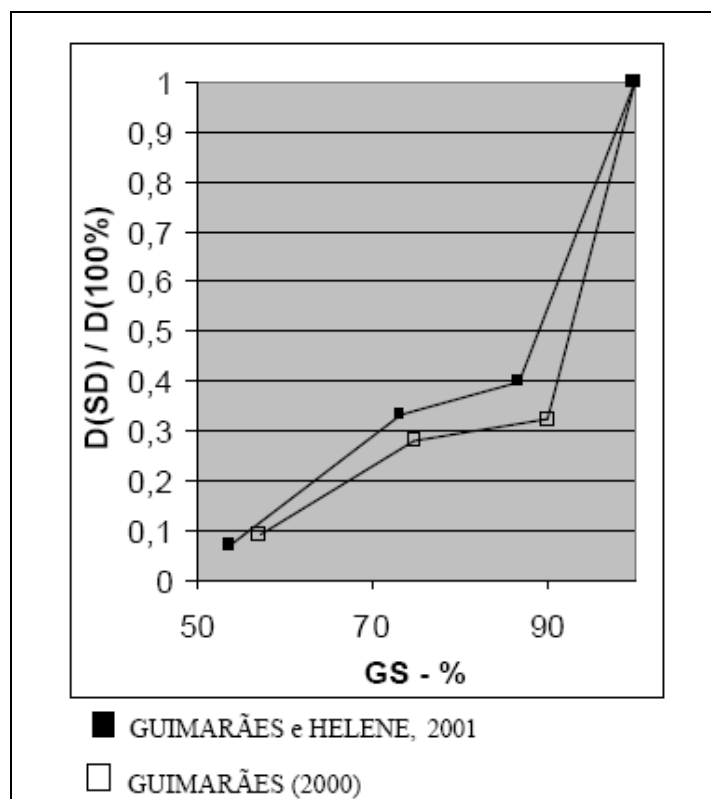


Figura 4.9 - Influência do GS na pasta de cimento (GUIMARÃES, 2000) e na argamassa (GUIMARÃES e HELENE, 2001)

Climent et al. (2002), também relacionaram coeficiente de difusão com grau de saturação. Na realização de sua pesquisa, Climent et al. (2002) submeteram a superfície do concreto à interação com gases ricos em cloretos, produtos da combustão do PVC a fim de determinar os perfis de cloreto. Trabalharam com grau de saturação máximo de aproximadamente 80%. Ensaíram dois traços de concreto, ambos com cimento Portland comum, sendo que um deles com 25 MPa de resistência aos 28 dias e a/c igual a 0,6 e outro com 35 MPa de resistência aos 28 dias e relação a/c de 0,5. Os resultados dos experimentos de Climent et al. (2002) se fazem presentes na figura 4.10.

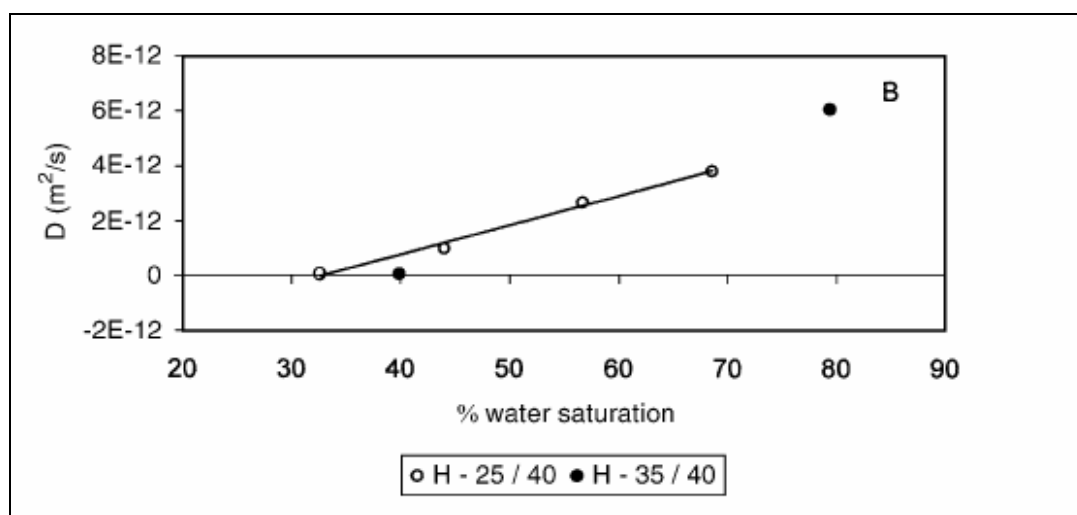


Figura 4.10 – coeficiente de difusão (D) x GS (CLIMENT ET AL., 2002)

Nielsen e Geiker (2003) trabalharam com testemunhos com dimensões de 70x100x100 mm executados com cimento de alta resistência inicial, com a/c = 0,50, contaminados por imersão de duas horas em solução com 26% de cloreto de sódio em relação à massa de água e posterior secagem com secador de cabelo. Desta forma, obtiveram relação entre coeficiente de difusão e grau de saturação de 53,8% e 59,4%, conforme figura 4.11.

Os testemunhos saturados (GS=100%) foram executados com as dimensões de 60x100x100 mm, tendo ficado imersos em solução com 3% de NaCl por 30 dias.

Em seu estudo, Guimarães (2005), relaciona grau de saturação com um coeficiente $D/D_{\text{máx}}$ (FIGURAS 4.12 e 4.13), que se trata do valor do coeficiente de difusão obtido dividido pelo coeficiente de difusão máximo, que ocorre em concretos saturado.

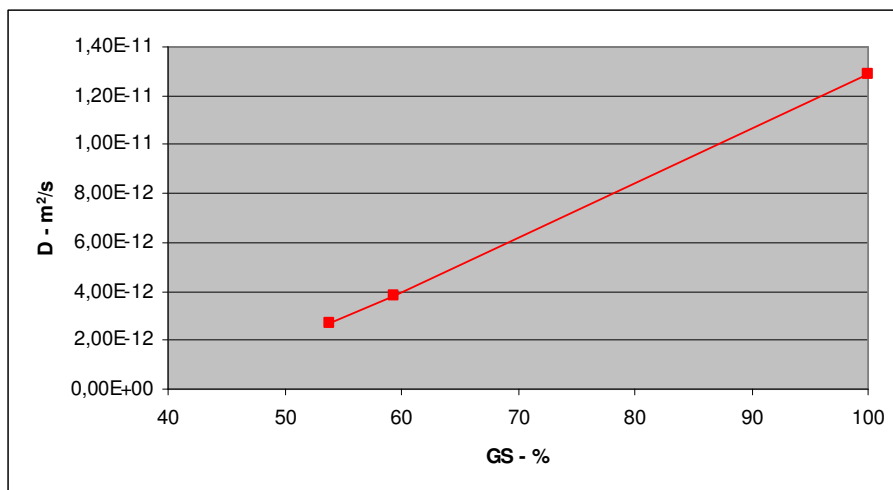


Figura 4.11 - coeficiente de difusão (D) x GS (NIELSEN e GEIKER, 2003).

O objetivo do estudo de Guimarães (2005) foi o de executar um modelo para obtenção do coeficiente de redução do coeficiente de difusão de cloretos para concreto executado com cimento pozolânico exposto no extremo sul do Brasil (FIGURA 4.14).

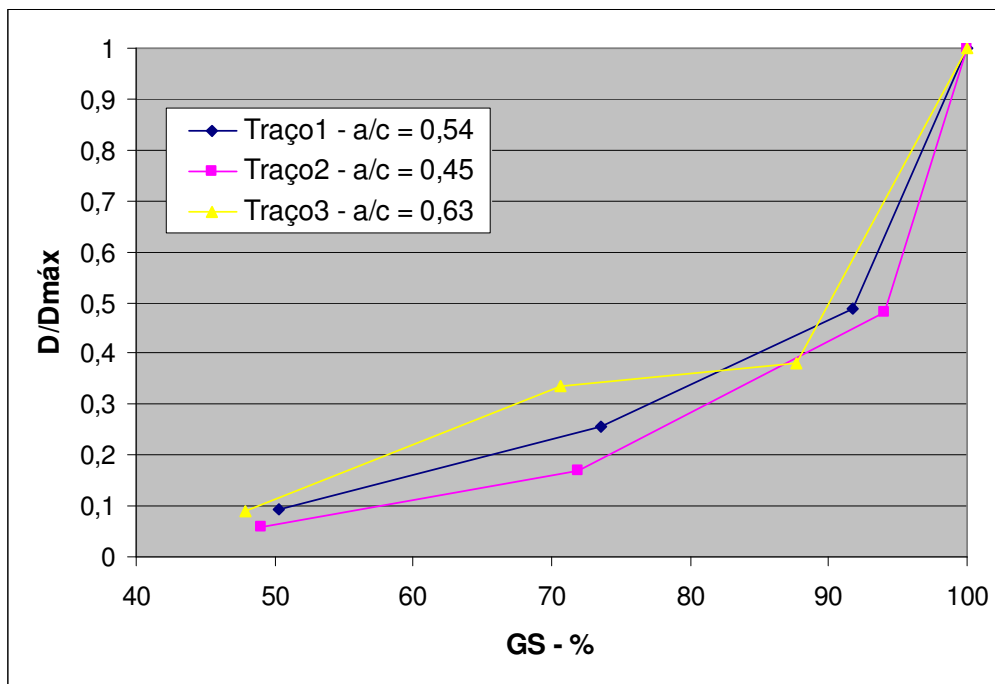


Figura 4.12 – Variação do coeficiente de difusão em função da variação do GS e da relação a/c. Argamassa peneirada de concreto com abatimento de tronco de cone de 110 mm, cimento pozolânico e adensamento manual (GUIMARÃES, 2005).

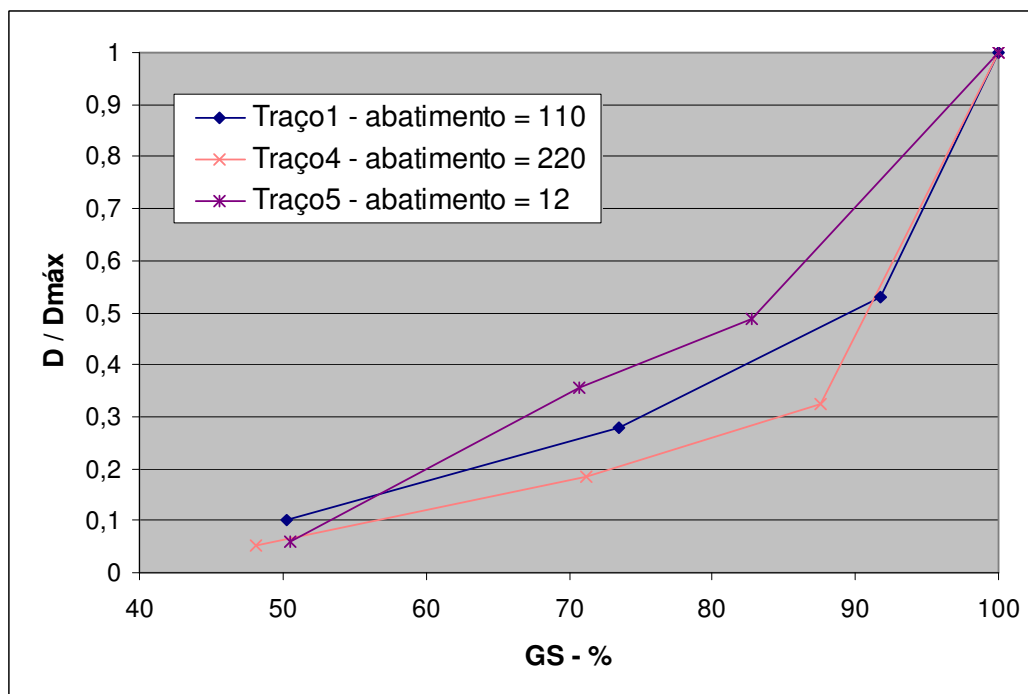


Figura 4.13 - Variação do coeficiente de difusão em função da variação do GS e do abatimento de troco de cone. Argamassa peneirada de concreto com relação a/c de 0,54, cimento pozolânico e adensamento manual (GUIMARÃES, 2005).

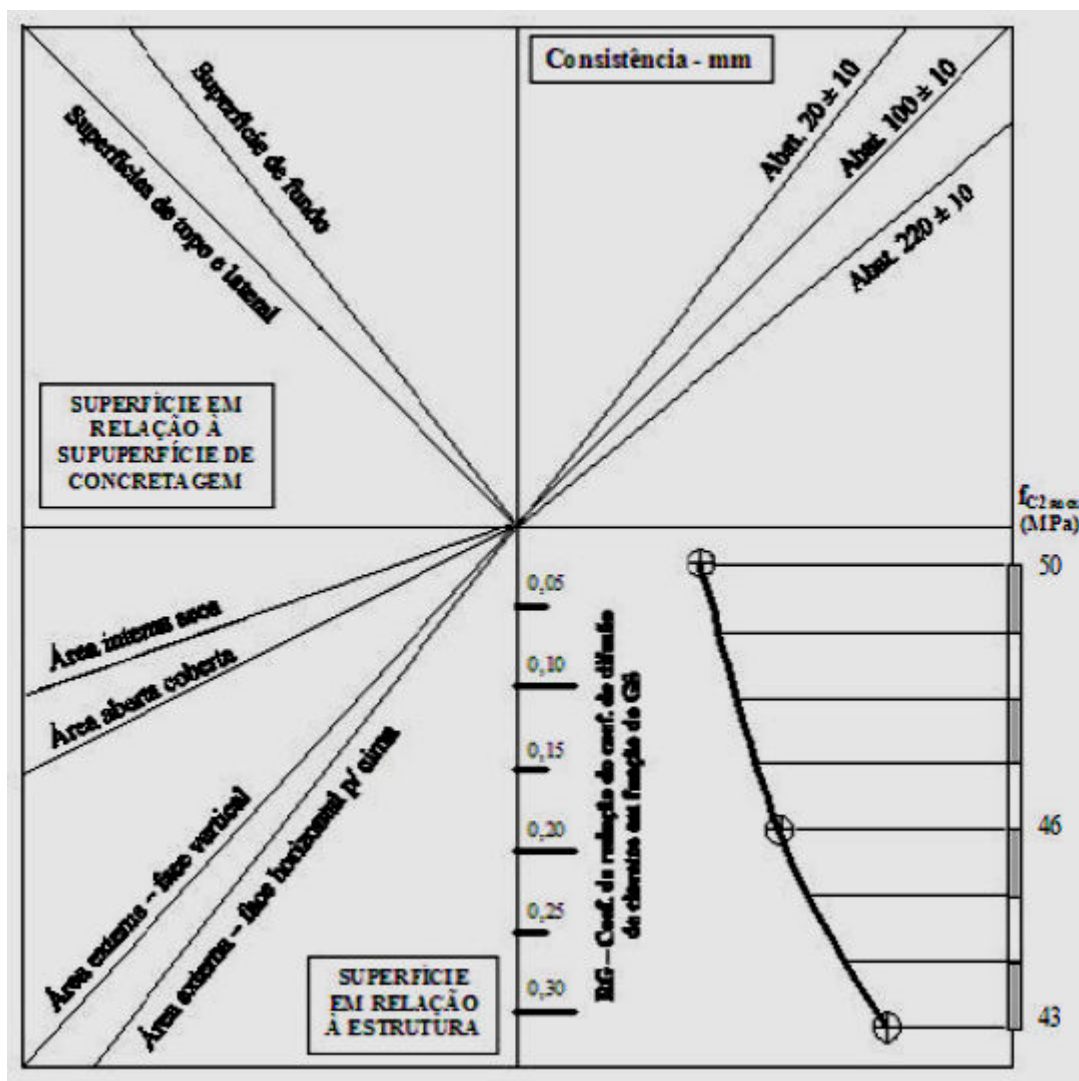


Figura 4.14 - Nomograma para obter o coeficiente de redução do coeficiente de difusão do cloreto - R_{GS} - valor da média anual considerando a variação sazonal do GS. Concreto executado com cimento pozolânico, vibração manual, exposto no extremo sul do Brasil. (GUIMARÃES, 2005)

O método utilizado por Guimarães (2005) para a obtenção do modelo presente na figura 4.14 é aplicado no presente trabalho, onde é desenvolvido nomograma semelhante para concreto executado com cimento diverso do utilizado na pesquisa anterior.

5. EXPERIMENTO

5.1 MÉTODOS DE ENSAIO

5.1.1 Método de ensaio da influência do grau de saturação na difusão dos íons cloreto

Para a realização do presente trabalho, foi utilizado o método desenvolvido por Guimarães (2000) e modificado por Guimarães e Helene (2001), conforme descrição a seguir:

- Moldagem de 50 CP's cilíndricos de 30 mm X 50 mm para cada traço de concreto, com argamassa peneirada;
- desmoldagem dos CP's após 24 horas e colocação dos mesmos em cura úmida por 28 dias;
- colocação dos CP's em ambiente de laboratório após os 28 dias;
- realização de ensaios, aos 150 dias, de massa seca, massa específica seca e absorção por imersão após fervura em seis corpos de prova de cada traço para controle do GS dos CP's selecionados para os ensaios de difusão;
- formação aleatória de 4 grupos de 6 corpos de prova, aos 165 dias, e estabilização com graus de saturação de aproximadamente 50%, 75%, 90% e 100% para cada traço. As dadas porcentagens de GS foram obtidas pela secagem em estufa a 50°C ou pela molhagem dos CP's com água destilada. A equação para verificação do grau de saturação é colocada a seguir.

$$GS = (((M_{GS} - M_{seca}) / M_{seca}) \cdot 100 / A) \cdot 100 \quad (5.1)$$

onde

GS – grau de saturação em %;

M_{GS} – massa do corpo de prova para o GS previsto em g ;

M_{seca} – massa do corpo de prova seco em g;

A – absorção por imersão após fervura em %, conforme ASTM C 642 (1990);

- após a obtenção dos GS's desejados, cada grupo de CP's não saturados é vedado com três sacos plásticos com mínima presença de ar, o qual é retirado a partir de leve sucção, enquanto que os corpos de prova saturados são colocados em recipientes de vidro, também vedados, de modo a ficarem parcialmente submersos, até a altura onde a zona de fatiamento dos corpos de prova não é atingida;
- passados 34 dias, e totalizando 199 a partir da data de início do experimento, os CP's são retirados dos sacos plásticos e dos recipientes de vidro e contaminados com NaCl, moído até passar totalmente na peneira nº 100, nas faces inferiores em relação às moldagens. A fim do cloreto ser mantido nas superfícies, é colocada uma proteção com esparadrapo à prova de água durante o ensaio nos CP's não saturados. Esses, novamente, são vedados com três sacos plásticos (FIGURA 5.1). Os Cp's saturados são protegidos com tubos plásticos, para que a umidade que possa ser acumulada no topo não escorra pela parede lateral. Após os CP's saturados são novamente colocados parcialmente submersos (FIGURA 5.2);
- depois de sete dias de contaminação, são retiradas as proteções plásticas e também o cloreto restante da superfície dos corpos de prova dos grupos saturados. Logo após, para retirar totalmente os cloretos precipitados, passa-se ar comprimido nessa superfície. A seguir os corpos de prova são fatiados obtendo-se o perfil de íons cloretos solúveis em ácido, seguindo as recomendações da ASTM C 1152 (1990);
- os corpos de prova com GS de aproximadamente 90% e 75% são fatiados, respectivamente, após 16 e 21 dias da contaminação, enquanto que os com aproximadamente 50%, são fatiados após 130 dias.



Figura 5.1 - Corpos de prova de argamassa peneirada dos cinco traços de concreto estabilizado para graus de saturação de aproximadamente 50%, 75% e 90%

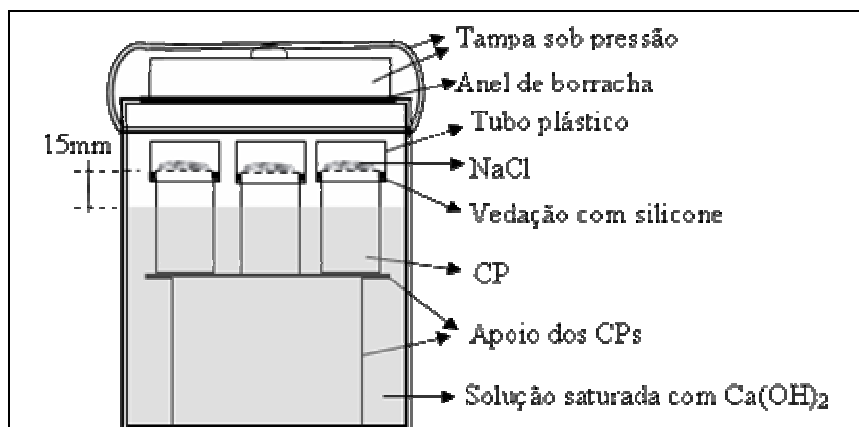


Figura 5.2 - Esquema da contaminação dos corpos de prova de argamassa peneirada de concreto para GS de 100%.

Os resultados são analisados, obtendo-se a influência do GS sobre a difusão de íons cloreto em concreto, variando a consistência e a relação a/c.

O volume de poros interligados de cada argamassa peneirada também é analisado, considerando-se sua influência sobre a variação do coeficiente de difusão em função da variação do GS. O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio é realizado em corpos de prova de argamassa peneirada do concreto, com idade aproximada de 180 dias.

5.1.2 Método de ensaio da variação do GS para diferentes micro-ambientes e tipos de concreto

Foi empregado, neste estudo, o método desenvolvido por Guimarães (2000, 2005), conforme descrito a seguir.

A fim de que sejam obtidos testemunhos para as medições de variação do GS, são moldados blocos de concreto com 150 mm X 150 mm X 300 mm para cada traço de concreto. Desses, são extraídos testemunhos com aproximadamente 100 mm de diâmetro e 40 mm de espessura. Os testemunhos extraídos são, então, ensaiados para que se obtenha massa seca, massa específica seca, índice de vazios e absorção máxima, de acordo com ASTM 642 (1990). Após caracterização dos testemunhos, esses são impermeabilizados com silicone em todos os lados, ficando apenas um topo descoberto.

Para medir o GS, são consideradas as seguintes variáveis (GUIMARÃES, 2005):

- Variação do GS em função do tipo de concreto: para cada traço, foram preparados dois testemunhos de 100 mm de diâmetro e 40 mm de espessura, obtidos das partes centrais dos blocos, aqui chamados de VC1, VC2, VC3, VC4 e VC5 (FIGURA 5.3). Todos os testemunhos foram postos em exposição na vertical, com a face sem silicone orientada para o sul em local sujeito à intempérie.
- Variação do tipo de superfície exposta: obedecendo a mesma posição dos testemunhos anteriores, foram colocados em exposição testemunhos também com 100 mm de diâmetro e 40 mm de espessura com um dos topos mantendo a superfície externa sem silicone orientada para o sul, denominados VT1, VF1, HL1 e HC1, que junto com o VC1 completam esta série, conforme figura 5.3.
- Variação da posição da superfície exposta: foram extraídos 12 testemunhos VC1, com 100 mm de diâmetro e 40 mm de espessura com a superfície sem silicone com as seguintes orientações: dois para cima (testemunhos na horizontal, simulando lajes de cobertura), dois para baixo (testemunhos na horizontal, simulando faces inferiores de lajes protegidas), dois para leste (na vertical), dois para oeste (na vertical) e dois no interior do laboratório, que junto com o VC1 voltado para o sul, completam esta série.

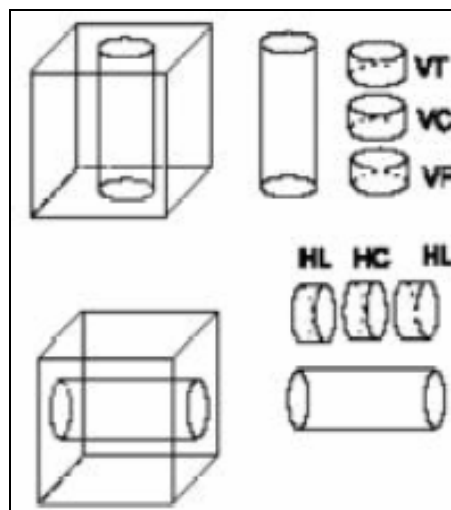


Figura 5.3 – Posição de extração dos testemunhos

Na figura 5.4, verifica-se o *rack* onde os CP's foram expostos simulando as situações acima descritas, enquanto que na figura 5.5, observa-se a localização geográfica do Campus Cidade FURG, local este onde se encontra o mencionado *rack* com os testemunhos.



Figura 5.4 – Rack com testemunhos para medição do GS em função da variação sazonal e do posicionamento geográfico



Figura 5.5 – Distância do ponto FURG, local onde se encontra o rack, até o canal de acesso do porto de Rio Grande – RS. Adaptado de Google Earth.

No presente trabalho, foram utilizadas medições realizadas no período de um ano - desde a outono de 2007 até o verão de 2008. As medições ocorreram semanalmente e foram realizadas através da pesagem dos testemunhos expostos no rack e aplicação dos valores na equação 5.1, já que com medições semanais se obtém uma amostra representativa da estação do ano (SOUZA, 2005).

Houve a moldagem de 5 corpos de prova de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, para cada traço, para obtenção da resistência à compressão aos 28 e 60 dias.

5.2 MATERIAIS

No presente item, são caracterizados os materiais empregados no decorrer dessa pesquisa.

O cimento utilizado é do tipo CP V RS – ARI, cimento de alta resistência inicial e resistente a sulfato. Na tabela 5.1 apresentam-se as características principais deste cimento.

Os agregados miúdo e graúdo empregados nos traços se tratam, respectivamente, de areia quartzosa, cujas características são descritas na tabela 5.2 e de brita granítica, cujas especificações se fazem presentes na tabela 5.3 .

A água utilizada era potável.

Foram executados cinco traços de concreto: três traços de igual consistência e variando a relação a/c; e dois traços de igual relação a/c e variando a consistência. Todos os traços possuem teor de argamassa seca de 52%. Na tabela 5.4 podem ser visualizados os traços dos concretos, seus abatimentos de tronco cônico e massa específica do concreto fresco. Na tabela 5.5 são apresentadas suas resistências à compressão aos 28 dias e 60 dias.

Tabela 5.1 – Características do cimento utilizado

<i>Item de Controle</i>	<i>Unid.</i>	<i>Média</i>	<i>Desvio</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>
Material Retido #200 (mesh)	%	0,05	0,05	0,00	0,10
Material Retido #325 (mesh)	%	0,80	0,14	0,60	1,20
Blaine	cm ² /g	5026	53	4930	5120
Água de Consistência	%	29,27	0,11	29,00	29,50
Início de Pega	Horas	3:56	0:19	3:30	4:35
Fim de Pega	Horas	5:07	0:19	4:40	5:50
Expansibilidade a Quente	mm	0,40	0,44	0,00	1,00
Resistência R1	MPa	23,09	0,76	21,90	24,40
Resistência R3	MPa	34,22	0,70	32,90	35,60
Resistência R7	MPa	38,63	0,61	37,20	39,90
Resistência R28	MPa	48,01	0,77	46,60	49,30
Perda ao Fogo	%	3,28	0,15	2,88	3,61
SiO ₂	%	23,34	0,36	22,14	23,83
AL ₂ O ₃	%	7,24	0,16	6,85	7,55
Fe ₂ O ₃	%	3,30	0,04	3,24	3,38
CaO	%	52,40	0,43	51,47	53,62
MgO	%	5,85	0,07	5,70	6,04
K ₂ O	%	1,06	0,01	1,02	1,08
Na ₂ O	%	0,07	0,00	0,07	0,07
SO ₃	%	3,25	0,09	3,09	3,42
Resíduo Insolúvel	%	12,84	0,68	11,26	13,83
CO ₂	%	2,15	0,15	1,83	2,46
Massa Específica deste cimento: 2,99 g/cm ³					

Tabela 5.2 – Características da areia empregada

Peneiras		PESO (g)	% Retido	% Acumulado	NBR 7211/1983	
Número	Abertura (mm)				Ótima (%)	Utilizável (%)
3/8"	9,5	0,00	0,00	0,00		
4	4,8	0,33	0,03	0,03	3 - 5.	0 - 3
8	2,4	17,03	1,56	1,59	29 - 43	13 - 29
16	1,2	112,53	10,33	11,92	49 - 64	23 - 49
30	0,6	384,05	35,26	47,19	68 - 83	42 - 68
50	0,3	438,93	40,30	87,49	83 - 94	73 - 83
100	0,15	125,08	11,48	98,97	93 - 98	88 - 93
200	0,075	7,98	0,73	99,70	< 3%	< 5%
Resíduo		3,25	0,30	100,00	-	-
Soma		1089,15	100	247,19		
				Módulo de finura	2,47	

Tabela 5.3 - Características da brita empregada

PENEIRAS (abertura) em mm	MATERIAL retido em g	PERCENTAGEM EM PESO	
		percentagem retida	percentagem retida acumulada
76,00	0,00	0,00	0,00
50,00	0,00	0,00	0,00
38,00	0,00	0,00	0,00
25,00	0,00	0,00	0,00
19,00	9,25	0,10	0,10
9,50	7543,30	83,81	83,92
4,80	949,00	10,54	94,46
2,40	132,90	1,48	95,94
1,20	129,60	1,44	97,38
0,60	62,10	0,69	98,07
0,30	44,66	0,50	98,56
0,15	40,45	0,45	99,01
<0,15	88,75	0,99	100,00
TOTAIS	9000	100,000	767,44
PESO ESPECÍFICO APARENTE:		1,73 kg/l	
PESO ESPECÍFICO ABSOLUTO:		2,59 kg/l	
DIÂMETRO MÁXIMO:		19 mm	
MATERIAL PULVERULENTO:		1,63 %	
MÓDULO DE FINURA:		6,67	

Tabela 5.4 – Traços, abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco

Concreto	Traço (c : a : b : a/c)	Abatimento (cm)	Massa esp. fresca (kg/m ³)	Consumo de cimento (g/m ³)
Traço H1 (1:5:0,54)	1 : 2,12 : 2,88 : 0,55	9,5	2320	355
Traço H2 (1:4:0,45)	1 : 1,60 : 2,40 : 0,48	10,0	2326	419
Traço H3 (1:6:0,63)	1 : 2,64 : 3,36 : 0,66	9,5	2285	297
Traço H4 (1:4:0,54)	1 : 1,60 : 2,40 : 0,55	22,5	2308	416
Traço H5 (1:6:0,54)	1 : 2,64 : 3,36 : 0,57	1,8	2340	304

Tabela 5.5 – Resistência à compressão

Traço	Resistência média 28 dias (MPa)	Resistência 60 dias (MPa)
H1	39,19	46,33
H2	42,54	50,08
H3	29,40	37,16
H4	35,71	47,91
H5	36,28	45,55

A realização dos ensaios de teor de cloreto utilizados neste trabalho deu-se na Espanha, na cidade de Alicante, assim como os desgastes dos corpos de prova foram feitos na cidade de Madri, com a colaboração do Prof. Dr. Miguel Angel Climent Llorca e da Prof. Dra. Carmen Andrade. Desta forma, alguns resultados colocados neste trabalho também foram apresentados no trabalho de Vicente (2006), que foi graduado na Universidade de Alicante.

6. RESULTADOS E ANÁLISE

6.1 INFLUÊNCIA DO GS NA DIFUSÃO DE CLORETOS EM CONCRETOS COM DIFERENTES TRAÇOS

Os resultados obtidos dos ensaios realizados com os diversos grupos de corpos de prova aqui são apresentados. A contaminação e o desgaste dos testemunhos foram executados na cidade de Torroja, na Espanha. Os ensaios de teor de cloretos também foram feitos na Espanha, na Universidade de Alicante.

As figuras 6.1, 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5, mostram gráficos onde são relacionadas a porcentagem de cloreto existente nos testemunhos e a profundidade em que eles se fazem presentes, variando os traços e os graus de saturação dos concretos.

A tabela 6.1 apresenta os valores dos coeficientes de difusão (D), do tempo de contaminação e da concentração superficial (Cs) variando com o grau de saturação (GS). Lançando-se estes dados na equação 6.1, pôde-se traçar as curvas teóricas de percentual de cloretos relacionado à profundidade analisada.

$$\frac{C_x}{C_s} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D.t}}\right) \quad (6.1)$$

Onde:

x = profundidade analisada (0, 1, 3, 5, 7, 9 e 11 mm, no caso)

C_x = concentração na profundidade x

Observa-se que os valores de C_s para $GS = 100\%$ são menores do que para GS próximos a 90% e 75% . A ocorrência deste fato se deu devido ao esgotamento da fonte de cloretos nos testemunhos saturados, ou seja, ao final do processo de contaminação já não havia mais NaCl sólido presente no topo destes testemunhos devido à própria difusão, o que em nada prejudicou o ensaio.

TABELA 6.1 – Valores de tempo de contaminação, D e Cs variando com GS

H1				H4			
GS(%)	TEMPO(s)	D - m ² /s	Cs (%)	GS(%)	TEMPO (s)	D - m ² /s	Cs (%)
100	699000	1,34E-11	0,603	100	618000	1,23E-11	0,758
91,64	1379700	7,52E-12	1,026	91,1	1387200	1,14E-11	1,293
74,9	1808700	5,36E-12	1,021	78,07	1811700	1,12E-11	0,963
47,12	10973100	2E-12	0,11	46,98	11487300	2,49E-12	0,046
H2				H5			
GS(%)	TEMPO (s)	D - m ² /s	Cs (%)	GS(%)	TEMPO (s)	D - m ² /s	Cs (%)
100	702900	9,13E-12	0,637	100	615300	1,38E-11	0,643
90,83	1376100	6,69E-12	1,248	92,3	1395000	1,19E-11	0,878
76,15	1808100	3,35E-12	1,025	76,12	1743600	8,48E-12	0,768
46,96	10971900	1,55E-12	0,045	47,1	11422500	5,18E-12	0,031
H3							
GS(%)	TEMPO (s)	D - m ² /s	Cs (%)				
100	612900	1,45E-11	0,658				
88,67	1386000	1,43E-11	1,016				
75,53	1733400	1,42E-11	0,876				
44,05	10971000	2,58E-12	0,035				

Figura 6.1 – Perfis dos grupos do Traço H1 (a/c = 0,55; abatimento = 9,5 cm)

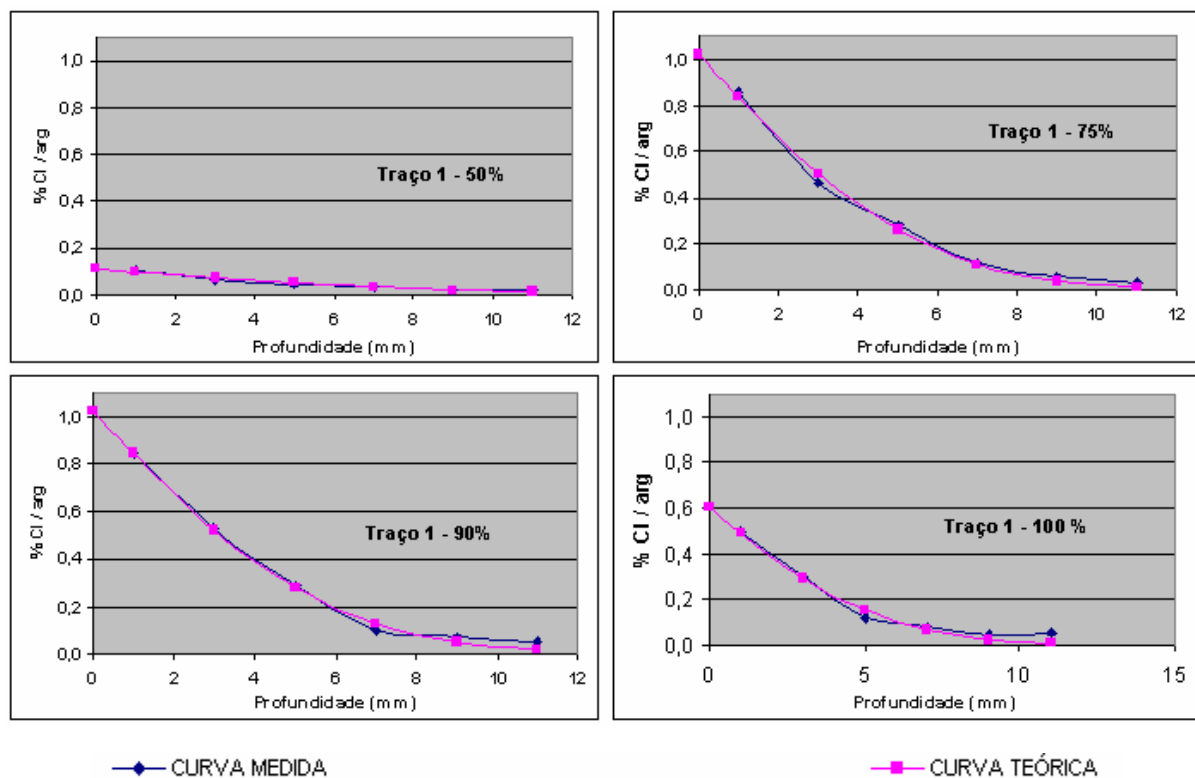


Figura 6.2 – Perfis dos grupos do Traço H2 ($a/c = 0,48$; abatimento = 10,0 cm).

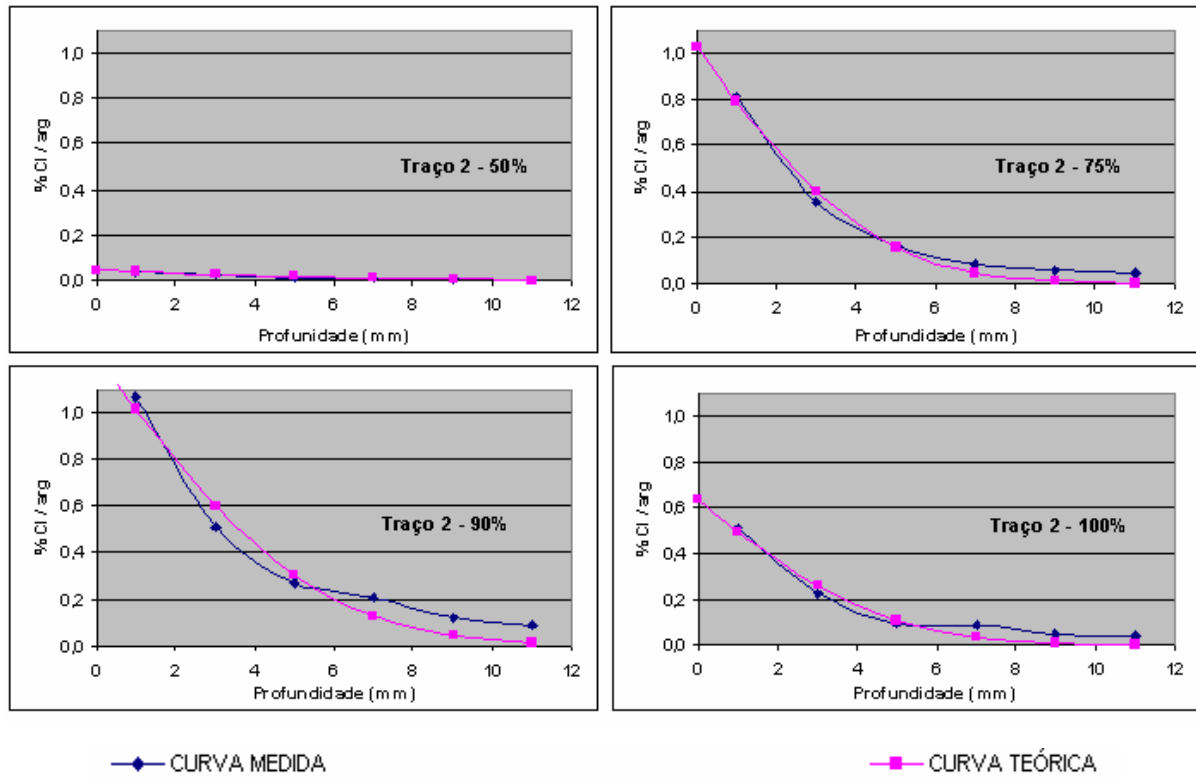


Figura 6.3 – Perfis dos grupos do Traço H3 ($a/c = 0,66$; abatimento = 9,5 cm)

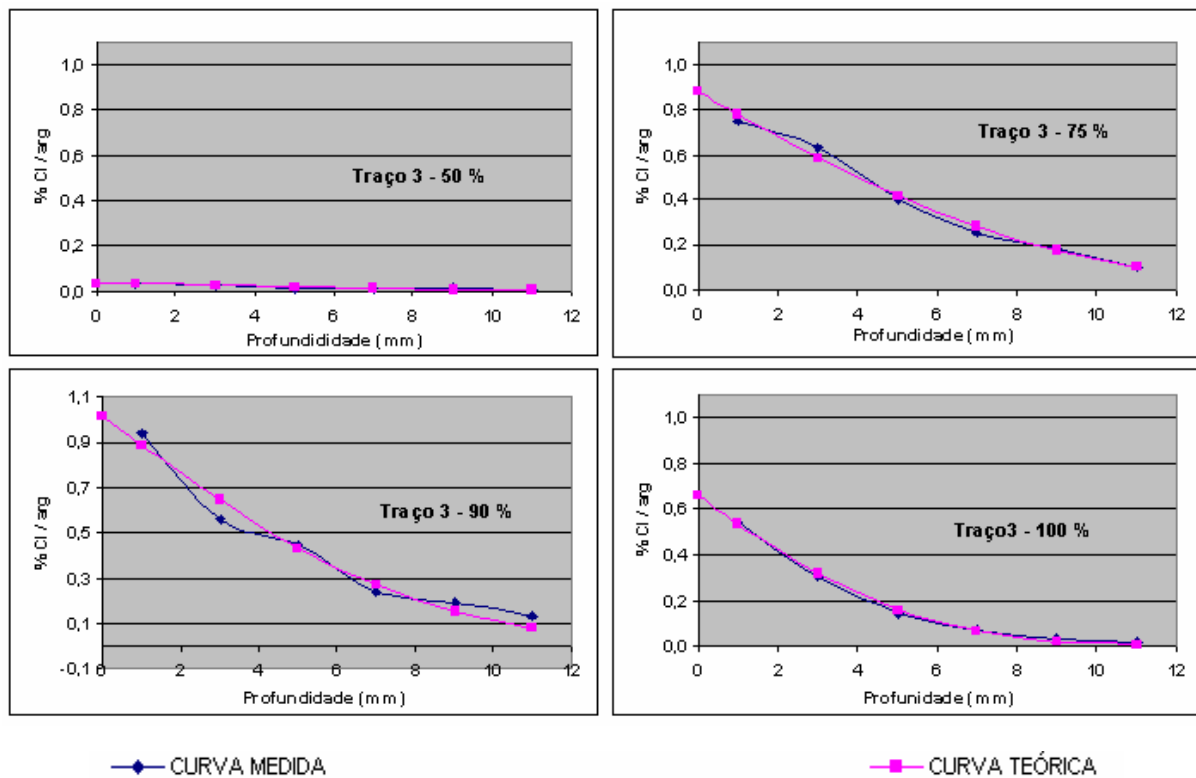


Figura 6.4 – Perfis dos grupos do Traço H4 ($a/c = 0,55$; abatimento = 22,5 cm).

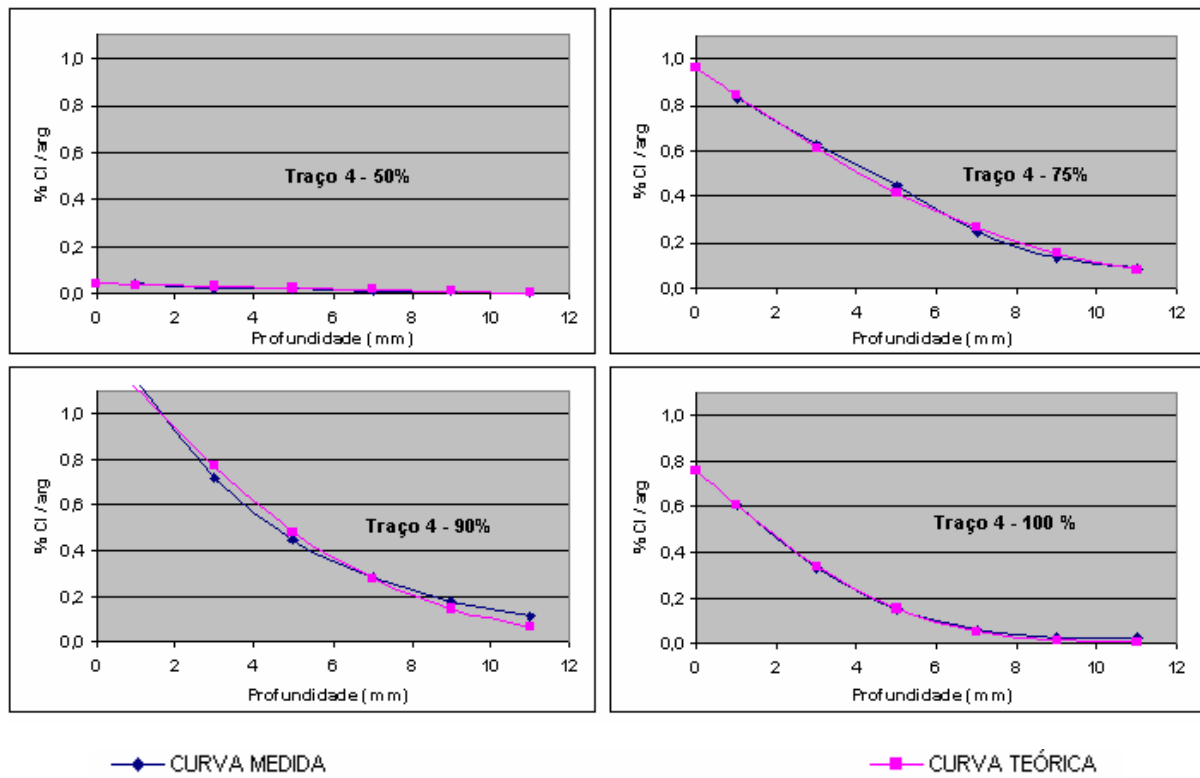
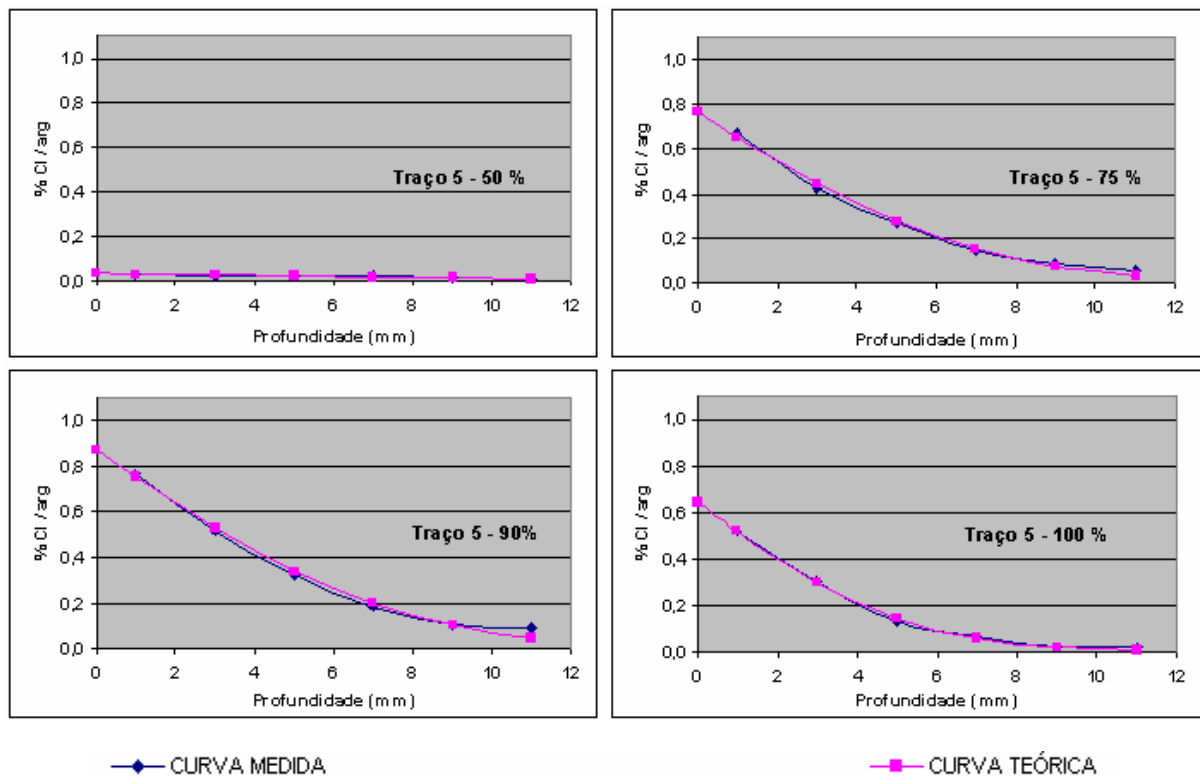


Figura 6.5 – Perfis dos grupos do Traço H5 ($a/c = 0,575$; abatimento = 1,8 cm).



6.1.1 Análise dos Resultados

Analisando-se os teores de cloreto presentes nas camadas dos corpos de prova, foram traçados gráficos relacionando coeficiente de difusão de cloretos e grau de saturação para os cinco traços de concreto (FIGURAS 6.6 e 6.7).

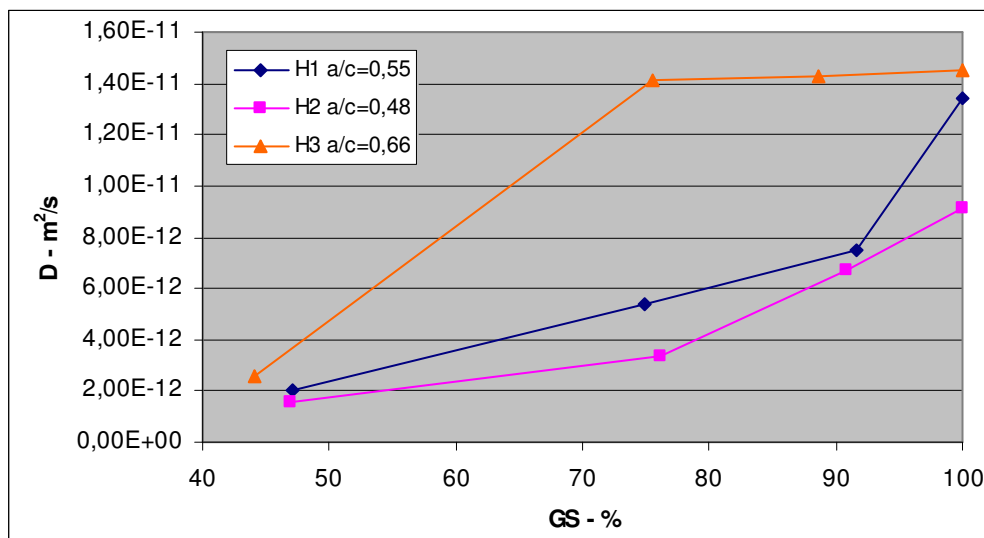


Figura 6.6 – Coeficiente de difusão X GS para concretos com diferentes relações a/c e abatimento = 100 ± 10mm.

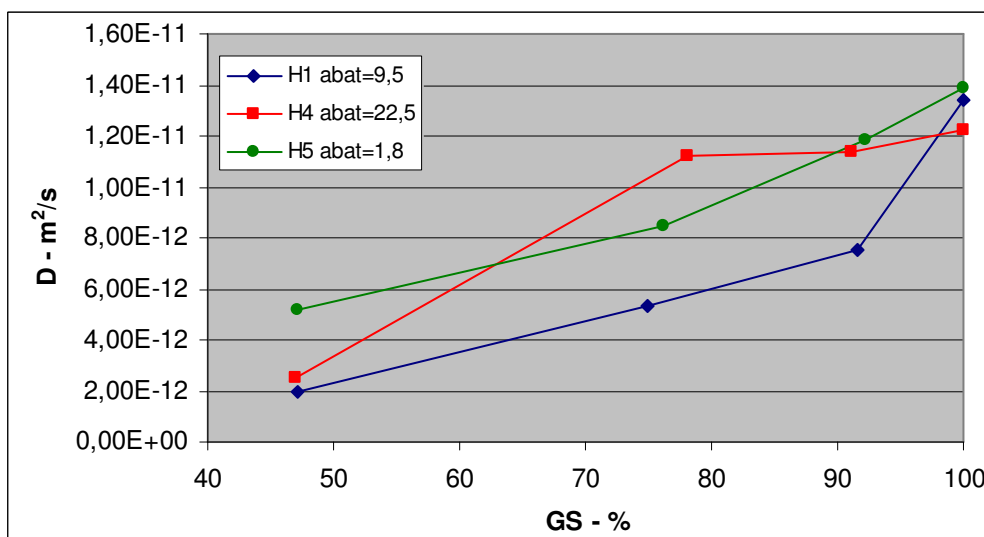


Figura 6.7 – Coeficiente de difusão X GS para concretos com diferentes consistências e a/c = 0,55

A partir da análise da figura 6.6, é possível observar que houve coerência no resultado, visto que, dos traços H1, H2 e H3, que possuem consistências semelhantes, o traço H3, que apresenta menor resistência à compressão (TABELA 5.5) e maior percentual de poros acumulados, é, realmente, o que atinge o maior valor de coeficiente de difusão na faixa de GS variando de 50% a 100%. Como era de se esperar, também, o concreto de traço H2, obteve os menores coeficientes de difusão para iguais valores de GS.

O traço H1, de abatimento mediano em relação aos traços H4 e H5 (FIGURA 6.7), de igual relação a/c e com resistência à compressão também intermediária em relação aos mesmos, foi o que apresentou os menores coeficientes de difusão entre os três, com exceção para GS = 100%. O concreto mais resistente dos três aos 60 dias, traço H4, foi o que pior se comportou entre o grupo, principalmente na faixa de grau de saturação variando entre 70% e 90%.

O traço H4 apresentou comportamento bem diferente do traço H1, embora tenha obtido resistência à compressão aos 60 dias, volume de poros mais interligados e $D_{crít}$ muito parecidos. O gráfico do traço H4 também apresentou um patamar, variando muito pouco o coeficiente de difusão para GS entre 100% e 75%. Esta característica de formar patamar é dos concretos de menor qualidade, como o caso do traço H3 por exemplo. O comportamento do traço H4 não pode ser explicado nesta pesquisa. Entretanto supõe-se que este fato deva-se à consistência muito fluida deste concreto, que pode ter influenciado no adensamento manual das amostras de argamassa peneirada do concreto.

Na figuras 6.8 e 6.9, verifica-se a relação entre o grau de saturação e $D/D_{máx}$, que se trata da razão entre cada coeficiente de difusão e o valor máximo atingido do mesmo coeficiente por traço.

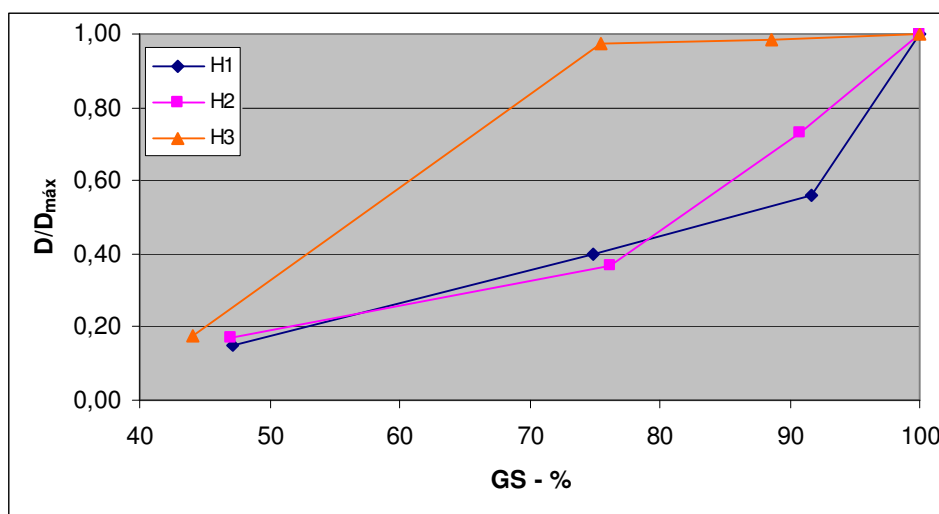


Figura 6.8 – Relação entre GS e $D/D_{máx}$ para os traços H1, H2 e H3

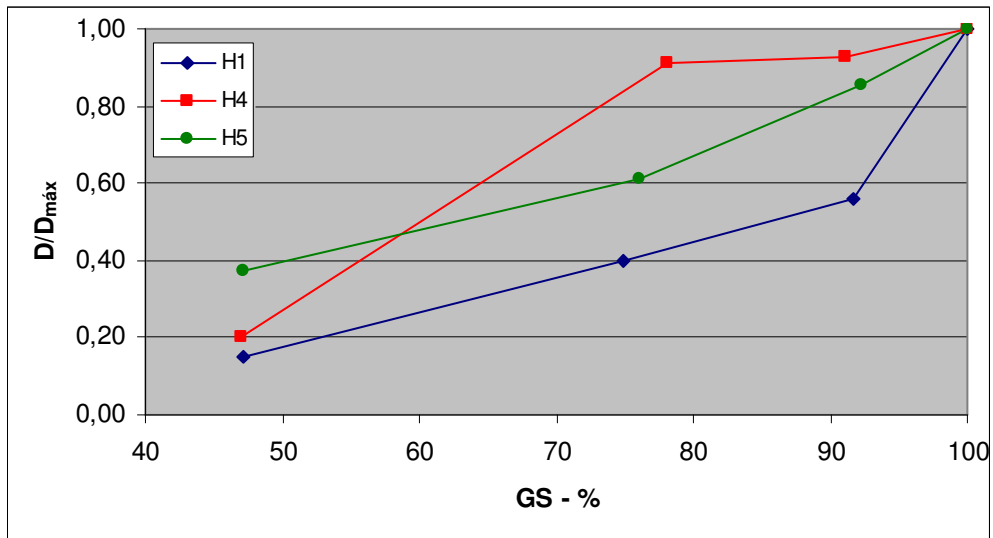


Figura 6.9 – Relação entre GS e $D/D_{máx}$ para os traços H1, H4 e H5

6.1.2 – Comparação de resultados

De posse do gráfico da figura 6.7, Vicente (2006) comparou os resultados de H1, por ele designado T1, com os valores presentes no gráfico elaborado por Climent (2002) (FIGURA 4.10), traçando um novo gráfico (FIGURA 6.10).

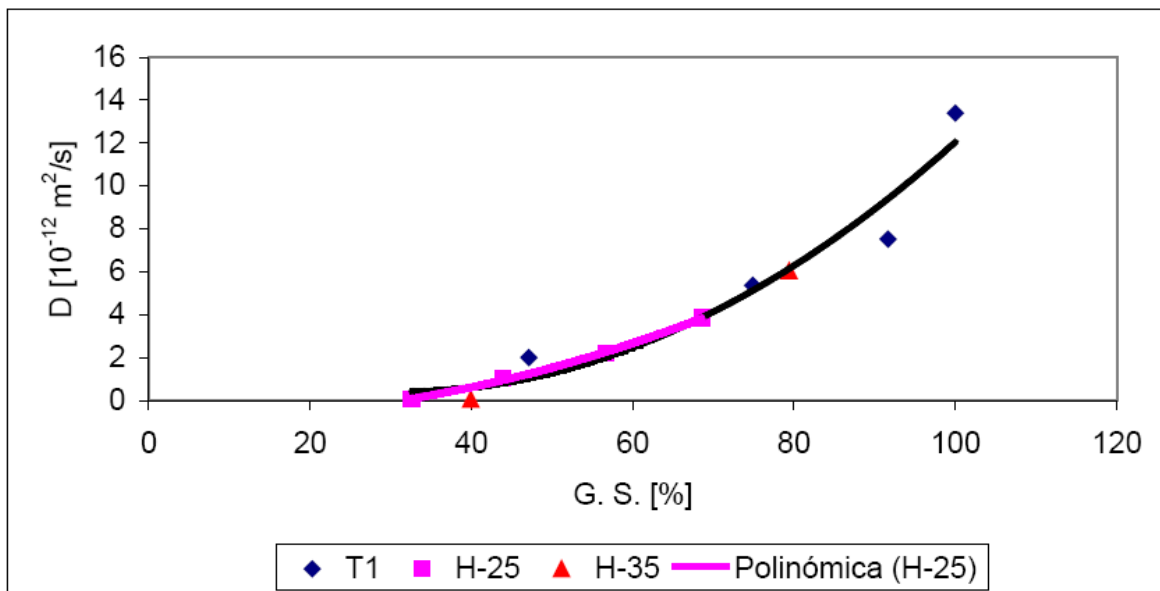


Figura 6.10 – Comparação de resultados (VICENTE, 2006).

Como conclusão de seu trabalho, Vicente (2006) colocou que todos os gráficos apresentam tendências bastante parecidas, comprovando que ambos os procedimentos experimentais e modelos empregados produzem resultados comparáveis. Vicente (2006) escolheu comparar o traço H1, que na figura 6.10 o autor denomina T1, com os traços chamados H-25 e H35 (FIGURA 6.10) pela semelhança das suas composições.

Ainda compara-se aqui os gráficos elaborados no presente trabalho aos valores obtidos por Nielsen e Geiker (2003) (FIGURA 4.11), conforme se observa na figura 6.11.

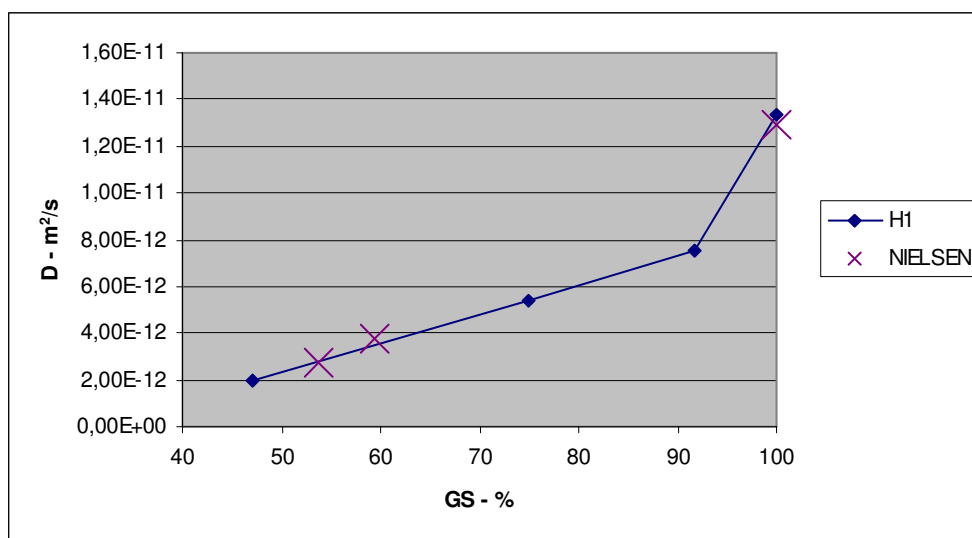


Figura 6.11 – Comparação de resultados do presente trabalho com os resultados de Nielsen e Geiker (2003)

A partir da análise da figura 6.11, conclui-se que os resultados averiguados por Nielsen e Geiker (2003) são bastante semelhantes aos do traço H1 deste trabalho. Ambos os concretos apresentam características parecidas quanto ao traço e relação a/c. Lastimavelmente Nielsen e Geiker (2003) não trabalhou com graus de saturação variando entre 60% e 100%. Mesmo assim parece que ambos os ensaios, cada um executado de forma diferente, apresentam resultados confiáveis.

Na figura 6.12, ainda é possível que sejam comparados os gráficos que relacionam coeficiente de difusão e grau de saturação dos concretos executados com cimento ARI, ensaiados no presente trabalho e os gráficos gerados pelos ensaios de Guimarães (2000), que empregou cimento pozolânico nos traços de concreto. Mais uma vez é percebida a coerência entre os resultados. Como era de se esperar, os melhores concretos executados com cimento ARI equivaleram-se aos piores concretos com cimento pozolânico no que diz respeito ao

coeficiente de difusão. Além disso, o formato das linhas geradas por ambos os trabalhos é muito semelhante, o que certifica a coerência dos resultados, com exceção do H4, conforme já discutido.

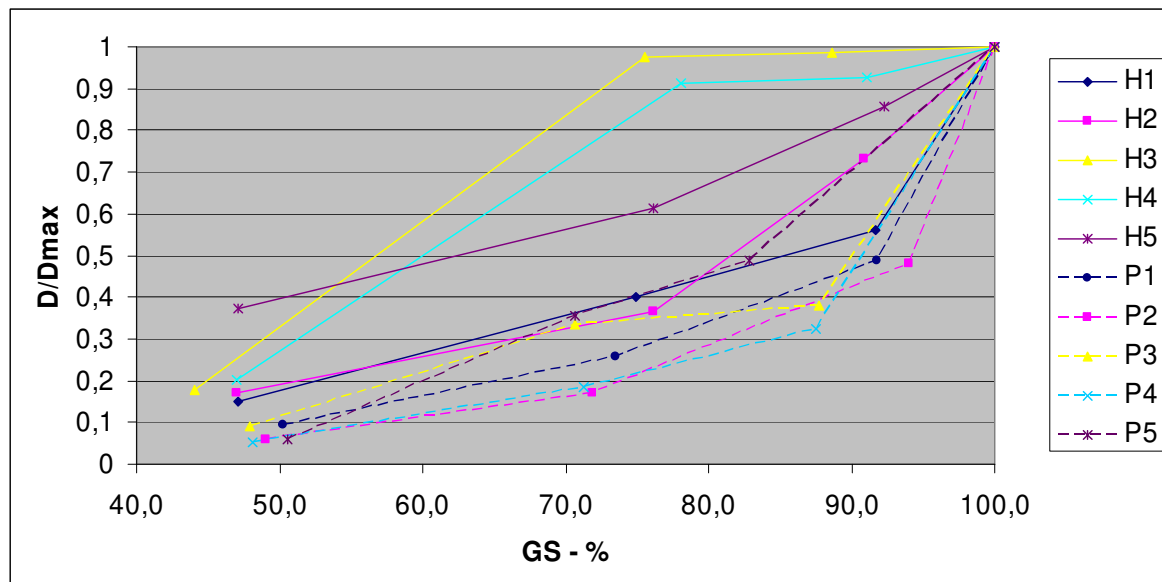


Figura 6.12 - Variação de D/D_{max} em relação a variação do GS para concretos executados com cimento de alta resistência inicial (pesquisa atual) e com cimento pozolânico (GUIMARÃES e HELENE, 2007)

6.2 ENSAIO DE POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO (PIM)

6.2.1. Resultados

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio em testemunhos de concreto é realizado com o intuito de que sejam verificados o percentual de volume acumulado de poros em relação ao volume total de poros do concreto ensaiado e o diâmetro crítico do mesmo. O diâmetro crítico (D_{crit}) aqui considerado trata-se do ponto de mudança brusca dos gráficos de percentual de volume x diâmetro do poro, que se fazem presentes no ANEXO F.

Os resultados obtidos do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio podem ser verificados na tabela 6.2.

Tabela 6.2 - $D_{\text{crít}}$ e percentual de poros acumulados em relação ao ponto de mudança brusca na curva de volume acumulado de poros– cimento de alta resistência inicial

Traço	$D_{\text{crít}}$ - nm	% vol acum
H1	141	18,4
H2	119	14,5
H3	163	22,2
H4	141	17,8
H5	162	22,3

6.2.2 Análise dos resultados do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM)

Vários pesquisadores vêm utilizando o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio a fim de obter características físicas de determinados traços de concretos. Oliveira (2000), utilizou o ensaio em seu estudo com cimentos de escória ativada. Santos (2006), também fez uso do ensaio, objetivando avaliar a viabilidade de utilização da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a iniciação da corrosão de estruturas submetidas à ação de íons cloreto. Vera et al (2007), utilizaram o ensaio a fim de comparar dois traços de concreto com cimento Portland.

De posse dos dados obtidos por Guimarães (2005), que ensaiou concreto executado com cimento pozolânico (CPIV-RS) e dos valores dados pelo ensaio de porosimetria feito em concreto executado com cimento ARI-RS realizado para o presente trabalho, buscou-se verificar se os resultados do referido ensaio apresentam boa correlação com a qualidade do concreto.

Como já comentado, os resultados dados a partir do ensaio de intrusão de mercúrio tratam do percentual de volume acumulado de poros mais interligados em relação ao volume total de poros e do diâmetro crítico. O diâmetro crítico é considerado o ponto de mudança brusca na curva diâmetro dos poros x volume acumulado dado pelo ensaio (MEHTA e MANMOHAN, 1980). Os valores de percentual de volume acumulado de poros mais interligados em relação ao volume total de poros considerados no presente trabalho são, portanto, os referentes aos pontos de diâmetros críticos ($D_{\text{crít}}$).

6.2.2.1 Características dos concretos

Na Tabela 6.3, é possível observar os traços empregados na pesquisa de Guimarães (2005), onde constam também, abatimento massa específica fresca e consumo do cimento pozolânico utilizado.

Os dados referentes ao concreto executado com cimento ARI-RS se fazem presentes na tabela 5.4.

Tabela 6.3 – Traços, abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco executado com cimento pozolânico (GUIMARÃES, 2005).

Concreto	Traço (c : a : b : a/c)	Abatimento (cm)	Massa esp. Fresca (kg/m ³)	Consumo de cimento (kg/m ³)
Traço P1 (1:5:0,54)	1 : 2,12 : 2,88 : 0,54	11	2350	359
Traço P2 (1:4:0,45)	1 : 1,60 : 2,40 : 0,45	11	2285	419
Traço P3 (1:6:0,63)	1 : 2,64 : 3,36 : 0,63	11	2325	304
Traço P4 (1:4:0,54)	1 : 1,60 : 2,40 : 0,54	21	2275	411
Traço P5 (1:6:0,54)	1 : 2,64 : 3,36 : 0,54	1,2	2325	308

Os traços das duas pesquisas são os mesmos, havendo pequena alteração apenas nas relações água/cimento. Em ambas as pesquisas, buscou-se chegar a valores equivalentes de abatimento do tronco de cone nos traços H1, H2 e H3, assim como a semelhantes relações a/c nos traços H1, H4 e H5.

Nas figuras 6.13 e 6.14, há gráficos de resistência de ambos os concretos, aos 28 dias e aos 60 dias. Pode-se observar que, como era de se esperar, as resistências dos testemunhos executados com cimento ARI têm valor mais elevado nos primeiros 60 dias, visto que atingir resistência alta num curto período de tempo é justamente a característica típica desse cimento. Para o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, os testemunhos foram confeccionados a partir do uso de argamassa peneirada do concreto, a fim de se alcançar uma situação mais próxima da realidade em relação à argamassa original do concreto. Os ensaios de porosimetria foram realizados em corpos-de-prova com idade aproximada de seis meses, para os dois tipos de cimento, assim como os ensaios de coeficiente de difusão.

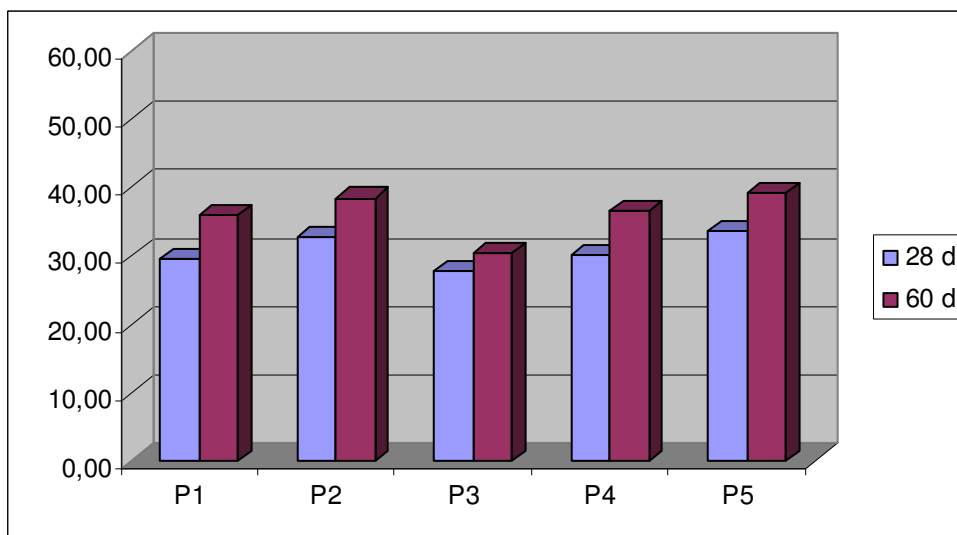


Figura 6.13 – Resistência do concreto executado com cimento pozolânico aos 28 e aos 60 dias.

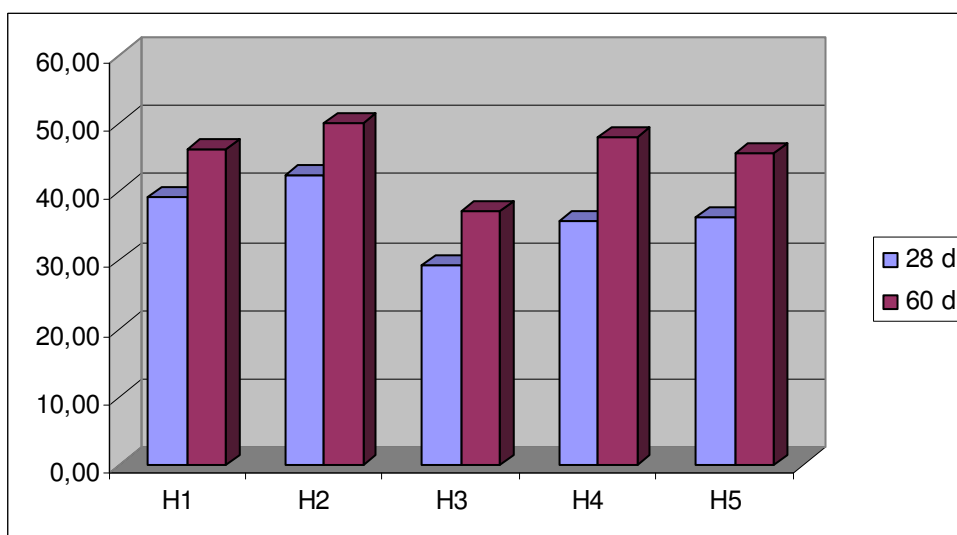


Figura 6.14 – Resistência do concreto executado com cimento ARI-RS aos 28 e aos 60 dias.

6.2.2.2 Execução e análise dos gráficos

Na Fig. 6.15, estão presentes dois gráficos comparativos entre percentuais de volume acumulado e relações água/cimento, onde foram considerados os traços 1, 2 e 3, os quais apresentam semelhante abatimento, dos concretos executados com ambos os cimentos.

Salienta-se que os ensaios de porosimetria foram realizados com idade aproximada de 180 dias, tanto na presente pesquisa como na de Guimarães (2005).

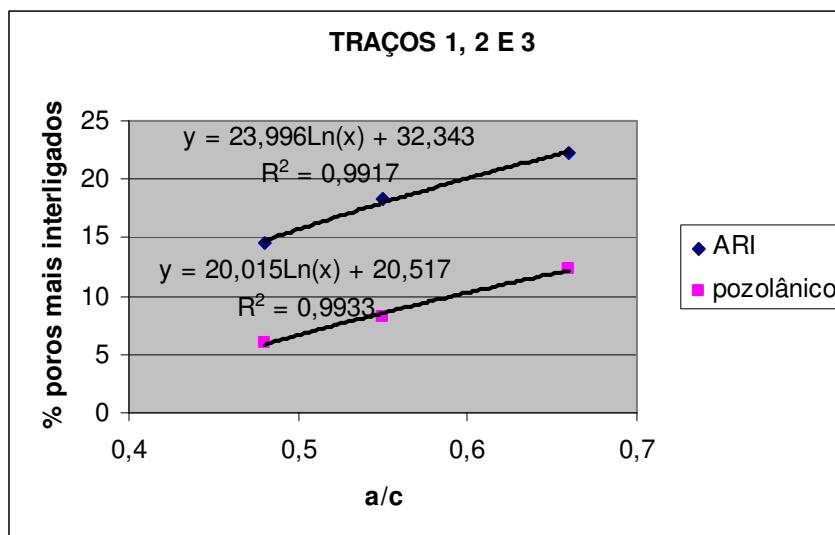


Figura 6.15 – Percentual de poros mais interligados x relação a/c de concretos executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H)

Na figura 6.15, foram adicionadas linhas de tendência a partir dos pontos obtidos nos ensaios. As linhas se apresentaram quase que paralelas, evidenciando a coerência dos resultados. O concreto executado com cimento pozolânico, conforme o esperado, apresentou valores de porcentagem de volume acumulado na ordem de 50% mais baixo do que o concreto feito com cimento ARI em todos os pontos do gráfico. Como era de se esperar, o concreto executado com cimento pozolânico apresentou menor porcentagem de poros interligados em relação ao executado com cimento ARI para idade de 180 dias.

Na figura 6.16, pode-se observar gráficos onde há relação do diâmetro crítico com a relação a/c. Diâmetro crítico, conforme já comentado, foi considerado neste trabalho como sendo o ponto de mudança brusca na curva diâmetro dos poros X percentual de volume acumulado de poros em relação ao volume total de poros dada pelo ensaio de porosimetria. Sabe-se que, quanto maior a relação a/c, maior deve ser o diâmetro crítico do concreto. Essa proporcionalidade se faz claramente presente na curva do cimento ARI. No gráfico gerado para o cimento pozolânico, o diâmetro crítico se mantém constante mesmo com o aumento da relação a/c. Isso ocorre, provavelmente, porque no concreto executado com cimento ARI, houve uma maior precisão no ensaio de porosimetria devido às faixas de variação da pressão serem menores, possibilitando uma melhor definição do ponto de mudança brusca. Mesmo assim, é possível comprovar a eficiência do ensaio também a partir da análise deste gráfico, visto que houve a mencionada proporcionalidade entre $D_{\text{crít}}$ e a/c no concreto com cimento

ARI e que os valores de $D_{\text{crít}}$ para o concreto executado com cimento pozolânico são menores do que para os executados com cimento ARI.

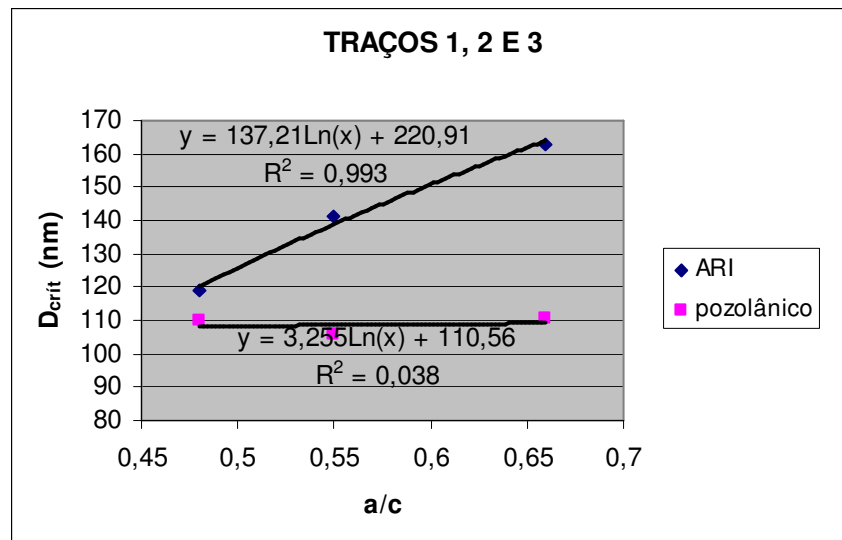


Figura 6.16 – $D_{\text{crít}}$ X relação a/c de concretos executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H)

A figura 6.17 mostra a relação entre a porcentagem de poros mais interligados nos concretos e os diâmetros críticos. Sabendo-se que o diâmetro crítico é o menor poro a partir do qual se estabelece uma rede de poros que permite o transporte de massa mais intenso no interior do concreto, observa-se que existe coerência nos resultados obtidos, visto que o aumento da porcentagem de volume acumulado é proporcional ao aumento do $D_{\text{crít}}$, principalmente na análise do gráfico do cimento ARI.

No caso do concreto executado com cimento pozolânico, nota-se que os valores de $D_{\text{crít}}$ e, conseqüentemente, de percentual de poros interligados são mais baixos do que os do concreto que contém cimento ARI. Isso novamente comprova que o ensaio é relevante, visto que a utilização de cimento pozolânico faz com que o concreto tenha um menor percentual de poros interligados. O coeficiente R^2 da curva do cimento pozolânico novamente não atingiu um valor próximo de 1, como era de esperar, pelo mesmo fato já explicado, de que houve maior precisão de escala de pressão na realização do ensaio de porosimetria do cimento ARI.

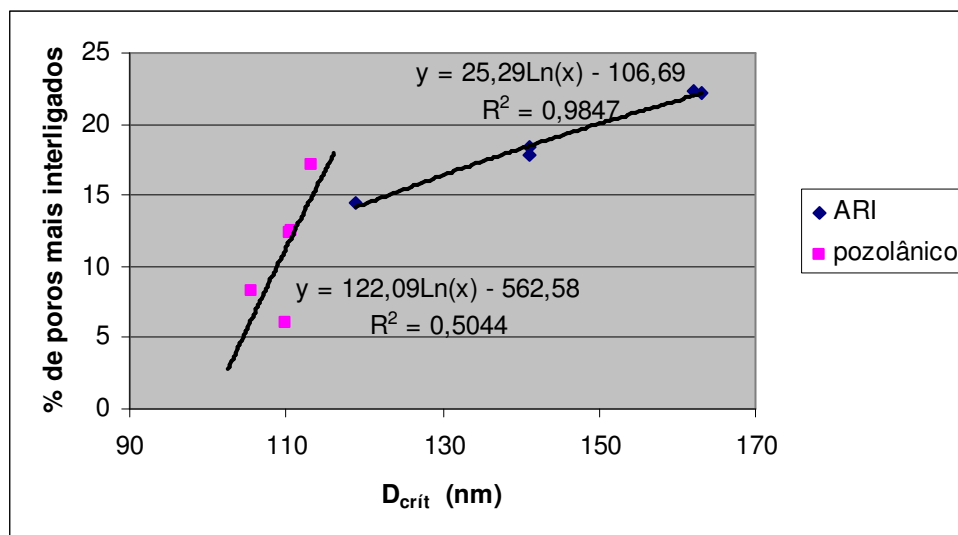


Figura 6.17 – Percentual de poros mais interligados X D_{crit} de concretos executados com cimento pozolânico (P) e ARI-RS (H)

A figura 6.18, mostra um gráfico comparativo entre percentual de volume acumulado de poros mais interligados e coeficiente de difusão de concretos com 100% de grau de saturação executados com os dois cimentos levados em consideração no presente artigo. As medições de D_{Sat} foram realizadas após seis meses de idade dos concretos executados com os dois tipos de cimento. As linhas de tendência anexadas apresentam formato bastante parecido, demonstrando que os concretos se comportam de maneira semelhante quando totalmente saturados. O percentual de volume acumulado dos poros mais interligados do cimento pozolânico é mais baixo do que do cimento ARI nas situações propostas nesse artigo. Porém, o aumento do D_{Sat} ocorre proporcionalmente ao percentual do volume de maneira análoga nos dois concretos. Enquanto o concreto com cimento pozolânico varia seu percentual de volume acumulado de 3% a 17%, o outro concreto varia o mesmo percentual de 14% a 22%, evidenciando, mais uma vez, a maior ocorrência de poros mais interligados no concreto executado com cimento ARI.

A Fig. 6.19 apresenta um gráfico comparativo entre diâmetro crítico e coeficiente D_{Sat} para os tipos de concretos estudados. No gráfico referente ao concreto executado a partir do emprego de cimento ARI, há um aumento do valor de D_{Sat} proporcional ao D_{crit} . Novamente não foi evidenciado aumento do D_{crit} proporcional ao aumento de D_{Sat} no concreto que leva cimento pozolânico em sua composição. A causa desta não ocorrência novamente se justifica pelas diferentes escalas de pressão utilizadas nos ensaios de porosimetria das duas famílias de

concretos. Mais uma vez, portanto, se comprovou a eficiência e a importância do ensaio de porosimetria, visto que o aumento de D_{crit} realmente deve manter proporcionalidade com o crescimento de D_{sat} e que os valores de D_{crit} para concretos que utilizam cimento ARI em seus traços devem ser maiores do que para os compostos por cimento pozzolânico.

Por fim, ainda foram executados gráficos com uma única linha de tendência para os cimentos ARI e pozzolânico (FIGURA 6.20), para relações que não consideram a/c, ratificando a importância e a coerência o ensaio.

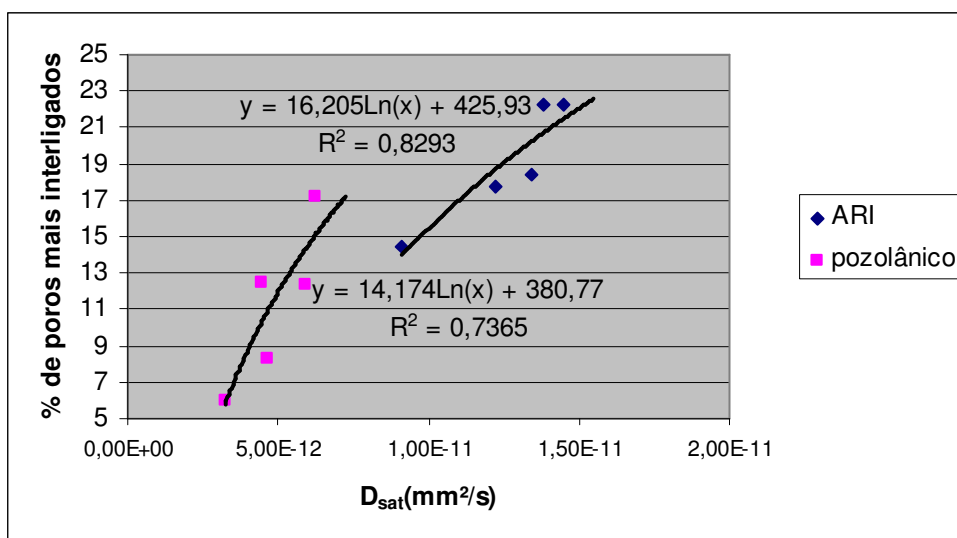


Figura 6.18 – Percentual de poros mais interligados X coeficiente de difusão de concretos saturados executados com cimento pozzolânico (P) e ARI-RS (H)

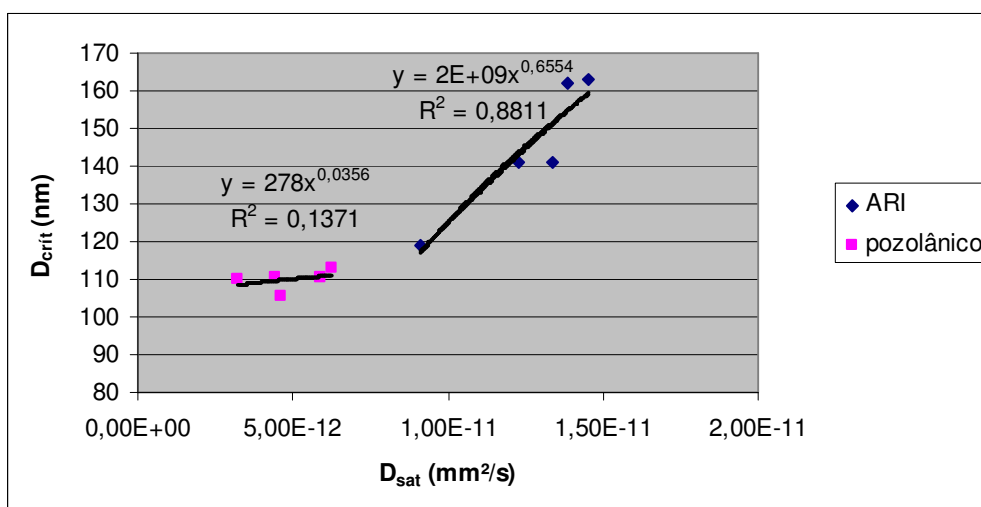


Figura 6.19 - D_{crit} x coeficiente de difusão de concretos saturados executados com cimento pozzolânico (P) e ARI-RS (H)

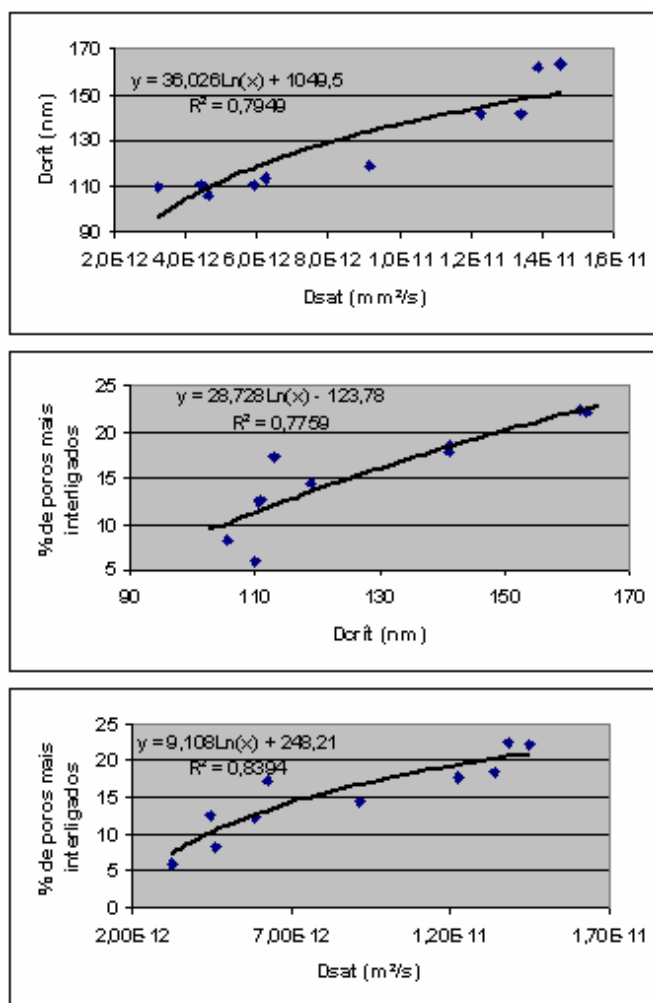


Figura 6.20 – Traçado de linha de tendência única para os cimentos ARI e pozzolânico

6.2.3 Comentários

É possível afirmar que o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio considerando o D_{crit} no ponto de mudança brusca é um ensaio confiável, apresenta resultados coerentes e deve continuar sendo empregado em pesquisas que correlacionam diâmetro crítico e porcentagem de poros mais interligados com a qualidade dos concretos.

6.3 VARIAÇÃO DO GS

No presente item, serão analisados os comportamentos dos corpos de prova expostos no Campus Cidade da Universidade Federal do Rio Grande, aos efeitos da intempérie e controlados durante o período de 18 meses – desde a primavera de 2006 até o verão de 2008.

Na figura 6.21, são comparados os comportamentos dos testemunhos VC posicionados na vertical e com a face exposta (sem silicone) voltada para o Sul.

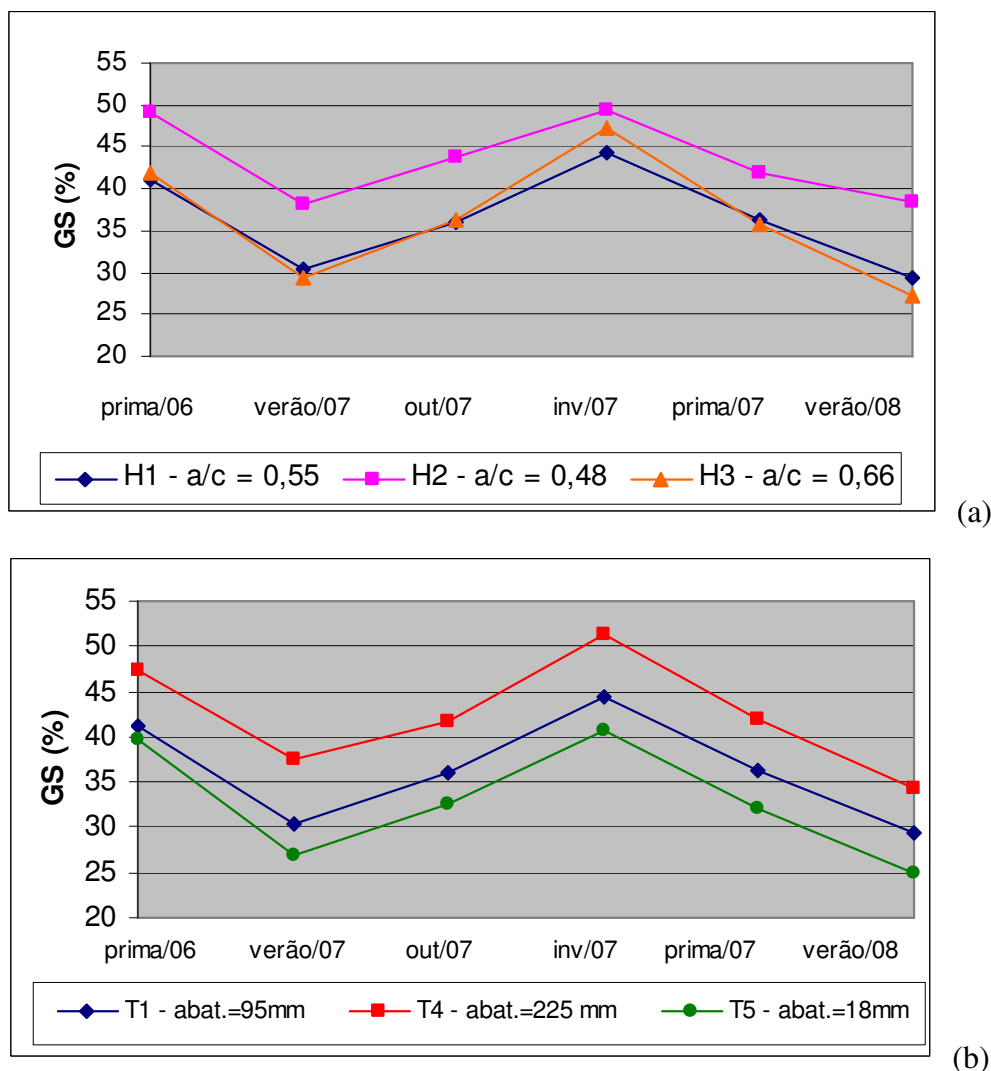


Figura 6.21 – Variação do GS médio por estação do ano em função da relação a/c e da consistência do concreto (testemunhos VC)

O período de análise dos testemunhos é compreendido entre a primavera de 2006 e o verão de 2008. Para este trabalho, todavia, foi levado em consideração apenas o período entre outono de 2007 e verão de 2008, visto que os resultados deste trecho representaram a variação sazonal de um ano completo.

Na Figura 6.21 (a), os testemunhos analisados apresentaram um comportamento bastante semelhante, com exceção do traço H2, que se diferenciou um pouco dos traços H1 e H3, chegando a valores de grau de saturação na ordem de 50% durante o inverno.

Observa-se que os valores de GS mostraram-se baixos em todos os traços, o que não estava previsto. A ocorrência desses baixos valores pode ter sido ocasionada por um problema no silicone, que será explicado logo mais.

Os traços H1 e H3 apresentaram praticamente os mesmos valores de GS.

O traço H4, menos consistente, atingiu grandezas mais elevadas de GS quando comparado ao traço H1, de consistência mediana e ao traço H5, mais consistente. A diferença de GS entre o traço de maior e menor consistência chegou a ser de mais de 10% (FIGURA 6.21 (b)).

Portanto, nota-se que houve uma diferença maior de GS entre os concretos de mesma relação a/c e diferentes consistências do que nos concretos de iguais relações a/c . O mesmo ocorreu na pesquisa de Guimarães (2005), que supõe que isso se deva a uma diferença na taxa de agregado graúdo ($b:(c+m+a/c)$) entre os concretos com diferentes consistências, variando de forma desproporcional os poros da zona de transição. Os concretos com diferentes a/c possuem a mesma taxa de agregado graúdo.

Na figura 6.22, é apresentada a variação do GS médio por estação do ano para testemunhos do traço 1 com superfícies de exposição diferentes em relação à superfície de concretagem, posicionados com a face desprovida de silicone orientada para o sul.

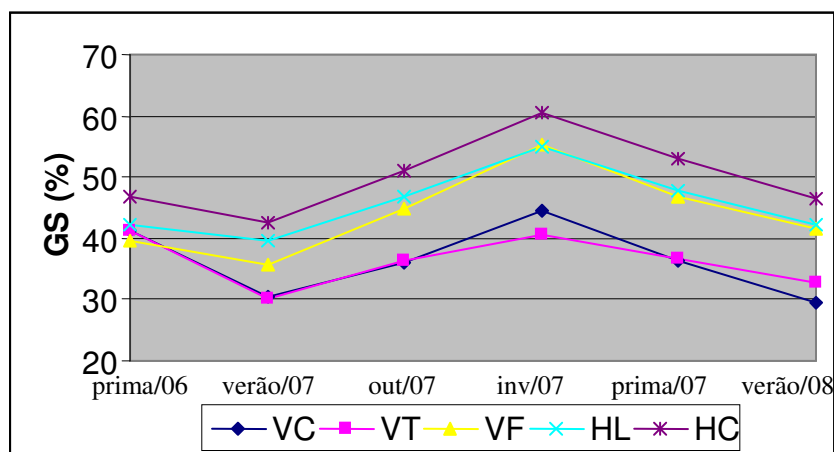


Figura 6.22 – Variação do GS médio por estação do ano – traço 1 – testemunhos com diferentes superfícies de exposição em relação à superfície de concretagem posicionados verticalmente, com a face exposta orientada para o sul

Analisando-se a figura 6.22, percebe-se que, novamente, os resultados de GS atingiram valores muito próximos, com exceção dos testemunhos extraídos do topo e do centro do bloco na direção vertical, que mantiveram valores mais baixos. Esses, porém, serão desconsiderados dessa análise devido a um possível problema com o silicone utilizado no ensaio. Na ocasião

de revestir os testemunhos mencionados na figura 6.21 e ainda VC e VT (FIGURA 6.22), foi utilizado um tubo de silicone, o qual não secou totalmente mesmo após uma semana da aplicação. Estes testemunhos foram, então, revestidos com uma segunda camada de silicone. O efeito do silicone da primeira camada pode ter influenciado nos resultados, que, mesmo assim, apresentaram coerência entre si, sendo mais baixos, porém, em relação aos demais testemunhos.

Nas pesquisas de GUIMARÃES et al. (1999) e GUIMARÃES (2005), os testemunhos HC também apresentaram maiores médias de GS, enquanto que VT também foram os de menor GS médio. Os resultados, portanto, mostram coerência em relação a pesquisa anterior.

Na figura 6.23, são verificadas as variações de grau de saturação no mesmo período de um ano, variando conforme a orientação geográfica da face exposta dos testemunhos. Daí pode-se observar que todos os testemunhos expostos a intempérie na vertical apresentaram valores de graus de saturação próximos durante o período, com exceção dos testemunhos ao sul. As piores situações entre os testemunhos foram observadas em testemunhos com faces viradas para leste e para cima, para as estações consideradas no modelo.

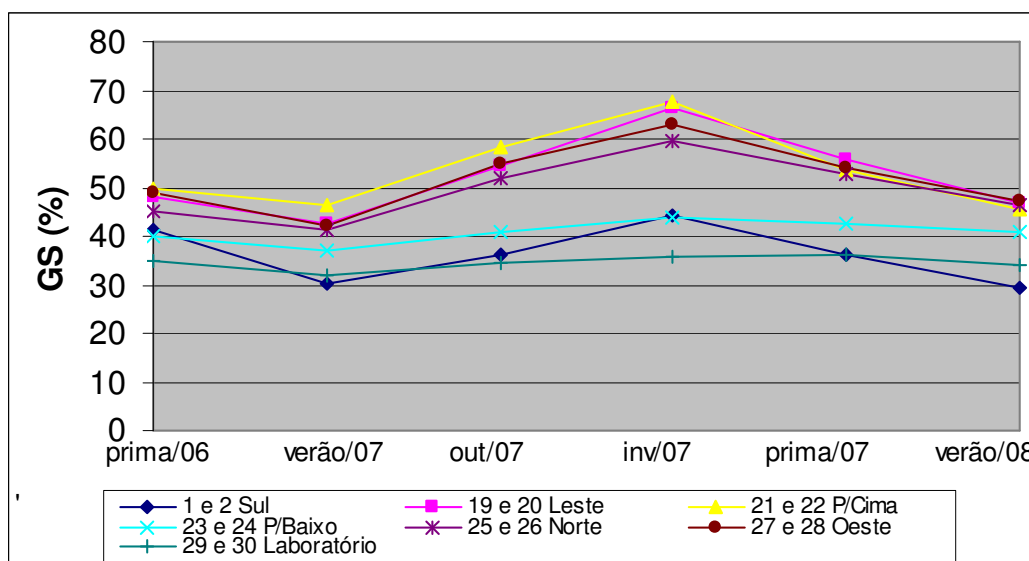


Figura 6.23 – Variação do GS médio por estação do ano – traço 1 – testemunhos com superfícies expostas em diferentes micro-ambientes (testemunhos VC)

Os testemunhos voltados para o sul apresentaram valores muito abaixo quando comparados com os voltados para oeste, norte e para cima, e ainda praticamente equiparando-se aos voltados para baixo e aos colocados no interior do laboratório (FIGURA 6.23). Essa incoerência ressalta o problema já mencionado, de que houve, realmente, problema nas

massas de silicone. Assim, para viabilizar a utilização desses corpos de prova para o desenvolvimento do nomograma para obtenção do coeficiente de redução do coeficiente de difusão do cloreto, utilizou-se da observação e da analogia com pesquisa anterior de GUIMARÃES (2005).

6.4 REALIZAÇÃO DO MODELO PARA OBTENÇÃO DO R_{GS}

Como já comentado anteriormente, nota-se que os testemunhos extraídos verticalmente do centro dos blocos de concreto de traço H1 e expostos verticalmente com a face sem silicone para o sul, apresentam gráficos de GS x estação do ano com traçado semelhante aos demais, apenas com valores mais baixos de grau de saturação ponto a ponto.

Analisando os gráficos do trabalho de GUIMARÃES (2005), observa-se que esses também apresentam configuração análoga aos desenvolvidos no presente trabalho. No estudo de GUIMARÃES (2005), porém, os gráficos em que são considerados os testemunhos de traço 1 voltados para o sul são da mesma ordem de grandeza que os voltados para as outras direções geográficas, atingindo valores de grau de saturação muito maiores do que dos testemunhos voltados para baixo e dos situados dentro do laboratório. Assim, aumentam as chances da massa de silicone ter sido fator responsável pelos baixos resultados de GS dos testemunhos 1 a 12, correspondentes aos testemunhos da figura 6.21. Considerando, no entanto, que todos os outros gráficos deste trabalho apresentaram resultados coerentes, com formato e valores de GS próximos uns dos outros e também aos obtidos por GUIMARÃES (2005) e que a pior situação verificada foi a dos testemunhos virados para leste, o gráfico dado por estes testemunhos é que foi considerado na execução do nomograma final, buscando-se condições favoráveis à segurança. Desta forma, os valores dos testemunhos dos traços H2, H3, H4 e H5 (FIGURA 6.21) foram corrigidos proporcionalmente aos valores de H1 posicionado para o sul em relação a H1 posicionado para o leste (TABELA G.1), visto que este comportamento muito parecido entre eles também foi observado por Guimarães (2005).

A partir dos valores do GS por estação do ano (variação sazonal) (FIGURAS 6.21 a 6.23), utilizando os modelos da figura 6.8 e figura 6.9, obteve-se o modelo da figura 6.24.

A obtenção detalhada do modelo é apresentada no Anexo G.

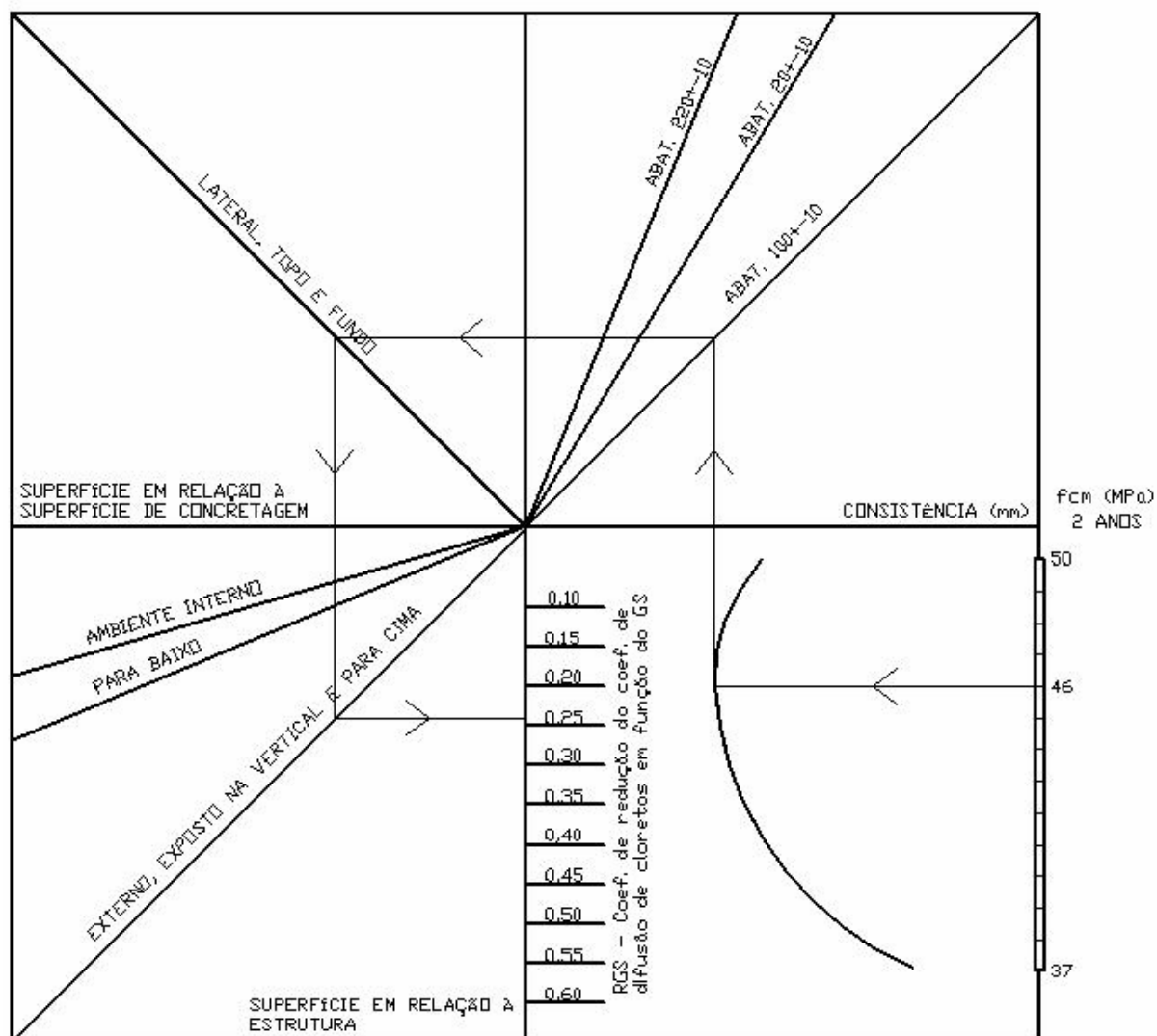


Figura 6.24 – Nomograma para obter o coeficiente de redução do coeficiente de difusão do cloreto – R_{GS} – valor da média anual considerando a variação sazonal do GS. Concreto executado com cimento ARI, exposto no extremo sul do Brasil.

6.4.1 Comentários

A curva existente no modelo, dada pela resistência e pelos coeficientes de difusão dos traços ensaiados (FIGURA 6.24), adquiriu formato semelhante à obtida por Guimarães (2005), com leve diferença para resistências mais altas.

Os valores dos coeficientes de difusão dos corpos de prova em ambiente externo de face vertical e de face horizontal para cima apresentaram variações muito pequenas, as quais foram

desconsideradas na execução do modelo, ficando ambas as retas representadas apenas por “externo”.

A reta denominada “ambiente interno” foi obtida do ensaio de medição do grau de saturação de testemunhos localizados no interior de uma sala. Já a reta “para baixo” pôde ser desenvolvida com base nos valores de grau de saturação de testemunhos com a face descoberta voltada para baixo no rack que se encontrava em ambiente externo (FIGURA 5.4). Quanto à superfície em relação à concretagem, os resultados de VL, VT e VF também foram muito parecidos, por isso neste quadro foi colocada somente uma reta no quadrante correspondente. O mencionado quadro foi mantido no nomograma apenas com a finalidade de uma futura unificação deste trabalho com o de GUIMARÃES (2005), colocando-se os dados dos dois concretos, executados pelos dois autores, com diferentes tipos de cimento, em um único nomograma.

O fato do R_{GS} de H1, com resistência à compressão de 46 MPa ser menor do que o R_{GS} de H2, que tem 50 MPa, não quer dizer que H1 é melhor do que H2. Isto ocorre porque o coeficiente de difusão (D) de H1 diminui mais rapidamente do que D de H2 (FIGURA 6.6). Assim, analisando $D/D_{máx} \times GS$ (FIGURA 6.8), os gráficos de H1 e H2 se cruzam. Porém, verifica-se na figura 6.6 que o gráfico de H1 apresenta valores de D maiores do que H2 para todos os graus de saturação.

7. CONTRIBUIÇÃO AO NOMOGRAMA DE GUIMARÃES (2005)

Visto que o concreto estudado por Guimarães (2005) e utilizado na execução de seu modelo para obtenção do coeficiente de redução do coeficiente de difusão (R_{GS}) foi colocado em exposição em um local afastado mais ou menos 1200 metros da costa (FIGURA 5.5), buscou-se aqui uma forma de estimar o R_{GS} de concretos situados junto ao mar, em zona de névoa, a partir de correlações com outros trabalhos. Sabe-se que a distância do ponto FURG (FIGURA 5.5) até o Saco da Mangueira é menor do que a distância de 1200 metros considerada. Tomou-se como base esta distância, porém, tendo em vista que a água na zona portuária apresenta maior agitação em relação ao outro ponto e está sujeita a vento predominante em direção ao ponto FURG.

Guimarães (2000), estudou o comportamento de concretos empregados na construção de elementos estruturais de um cais de porto localizado na cidade de Rio Grande-RS, cujas características quanto à resistência mecânica estão presentes na tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Características do concreto estudado por Guimarães (2000)

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

Observações feitas por Guimarães (2000) mostram que o ponto estudado encontra-se em zona de névoa durante todo o ano.

Na tabela 7.2, se fazem presentes os valores de grau de saturação e de R_{GS} do concreto estudado por Guimarães (2000) utilizado na execução das vigas do paramento superior do cais.

Tabela 7.2 – Valores de GS no paramento superior (GUIMARÃES, 2000)

ESTAÇÃO	VERÃO	OUTONO	INVERNO	PRIMAVERA
GS médio -%	70,0	77,5	85,0	77,5

Bretanha (2004) mediu grau de saturação de testemunhos junto ao cais, obtendo valores um pouco menores para as estações de outono, inverno e primavera e ligeiramente maiores para o verão quando comparados aos resultados obtidos por Guimarães (2000). Isto se deve ao fato de que existem navios que protegem o ponto em zona de névoa estudado por Bretanha (2004) de chuvas e insolação e ainda à existência de canal de drenagem na extensão do cais, conforme esquema da figura 7.1. Os resultados de GS obtidos por Bretanha (2004) apresentam coerência, visto que são maiores em zona de maré do que em zona de névoa (FIGURA 7.2)

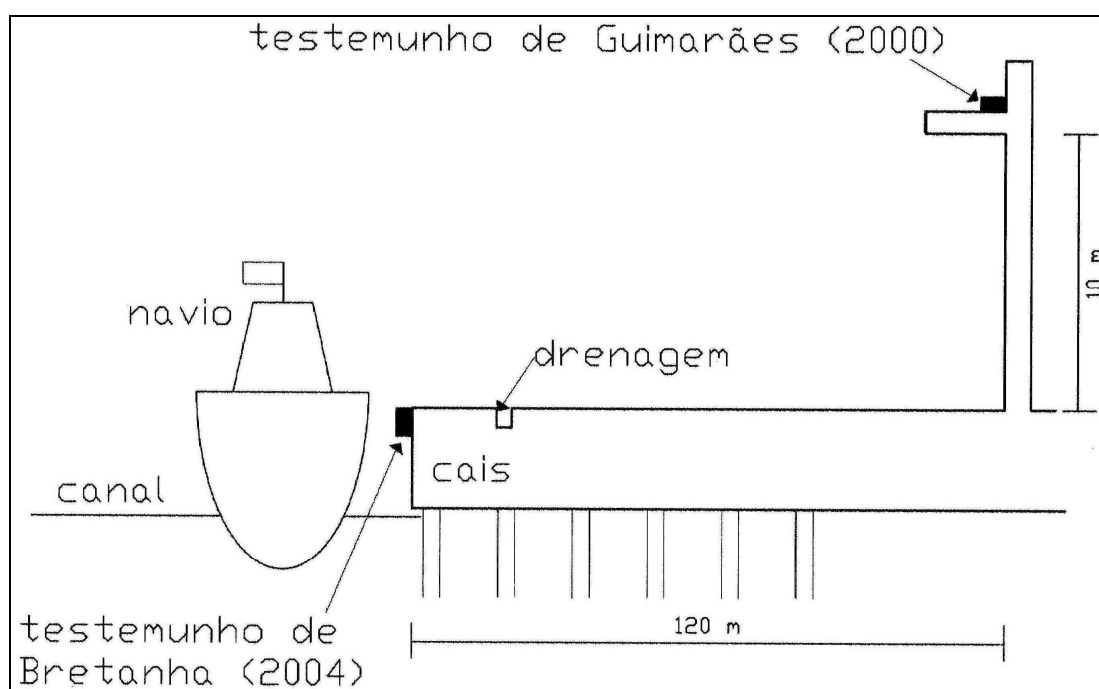


Figura 7.1 – Esquema do posicionamento dos testemunhos de Guimarães (2000) e Bretanha (2004)

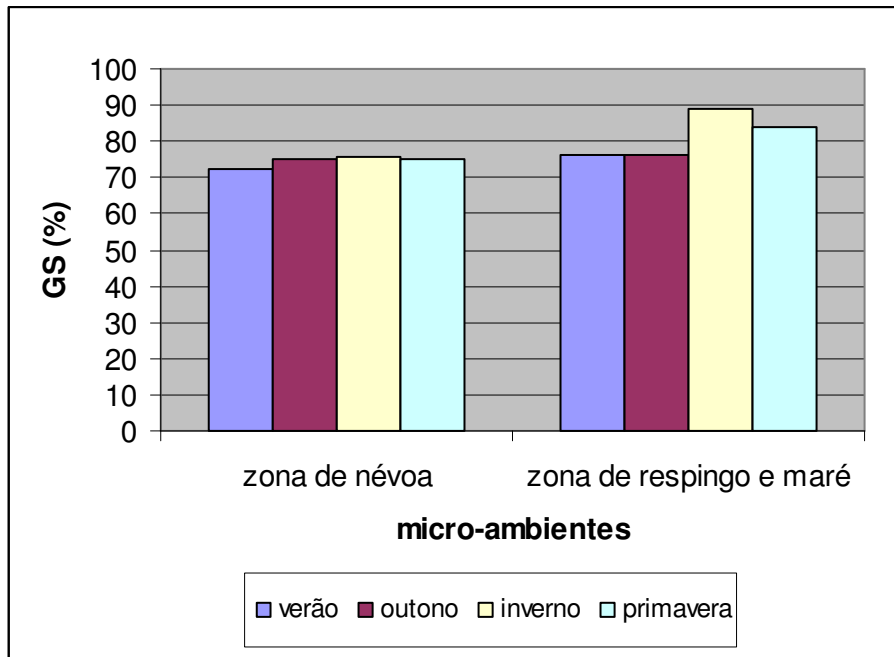


Figura 7.2 - Resultados de GS obtidos por Bretanha (2004)

Nas figuras 7.3 e 7.4, é possível observar o local e a maneira como foi realizado o trabalho de Bretanha (2004)



Figura 7.3 - Retirada para pesagem dos testemunhos do paramento do cais do TECON (BRETANHA, 2004)



Figura 7.4 - Testemunhos posicionados no paramento do cais (BRETANHA, 2004)

Na figura 7.5, verificam-se os testemunhos expostos na experiência de Guimarães (2000), sobre a 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 ficasse 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 da face vertical do paramento do cais. Para evitar que os testemunhos ficassem parcialmente submersos em água de chuva, foram eles colocados sobre calços e em local de boa drenagem (GUIMARÃES, 2000).

Como uma estrutura de concreto junto à água do mar pode ter pontos protegidos, como, por exemplo, navios, e pontos sem proteção, serão utilizados os valores de GS de Guimarães (2000).



Figura 7.5 - Testemunhos expostos com face vertical exposta em posição similar a face vertical do paramento do cais (GUIMARÃES, 2000)

Relacionando os estudos de Guimarães (2000) e Guimarães (2005), lançou-se os valores da Tabela 7.2, de grau de saturação do concreto junto à costa nas quatro estações, no gráfico correspondente ao traço 2 da figura 4.12, conforme pode ser verificado na figura 7.6.

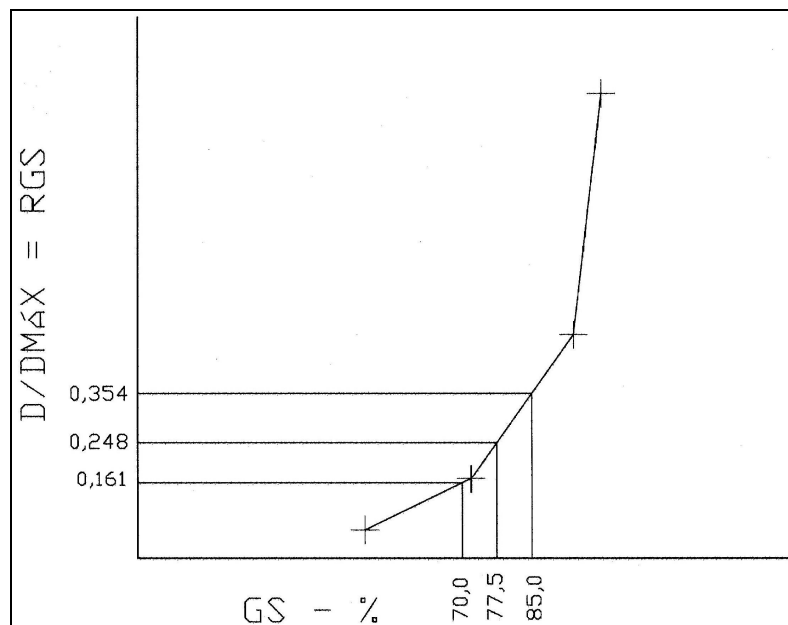


Figura 7.6 – Valores de R_{GS} estimados para concretos do traço P2 (GUIMARÃES 2005) juntos à costa marítima

Observa-se que a média dos valores de R_{GS} obtida pelo gráfico referente à figura 7.6 é igual a 0,25, ou seja, exatamente o dobro do R_{GS} encontrado no nomograma de Guimarães (2005) quando considerada resistência média de 50 MPa, abatimento de 100 mais ou menos 10 mm, superfície de topo e lateral e área externa e face vertical, conforme é possível visualizar na fig. 7.7. O concreto do cais estudado por Guimarães (2000) também atingiu a resistência de 50 MPa para idades superiores a dois anos.

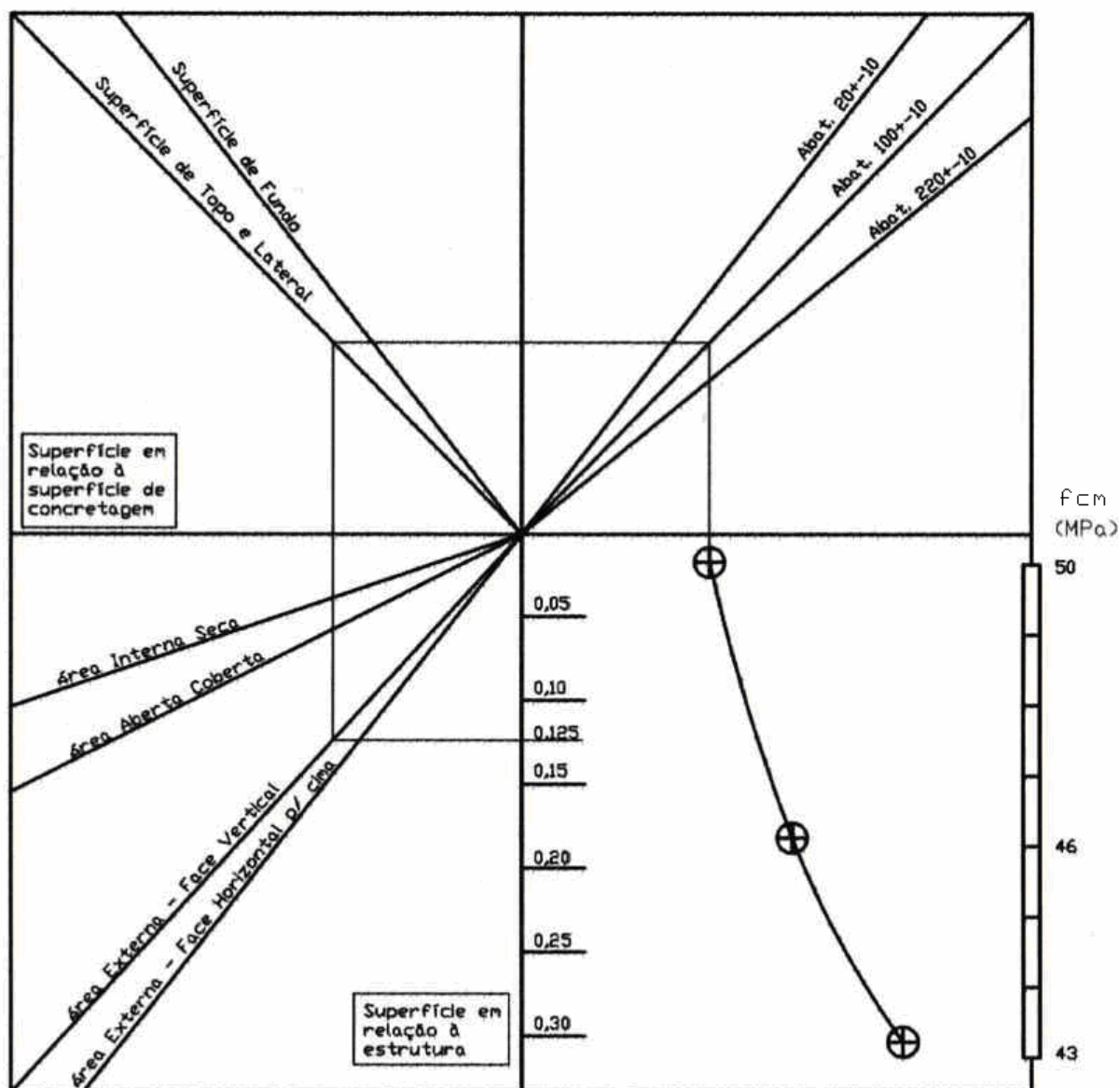


Figura 7.7 – Valor de R_{GS} obtido do nomograma de Guimarães (2005) para concreto exposto a 1200 metros da costa

De posse desta observação e na falta de uma ferramenta mais precisa, concluiu-se que o valor de R_{GS} para concretos executados em locais juntos à costa, corresponde ao dobro do mesmo coeficiente para concretos afastados 1,2 km da zona marítima.

Meira (2004), em seu estudo, demonstrou que o grau de saturação do concreto apresenta diferença que mantém certa proporcionalidade com o afastamento em relação ao mar, após algum tempo de exposição (FIGURA 7.8).

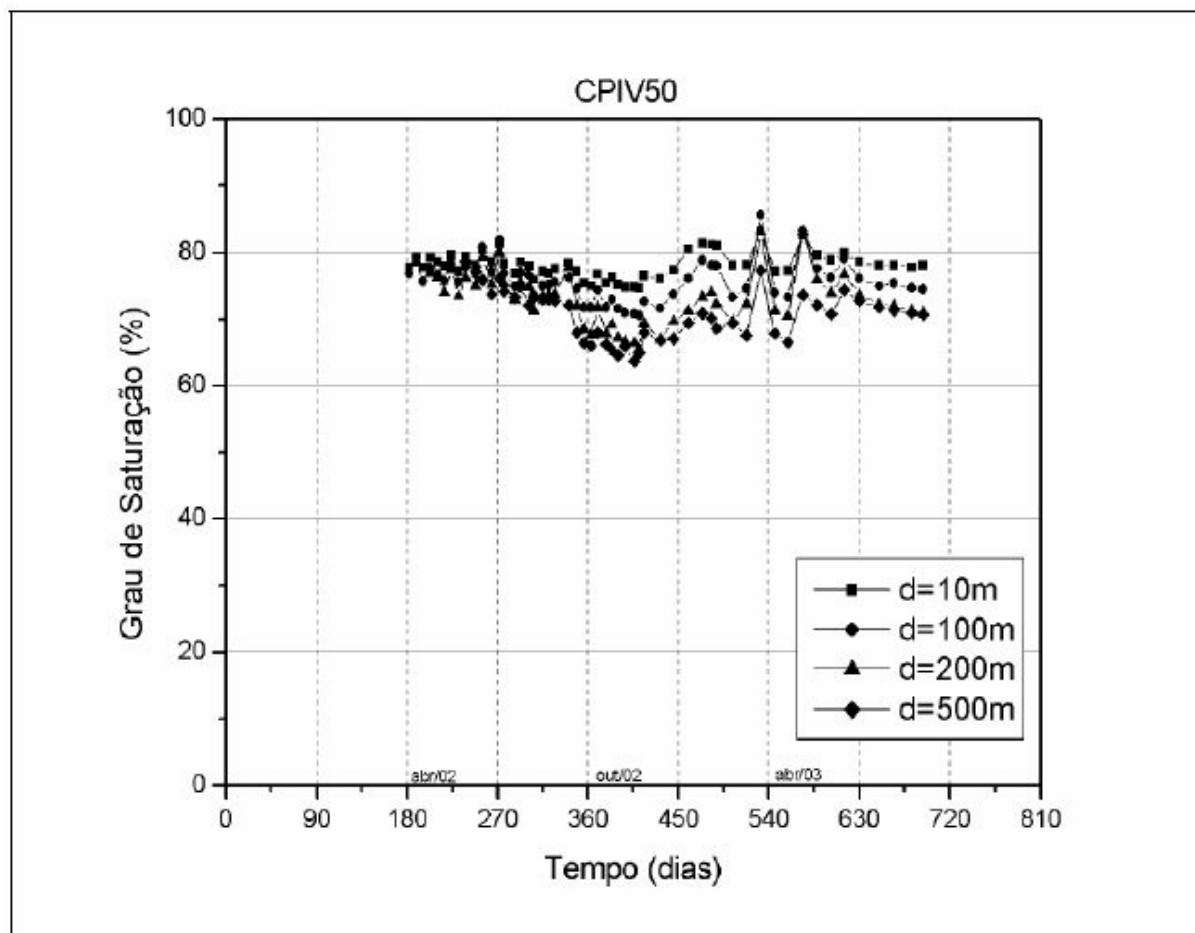


Figura 7.8 – Medida do grau de saturação médio ao longo do tempo, para concretos elaborados com cimento CPIV relação a/c 0,5 e expostos a 10, 100, 200 e 500 metros do mar. (MEIRA, 2004).

Com os dados de Meira (2004) de GS em um tempo de 700 dias (FIGURA 7.8), ainda se traçou o gráfico presente na figura 7.9, percebendo-se que de fato o grau de saturação diminui quando há o afastamento da zona portuária formando normalmente uma concavidade voltada para baixo.

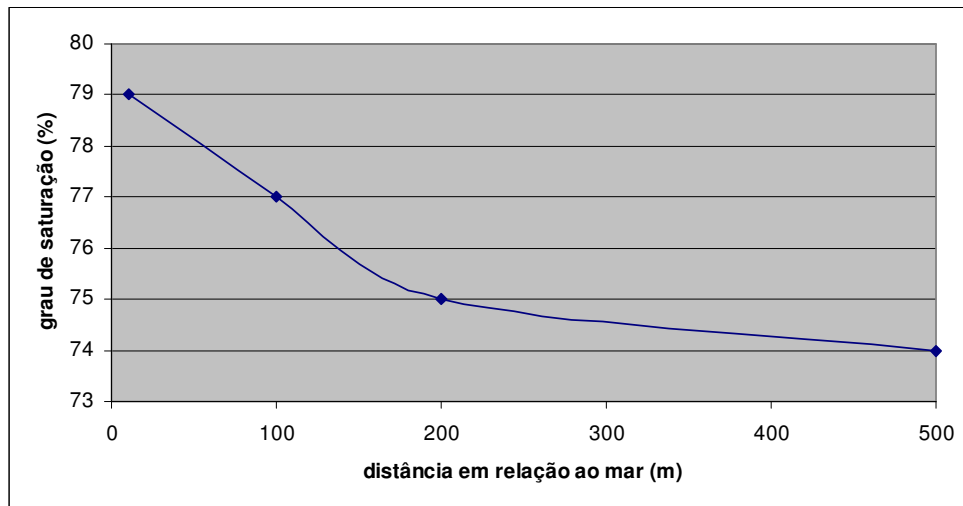


Figura 7.9 – Diminuição do GS com o afastamento em relação ao mar (dados de Meira, 2004 para 700 dias).

Neste diapasão, conclui-se que, em favor da segurança, pode ser considerada uma redução linear do R_{GS} com a distância, sendo que para o traço P1, portanto, o valor de R_{GS} junto ao mar é o dobro do RGS a 1,2 km de distância do cais, obtido pelo nomograma de Guimarães (2005).

Da mesma maneira, fazendo análise do comportamento de H1, observa-se que o valor do RGS próximo ao mar é maior 1,46 vezes do que o RGS a 1,2 km do cais. Como no caso de P1, esta diferença também pode ser considerada linear em favor da segurança.

8. SIMULAÇÕES

As simulações a seguir determinam a previsão da vida útil de concretos executados com cimento ARI-RS e pozolânico próximos e afastados da zona de névoa.

8.1 SIMULAÇÃO PARA CONCRETOS EXECUTADOS EM LOCAL AFASTADO 1,2 km DO CAIS

8.1.1 Concreto executado com cimento ARI

Considerando os dados obtidos a partir dos experimentos realizados no local afastado 1,2 km do cais de Rio Grande, conforme figura 5.5, foi possível prever a profundidade e o tempo de penetração dos íons cloreto em estruturas executadas com concreto de traço H1, abatimento igual a 100 mais ou menos 10 milímetros, em área externa.

Para a realização dessa simulação, foi empregada, primeiramente, a equação 8.1. O fator de correção R_c , que diz respeito ao tipo de cimento empregado é igual 1, porque na fórmula já está prevista a utilização de cimento ARI. R_T , que se trata do coeficiente de redução de difusão devido à temperatura tem valor de 0,81, conforme calculado por Guimarães (2005). O coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à diferença da posição da superfície exposta em relação à concretagem (R_{sc}) vale 1 devido à inexistência de zona de transição e de efeito parede pelo emprego do concreto do fundo do testemunho, enquanto que o valor do coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à variação do GS (R_{GS}) é de 0,23, conforme nomograma presente na figura 6.24. O coeficiente de difusão constante dos íons cloreto obtido em laboratório $D_{Const.Cl^- (lab)}$ é igual a $13,4 \cdot 10^{-12}$ m²/s, conforme figura 6.6.

Desta forma, sendo

$$D = D_{Const.Cl^- (corrigido)} = D_{Const.Cl^- (lab)} \cdot R_c \cdot R_T \cdot R_{sc} \cdot R_{GS}, \quad (8.1)$$

$$D = D_{Const.Cl^- (corrigido)} = D_{Const.Cl^- (lab)} \cdot R_c \cdot R_T \cdot R_{sc} \cdot R_{GS}$$

$$D = D_{Const.Cl^- (corrigido)} = 2,49 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$$

Sabendo-se que

$$\text{erf}(z) = 1 - \frac{(C_{ccl} - C_o)}{(C_s - C_o)} \quad (8.2)$$

Onde

C_{ccl} = concentração de cloretos na profundidade C_{ccl} , no tempo t , aqui considerada sendo de 0,4%.

C_o = concentração inicial de cloretos no interior do componente estrutural, igual a zero.

C_s = concentração de cloretos na superfície estrutural igual a 0,6%, conforme Guimarães (2007), que previu este valor para distâncias variando de 630 m a 5000 m em relação ao mar.

Desta forma, o valor de z é igual 0,305.

Sendo

$$C_{ccl} = 2 \cdot (z) \cdot (D_{Const. Cl} \cdot t)^{0,5} \quad (8.3)$$

Onde

C_{ccl} = cobrimento considerado,

t = tempo que leva para ocorrer a contaminação de C_{ccl} por íons cloreto

A norma 6118/03 recomenda a utilização de um cobrimento mínimo igual a 40 mm para zona de agressividade forte, em ambiente marítimo. Neste valor já está acrescida a tolerância de execução $\Delta c=10$ mm. Desta forma, tem-se que o tempo t é de apenas 31 anos. Ou seja, o cloreto irá percolar o cobrimento de 30 mm exigido por norma em um concreto executado com o traço H1 aqui estudado no curto período de 31 anos segundo este cálculo. Se a espessura do cobrimento passar de 30 mm para 40 mm, porém, o tempo de contaminação irá aumentar em 24 anos, passando a ser de 55 anos. Há que se atentar, portanto, para a espessura do cobrimento prevista em norma e a durabilidade estrutural que se deseja.

8.1.2 Concreto executado com cimento pozolânico

Para o cálculo da estimativa da vida útil de estruturas de concreto executadas com cimento pozolânico afastadas 1,2 km do cais de Rio Grande, foi considerado o concreto referente ao traço P1. Visto que os testemunhos deste traço atingiram resistência de compressão aos seis meses de 46 MPa, deduz-se que a resistência final desse concreto atinja os 50 MPa no mínimo. Desta forma, entrando com esse valor no ábaco de Guimarães (2005) (FIGURA 4.14), obtém-se R_{GS} igual a 0,125. Sabendo-se que R_T vale 0,81, R_C , 1,0 e R_{SC} , 1,0 e que

$D_{Const.Cl} (lab)$ é $3,24 \times 10^{-12}$ m²/s, aplica-se estes valores na equação 8.1, e obtém-se um resultado de $D_{Const.Cl} (corrigido)$ igual a $3,28 \times 10^{-13}$ m²/s.

Sendo $z = 0,305$, para um cobrimento de 30 mm, o tempo calculado pela equação 8.3 é de 234 anos. Ou seja, o tempo que leva o cloreto para atingir a armadura de uma estrutura com cobrimento de 30 mm e $C_s = 0,6\%$, executada com cimento pozolânico, afastada 1,2 km da costa, é de 234 anos, mais de sete vezes mais do que levaria caso a estrutura fosse de concreto executado com cimento ARI-RS.

8.2 SIMULAÇÃO PARA CONCRETOS EXECUTADOS NO CAIS

8.2.1 Concreto executado com cimento ARI

Para simular o concreto H1 no cais, utilizou-se dos dados obtidos por Guimarães (2005) de grau de saturação no paramento superior e no rack referentes aos testemunhos executados com cimento pozolânico. Calculou-se o aumento do grau de saturação dos testemunhos do rack em relação ao paramento (TABELA 8.1) e considerou-se um aumento proporcional para os testemunhos executados com cimento ARI (TABELA 8.2). Sabe-se que o aumento do GS que ocorre na realidade não deve apresentar exatamente estas proporções, mas, na falta de uma ferramenta mais precisa para o cálculo da expectativa de durabilidade do concreto executado com cimento ARI no cais, a partir da observação de que as curvas dos gráficos GS x D de ambos os concretos apresentam semelhança no traçado, utilizou-se deste artifício a fim de simular a situação.

Tabela 8.1 – Cálculo do aumento do GS do concreto existente no paramento (P2) em relação ao experimentado no rack.

CIMENTO P2				
	GS - PARAMENTO	GS - RACK	GSP-GSR	AUMENTO
VERÃO	70	57,22	12,78	0,22
OUTONO	77,5	62,95	14,55	0,23
INVERNO	85	67,71	17,29	0,26
PRIMAVERA	77,5	62,86	14,64	0,23

Tabela 8.2 – Simulação do GS no paramento para o concreto H1

CIMENTO H1 - LESTE			
	GS - RACK	AUMENTO TEÓRICO	GS PARAMENTO
VERÃO	42,66	0,22	52,19
OUTONO	54,51	0,23	67,11
INVERNO	66,37	0,26	83,32
PRIMAVERA	55,73	0,23	68,71

A seguir, lançou-se os valores de GS teórico no paramento para o cimento H1 no seu gráfico $D/D_{máx}$ x GS, obtendo-se um resultado de $D/D_{máx}$ médio igual a 0,336 (FIGURA 8.1).

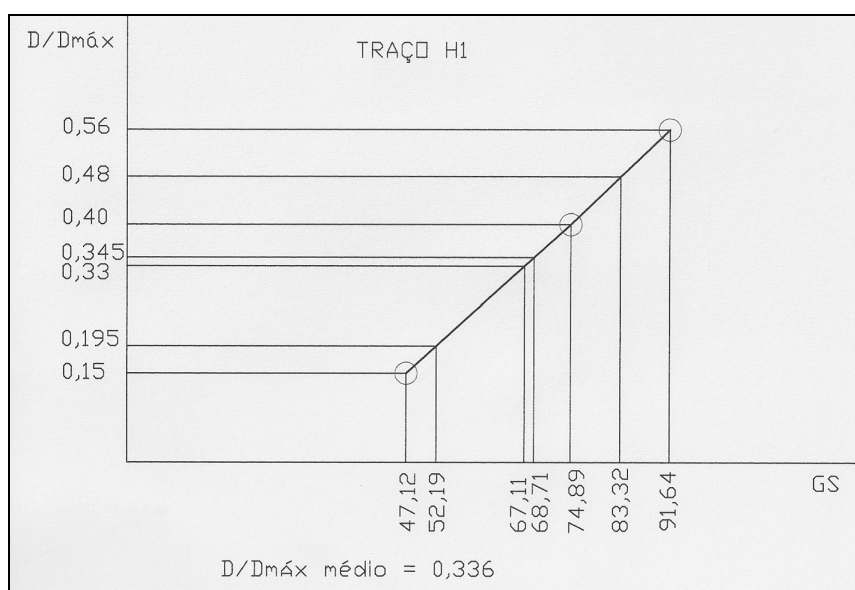


Figura 8.1 – Obtenção de R_{GS} no cais

Segundo a NBR-6118/03, deve-se executar um cobrimento nominal de 40 mm, com $\Delta c = 10$ mm; portanto, o cobrimento mínimo previsto é de 30 mm para viga em zona de névoa.

Destarte, considerando-se um cobrimento de 30 mm que a própria norma prevê, sendo $D_{Const. Cl^- (lab)}$ igual a $13,4 \cdot 10^{-12}$ m²/s, com C_s de 3,2%, conforme observado por Guimarães (2007) e um valor de R_{GS} igual a 0,336, constata-se que $D = D_{Const. Cl^- (corrigido)}$ nessas circunstâncias é igual a $3,65 \cdot 10^{-12}$ m²/s e que o tempo de penetração dos íons cloreto é impressionantemente, de 1,7 anos.

Mesmo considerando cobrimento mínimo de 40 mm, que é o recomendado pela NBR6118/03 para concretos para vigas em zona de névoa, o resultado atingido é absolutamente insatisfatório, aumentando para apenas 3 anos o tempo de penetração.

Assim, conclui-se que o cimento ARI aqui estudado não pode ser utilizado em construções em zona marítima.

8.2.2 Concreto executado com cimento pozolânico

Conforme o colocado em 8.1.2, admite-se uma resistência f_{cm} de 50 MPa aos dois anos para o traço P1. Entrando com o valor de 50 MPa no ábaco da figura 7.8, encontra-se valor de R_{GS} igual a 0,125. Conforme observações do capítulo 7, multiplica-se o valor de R_{GS} por dois para considerar o concreto no cais. Desta forma, o valor de R_{GS} no cais é de 0,25. Sendo $D_{Const.Cl^-}$ (lab) igual a $3,24 \cdot 10^{-12}$ m²/s, $C_s=3,2\%$, $C_{cl}=30$ mm, $R_{sc}=1$, $R_c=1$, $R_t=0,81$ e $D_{Const.Cl^-}$ (corrigido) = $6,56 \cdot 10^{-13}$ m²/s, o tempo previsto pela resolução da equação 8.3 é de 9 anos. Se o cobrimento de 30 mm for aumentado para 40 mm, o tempo irá aumentar para 16 anos.

O tempo de 9 anos para a percolação dos íons cloreto atingirem a armadura com cobrimento de 30 mm é realmente muito pequeno para um estrutura executada com cimento pozolânico. Porém, vale ressaltar que o f_{ck} do concreto analisado é da classe C25 ($f_{ck} = 25$ MPa), sendo que o valor mínimo exigido pela NBR6118/03 é de 30 MPa para zonas marítimas. Desta forma, buscou-se no ábaco da figura 8.2, uma forma de estimar uma diminuição do coeficiente de difusão de um concreto C25 em relação a um C30, indicado pela norma.

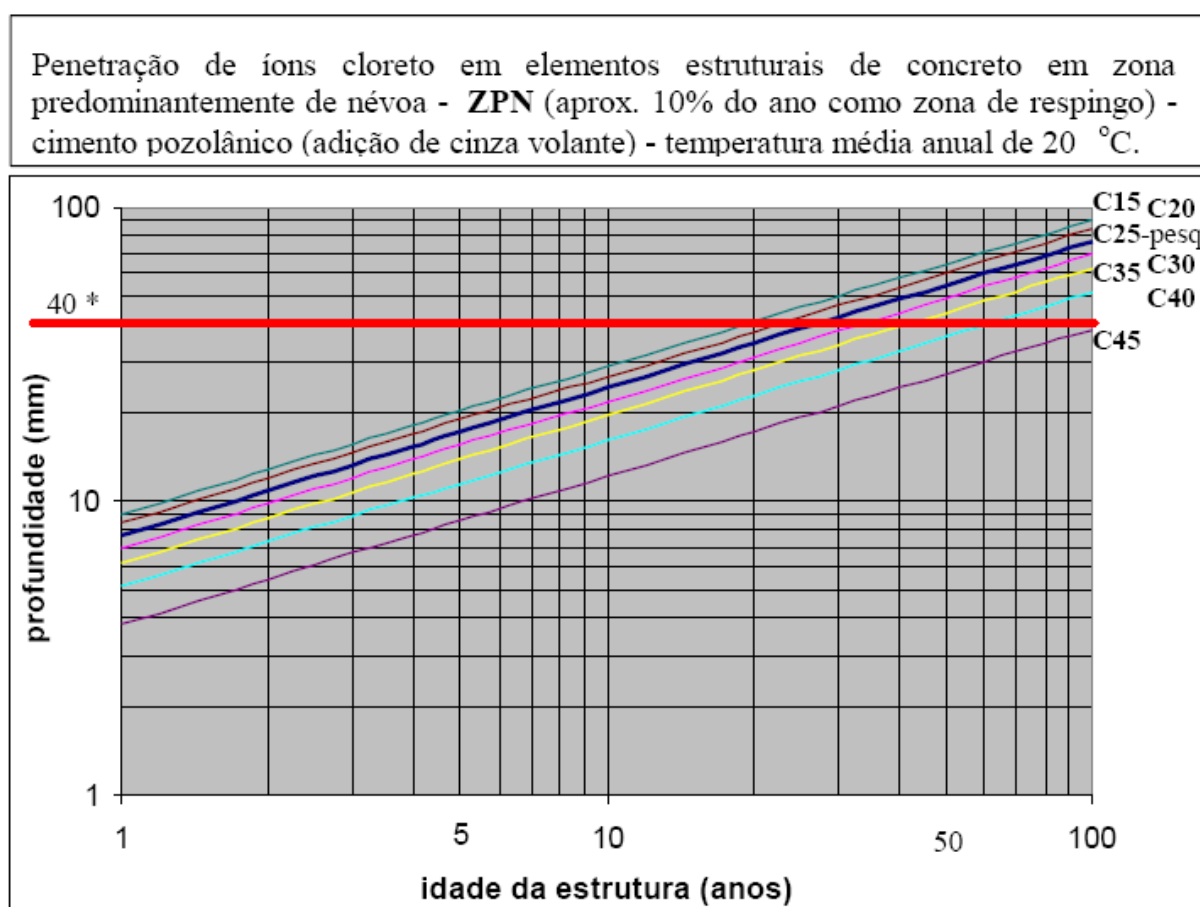
Analisando o ábaco de Guimarães (2000) (FIGURA 8.2), nota-se que o valor médio de profundidade de penetração de íons cloreto de C30 é, em média, 90% de C25. Sabe-se que a relação entre estas classes de concreto é proporcional ao coeficiente de difusão (D) ao quadrado. Assim, multiplicou-se o valor de $D_{Const.Cl^-}$ (corrigido) por 81%, ou melhor, diminuiu-se o valor de $D_{Const.Cl^-}$ (corrigido) = $6,56 \cdot 10^{-13}$ m²/s de 20%, obtendo-se $D_{Const.Cl^-}$ (corrigido) para concretos com resistência de 30 MPa um valor de $5,24 \cdot 10^{-13}$ m²/s. O tempo de penetração de cloretos para esta situação passou a ser de 20 anos, o que ainda está longe do esperado para obras de grande porte.

Novamente utilizou-se do ábaco da figura 8.2 e, desta vez, observou-se que os concretos C40 apresentam valor de profundidade de penetração de íons cloreto próximo a 67% da profundidade média observada nos concretos C25. Neste caso, multiplicou-se o valor de $D_{Const.Cl^-}$ (corrigido) = $6,56 \cdot 10^{-13}$ m²/s por 45%, visando prever o tempo de percolação dos íons cloreto em concretos com resistência de 40 MPa. Desta forma, o valor de $D_{Const.Cl^-}$ (corrigido) passou a ser de $2,68 \cdot 10^{-13}$ m²/s, e o tempo de percolação calculado ficou em 40 anos.

Vale lembrar que o tempo de quarenta anos para os íons cloreto atingirem a superfície da armadura não é o esperado para estruturas marítimas. Ainda cabe ressaltar que o valor de 40

anos só foi previsto quando considerada cobertura de 40 mm e resistência de 40 MPa, que é o que a NBR6118/03 recomenda para zona de respingo, quando aqui estamos simulando concreto em zona de névoa. Neste contexto, é possível questionar se não deveriam ser consideradas na norma, zona de respingo e zona de névoa muito próximas da água, dentro de uma mesma classe de agressividade, visto que o cobrimento e a resistência indicados para uma classe de agressividade III, onde se enquadrariam as estruturas em zona de névoa parecem insuficientes para uma durabilidade estrutural significativa.

Na tabela 8.3 podem ser melhores visualizados os resultados obtidos nas simulações realizadas.



* Cobrimento mínimo para ambiente marítimo - NBR 6118 (revisão, 2000)

Figura 8.2 – Ábaco para estimar a espessura da camada de cobrimento das barras de aço em estruturas de concreto armado dentro do canal do Rio Grande – RS (GUIMARÃES, 2000)

Tabela 8.3 – Tempo que leva para ocorrer a frente de ataque nos casos simulados

			Tempo (anos)			
			Cais		Rack	
			ARI (a/c=0,55)	Pozolânico (a/c=VAR.)	ARI (a/c=0,55)	Pozolânico (a/c=0,54)
zona de névoa	Cobrimento	C				
	30 mm*	C25	-	9	-	234
	30 mm*	C30*	1,7	-	31	-
	40 mm**	C25	-	16	-	-
	40 mm**	C30*	3	20	55	-
	40 mm**	C40**	-	40	-	-
* valor indicado pela norma para zona de névoa						
** valor indicado pela norma para zona de respingo						

8.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

À primeira vista, pode parecer estranho um concreto executado com cimento ARI-RS apresentar previsão de durabilidade tão baixa quando empregado em obras em zona de respingo e maré. Os resultados aqui apontados, com certeza podem causar surpresa e até dúvida quanto à veracidade, visto que foram obtidos através de simulações. Acontece que em situações reais, concretos compostos de cimentos semelhantes ao aqui pesquisado também estão respondendo de forma negativa no que tange à durabilidade das estruturas em ambiente marítimo.

Guimarães et al. (2003) realizaram um estudo de caso em tetrápodes executados em concreto armado que foram utilizados na obra de ampliação dos molhes de Rio Grande – RS (FIGURA 8.3).

O cimento utilizado nessas estruturas se trata de Portland especial para pré-moldados – CEP – 32, que possui características semelhantes às do cimento ARI. O f_{ck} do concreto em questão é de 32,6 MPa até o tetrápode de número 6477 e a partir dele, de 26 MPa (CPOI/FURG, 1997 a 1998).

Foram realizadas extrações em dois tetrápodes em cada micro ambiente, sendo estes denominados MLOI e MLLM, conforme figura 8.4. Os resultados dos ensaios de perfil de cloretos, obtidos após 5 anos de utilização das estruturas, se verificam na tabela 8.4.



Figura 8.3 – Estrutura em forma de tetrápode utilizada na ampliação dos molhes de Rio Grande –RS (GUIMARÃES ET AL., 2003).

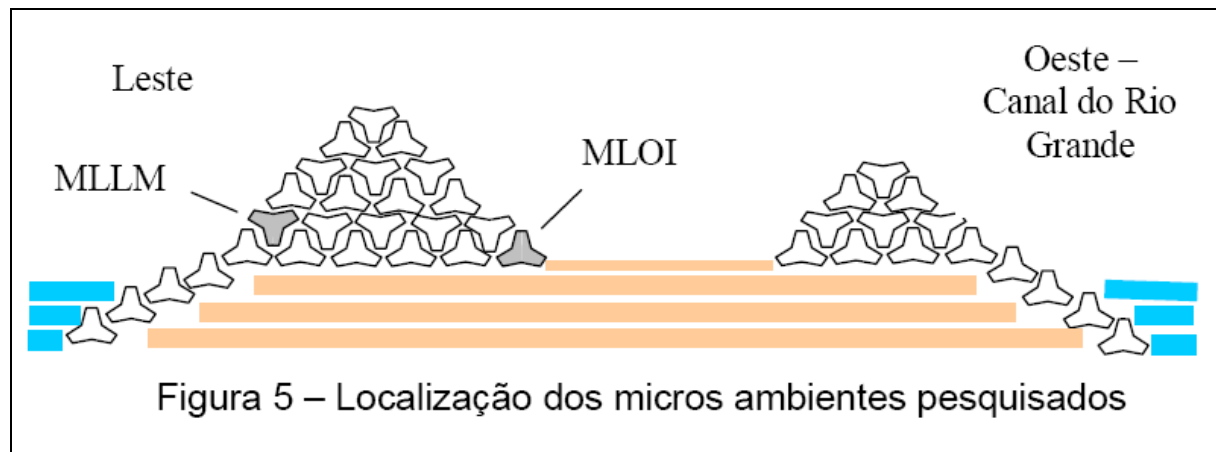


Figura 5 – Localização dos micros ambientes pesquisados

Figura 8.4 – Micro ambientes analisados (GUIMARÃES ET AL., 2003)

Tabela 8.4 – Perfil de cloretos (GUIMARÃES ET AL. 2003).

Camada (mm) / Micro ambiente	% Cl ⁻ / massa concr.	
	MLOI	MLLM
0 - 5	0,24	0,24
5 - 10	0,28	0,31
10 - 15	0,34	0,30
15 - 20	0,23	0,24
20 - 25	0,16	--
25 - 30	0,12	--
30 - 35	0,11	0,17
35 - 40	0,14	0,20
90 - 110 *	0,08	--

* Valor médio de dois ensaios individuais realizados no CIENTEC-RS – Tetrápode A = 0,06%; Tetrápode B = 0,09%

A partir dos dados presentes na tabela 8.4, Guimarães et al. (2003) constataram que o teor de cloretos em relação à massa de concreto para o micro-ambiente MLOI estabiliza na camada entre 25 mm e 30 mm, sendo que o teor de 0,11% em relação à massa de concreto deve equivaler a um teor de 0,65% em relação à massa de cimento.

Ainda assim, verifica-se na tabela 8.4 que na última camada considerada, ou seja, a uma profundidade entre 90 e 110 mm existe percentual de 0,08% de cloreto em relação à massa de concreto, que equivale a 0,48% em relação à massa de cimento.

Já com relação ao micro-ambiente MLLM, o teor de cloretos em relação à massa do concreto estabiliza em 0,18%, o que equivale a dizer que este teor é de aproximadamente 1,06% em relação à massa de cimento.

Conforme Andrade (1992) e Helene (1993), o teor de 0,40% de cloreto em relação à massa de cimento já é capaz de despassivar a armadura do concreto. As estruturas em forma de tetrápode não são armadas, mas, caso fossem, sua durabilidade já estaria comprometida com a curta idade de cinco anos. Nota-se, também, que a última camada analisada em MLOI apresenta teor de cloretos suficiente para despassivar a armadura, e isto a uma profundidade variando entre 90 e 110 mm.

Assim como Guimarães et al. (2003), Bermúdez (2007) pesquisou estruturas reais em portos localizados na Espanha. Em seu trabalho, Bermúdez (2007) analisou sete molhes em cujas construções foram empregadas estruturas do tipo caixão flutuante (FIGURA 8.5).

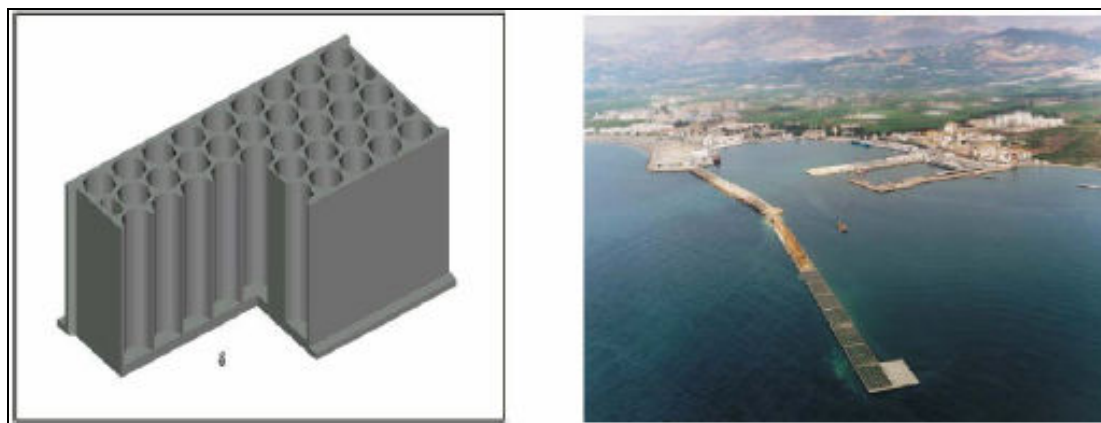


Figura 8.5 – Croqui da estrutura de caixão e foto aérea de um molhe executado com ela (BERMÚDEZ, 2007).

Em todos os molhes, os caixões foram executados in loco e a cura foi realizada com água do mar. As características dos concretos utilizados na fabricação dos caixões flutuantes dos molhes estudados por Bermúdez (2007) podem ser verificadas na tabela 8.5.

Tabela 8.5 – Características dos concretos empregados nas estruturas dos molhes analisados (BERMÚDEZ, 2007)

	Muelle A	Muelle B	Muelle C	Muelle D	Muelle E	Muelle F	Muelle G
Edad (años)	4,5	6,5	7,5	5	2	2	31
Localización	Mediterráneo	Mediterráneo	Mediterráneo	Atlántico	Cantábrico	Cantábrico	Cantábrico
Distancia a B.M.V.E. del testigo/carrera de mareas (m)	- 0,1/0,8	- 0,1/0,4	+ 0,5/0,7	+ 2,5/4,0	+ 3,5/4,5	+2,0-3,5/5,4	+ 1,3/4,5
Ambiente de exposición	Sumergido	Sumergido	Carrera de mareas	Carrera de mareas	Carrera de mareas	Carrera de mareas	Carrera de mareas
Hormigón proyecto (N/mm ²)	H-25	H-25	H-25	H-25	HA-30	HA-30	-
Contenido de cemento (kg/m ³)	300	-	300	-	300	350	-
Relación agua/cemento	0,50	0,50*	0,55*	0,65*	0,50	0,50	0,60*
Recubrimiento proyecto (mm)	40	40	40	40	50	45	-
Tipo de cemento	I/52,5-SR	-	I/45-SR/MR	-	IV/A 32,5 SR/MR	IIIB/32,5-SR	Puzolánico

O cimento empregado nos caixões do molhe E contém porcentagem de cinza volante. Nos caixões dos molhes F e G, utilizou-se cimento com adição de escória de alto forno.

O cimento usado no molhe D se trata de um Portland comum, enquanto que no molhe C utilizou-se cimento Portland I/45-SR/MR.

Na tabela 8.6, Bermúdez (2007) apresentou os resultados obtidos pelos cálculos dos coeficientes de difusão dos concretos em análise. Na mesma tabela 8.6, é apresentado um coeficiente de difusão D1, que se trata de uma estimativa calculada por Bermúdez (2007) do valor do coeficiente de difusão de todos os concretos no primeiro ano das suas existências.

Com relação a este fator, nota-se que a tendência do coeficiente D, ao longo dos anos, é de se tornar mais estável.

Analisando a tabela 8.6, ressalta-se a grande diferença entre os valores dos coeficientes de difusão dos concretos dos molhes C e D, que foram executados com cimento Portland comum, em comparação aos valores encontrados para os molhes E, F e G, onde se fez uso de adições de pozolana e escória de alto forno.

Tabela 8.6 – Coeficientes de difusão dos testemunhos dos molhes em análise (BERMÚDEZ, 2007)

MUELLE	TESTIGO	TIEMPO (años)	DIFUSIÓN D ($\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	DIFUSIÓN D ₁ ($\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)
A	A1-A2	4,5	22,76	48,3
	A3-A4	4,5	30,61	64,9
	A5-A6	4,5	21,92	46,5
B	B1-B2	6,5	17,37	44,3
	B3	6,5	17,02	43,4
	B4-B5	6,5	23,51	59,9
C	C1	7,5	14,60	40,0
	C2	7,5	5,03	13,8
	C3	7,5	16,00	43,8
D	D1	5	34,20	76,5
	D2	5	37,80	84,5
	D3	5	35,90	80,3
	D4	5	27,60	61,7
E	E1	2	8,42	11,9
	E2	2	1,90	2,7
	E3	2	1,53	2,2
	E4	2	2,09	3,0
F	F1	2	5,40	7,6
	F2	2	3,56	5,0
	F3	2	3,63	5,1
	F4	2	3,69	5,2
G	G1	31	1,25	7,0
	G3	31	0,91	5,1
	G4	31	1,18	6,6
	G5	31	1,11	6,2

Na figura 8.6, são apresentados perfis de cloreto de testemunhos retirados do molhe C, com idade de 7,5 anos, executado com cimento Portland comum, enquanto que na figura 8.7, estão presentes perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe E, com idade de dois anos, que levou cimento pozolânico em sua composição. Nota-se que nos perfis referentes ao molhe E, que a frente de ataque de cloretos varia de 3 a 4 cm, enquanto que no molhe C esta profundidade é de até 15 cm.

Na figura 8.8 é possível que se faça a análise do perfil de cloretos do molhe G, com idade de 31 anos. Observa-se que o concreto, executado com cimento com adições de escória de alto forno, apresenta profundidade de frente de ataque de aproximadamente 8 cm, ou seja, o concreto com adições de alto forno de 31 anos possui menor profundidade de penetração do que o concreto do molhe C, com apenas 7,5 anos, executado com cimento Portland comum. A esta grande diferença de qualidade entre os concretos, atribui-se o fato de ser empregado cimentos distintos.

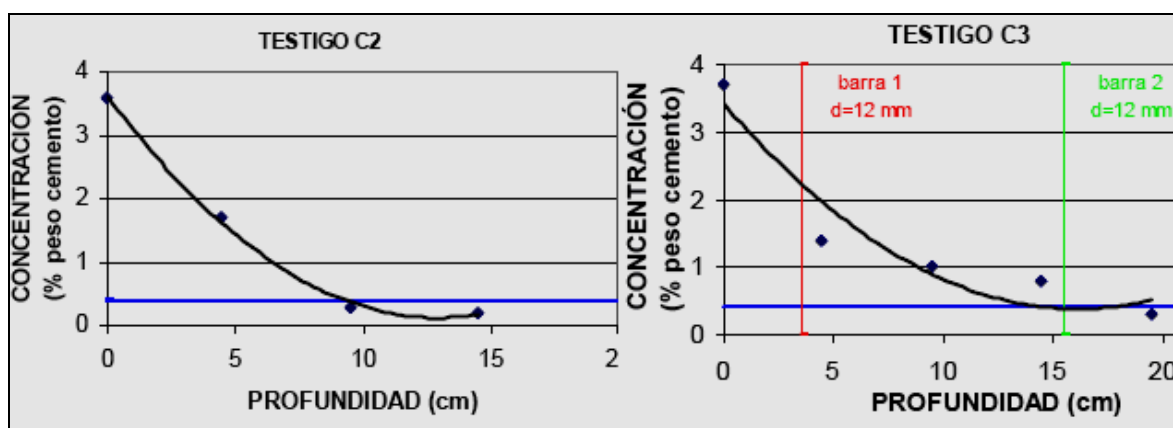


Figura 8.7 - Perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe C (BERMÚDEZ, 2007).

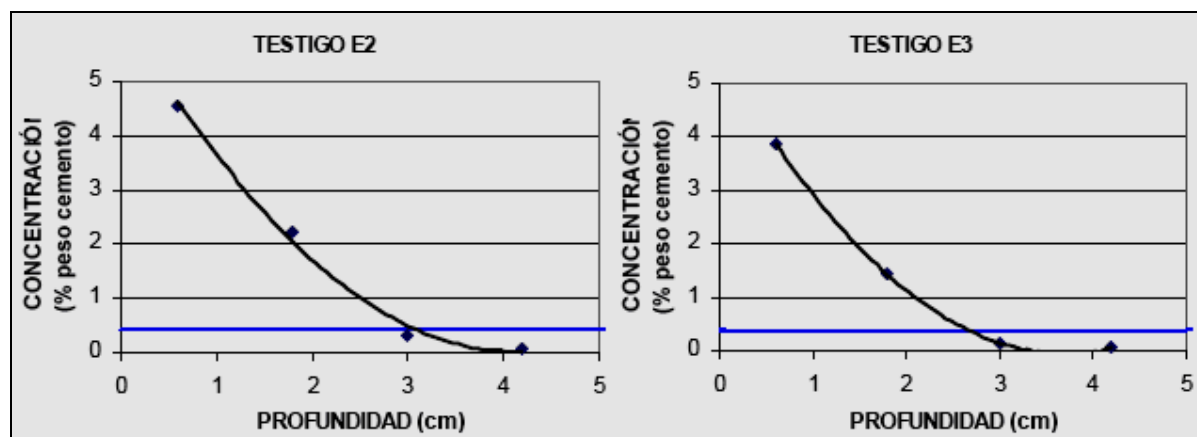


Figura 8.6 – Perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe E (BERMÚDEZ, 2007).

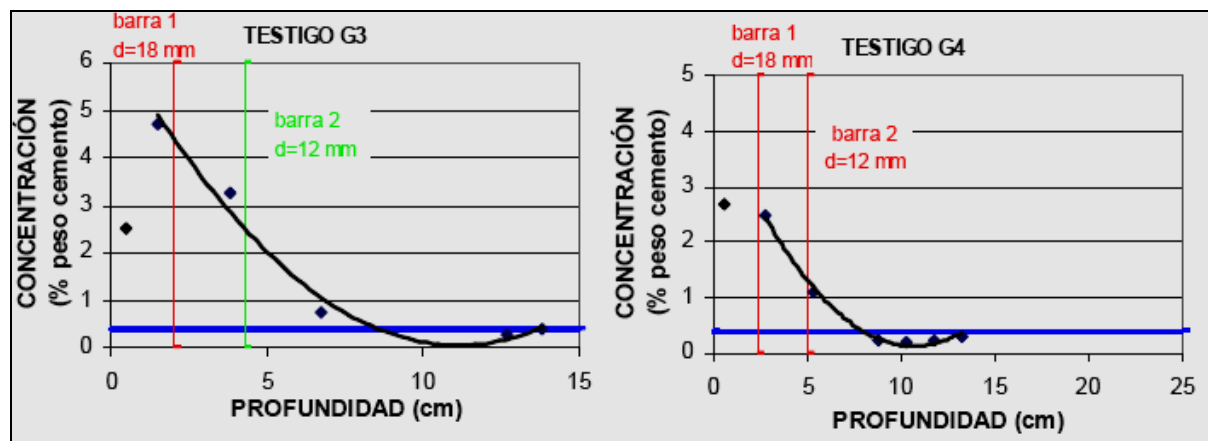


Figura 8.8 - Perfis de cloreto de testemunhos extraídos do molhe G (BERMÚDEZ, 2007).

Tendo em vista que Climent (2002) obteve perfis de cloreto de testemunhos executados com cimento Portland comum e que o resultado averiguado mostrou-se semelhante ao que se verificou no traço H1 do presente trabalho (FIGURA 6.10), onde foi empregado cimento de alta resistência inicial, observou-se que ambos os cimentos, Portland e ARI, se comportam de maneira semelhante.

De acordo com a figura 6.11, observa-se que Nielsen e Geiker (2003), a partir de ensaios de testemunhos executados com cimento de alta resistência inicial, apresentou coeficientes de difusão muito parecidos com os obtidos por Climent (2002) (Portland comum) e com os referentes ao concreto H1 da presente pesquisa (ARI-RS) para GS próximos. Sendo assim, além de comprovados os resultados dados pelos diferentes ensaios, pode-se certificar ainda mais da semelhança existente entre os dois tipos de cimentos.

Desta forma, comprova-se que a estimativa da baixa durabilidade das estruturas construídas com cimento ARI, mesmo que resistente a sulfatos, que se concluiu a partir das simulações realizadas, é coerente. Isto porque em casos reais, como os resultados dos estudos de Guimarães (2003) e Bermúdez (2006), é evidente a baixíssima resistência dos concretos feitos a partir de cimento Portland à penetração de cloretos em zonas marítimas. Desta maneira, o emprego do cimento ARI em estruturas próximas à zona de névoa não é aconselhado para os parâmetros apresentados na NBR-6118/03. Para o seu uso em classe de agressividade III ou IV, deve-se pesquisar concretos com menores relações a/c e/ou uso de adições, tais como micro sílica, filer, etc., sendo que, desta forma, o uso do cimento pozolânico pode acabar sendo mais econômico.

9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES À CONTINUIDADE DAS PESQUISAS

9.1 CONCLUSÕES

A partir do desenvolvimento deste trabalho, comprovou-se a importância do grau de saturação do concreto na difusão de íons cloreto. Através da utilização do método experimental desenvolvido por Guimarães (2005) e da comparação dos resultados obtidos com valores atingidos por outros pesquisadores, tais como Climent et al. (2002) e Nielsen e Geiker (2003), ficou evidenciada a eficácia da metodologia de Guimarães (2005), visto que todos os autores obtiveram resultados semelhantes, respeitadas as diferenças de cimento empregado em cada pesquisa.

Também foi comprovada a importância e a confiabilidade dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio para a realização de trabalhos que correlacionam diâmetro crítico e percentual de poros mais interligados com a qualidade dos concretos.

Através deste ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio restou comprovado que os concretos de melhor qualidade apresentam D_{crit} e percentual de poros mais interligados menores.

Com relação ao GS, ratificou-se que os concretos de melhor qualidade apresentam maiores GS em relação aos piores concretos dentro de um mesmo ambiente, conforme havia observado Guimarães, 2005.

Quanto ao coeficiente de difusão, foram percebidos valores maiores quando analisados concretos com relações a/c mais elevadas.

De posse do nomograma obtido pelos resultados dos experimentos realizados na presente dissertação, é possível que seja obtido o coeficiente de redução do coeficiente de difusão de concretos executados com cimento de alta resistência inicial e resistente a sulfatos. Este coeficiente pode ser utilizado na previsão do tempo de penetração de cloretos em estruturas construídas em concreto armado com o mencionado cimento a uma distância de 1,2 Km da zona marítima da cidade de Rio Grande – RS, variando com a espessura da camada de revestimento do concreto armado.

Comparando resultados de diferentes trabalhos, concluiu-se que o valor do coeficiente de redução do coeficiente de difusão obtido no nomograma de Guimarães (2005) para concretos executados com cimento pozolânico afastados 1,2 Km da zona marítima é metade do valor do

mesmo coeficiente em zona junto ao mar. Analisando as previsões de tempo de penetração dos íons cloreto em ambos os concretos, concluiu-se que aqueles que levam cimento ARI em suas composições não devem ser utilizados em construções próximas à zona de névoa conforme os parâmetros da NBR-6118/03. Como no decorrer do trabalho observou-se que o cimento ARI apresenta características semelhantes ao Portland comum, devendo-se ter o mesmo cuidado com este cimento.

O concreto executado com cimento pozolânico, por sua vez, obedecendo ao cobrimento e resistência indicados por norma, apesar de ser bem mais resistente ao ataque de cloretos do que o concreto onde se faz uso de cimento Portland comum ou ARI, também não apresentou resultados satisfatórios. Destarte, constatou-se que a norma deve ser revista caso se deseje uma vida útil de projeto igual ou superior a 50 anos para o ambiente pesquisado.

As construções em zona de névoa poderiam respeitar as mesmas exigências normativas da NBR 6118/03 previstas para construções em zona de respingo quando fosse utilizado cimento pozolânico. Acredita-se que se essas exigências fossem iguais, no que tange resistência e cobrimento mínimos, chegar-se-ia a resultados bem mais satisfatórios, tendo-se estruturas muito mais duráveis.

9.2 CONTINUIDADE DAS PESQUISAS

A partir da metodologia utilizada neste, outros trabalhos podem ser realizados a fim de complementação e enriquecimento dos dados aqui levantados.

De posse das curvas $D \times GS$ expostas na presente dissertação, é possível que trabalho semelhante seja feito com a utilização dos mesmos traços de concreto e do mesmo tipo de cimento, medindo-se GS em ambiente diferente.

Também pode ser realizado trabalho análogo com a variação do tipo de cimento, sendo que, para isso, é necessário que sejam gerados novos gráficos $D \times GS$ e ainda medições de GS no ambiente desejado.

O mais interessante, no entanto, é que sejam ensaiados concretos com resistências maiores, visto que, atualmente, concretos executados com cimento pozolânico já atingem, normalmente, f_c de 50 MPa aos dois anos. Sem dúvida, esta é a melhor proposta para ampliar o nomograma aqui presente ou para a realização de um novo gráfico a partir do estudo de outros concretos em locais distintos deste estudado.

Ainda podem ser realizados trabalhos que levem em consideração análise de variáveis meteorológicas, tais como umidade relativa, pluviometria e ação de ventos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB3 6118, 2003. **Projeto e execução de obras de concreto armado** – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB3 7211, 1983. **Agregados para concreto** – Especificação.

BAKKER, R.F.M. Initiation priod. In: **Corrosion of steel in concrete – report of the technical committee 60-CSC-RILEM**. Editor Peter Schiessl, Ed. Chapman & Hall, 1988, pp. 22- 55.

BERMÚDEZ, M. A. **Corrosión de las armaduras del hormigón armado em ambiente marino: zona de carrera de mareas e zona submergida**. Madrid, 2007. Tese (Doutorado), Universidad Politécnica de Madrir – Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

BICZÓK, I. **Corrosion y proteccion del hormigon**. Trad. Emilio J. Dócon Asensi. Bilbao, Ediciones Urmo, 1972.

BRETANHA, S. **Variação do grau de saturação do concreto em ambiente marítimo** . Rio Grande, 2004. Dissertação (Mestrado), Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Engenharia Oceânica.

CASCUDO, Oswaldo. **O controle da corrosão de armaduras em concreto, inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini; Goiânia: Editora UFG, 1997.

CPOI – Centro de Pesquisas e Orientação Industrial – laudos de 1997 a 1998.

CLIMENT, M. A.; VERA, G.; LÓPEZ, J. F.; GARCÍA, C.; ANDRADE, C. **Transport of chlorides through non-saturated concrete after an initial limited chloride supply**, in: C. Andrade, J. Kropp (Eds.), Proceedings of the 2nd International Workshop on Testing and Modeling the Chloride Ingress Into Concrete, RILEM Publications, Cachan, France, 2000, pp. 173– 187.

CLIMENT, M. A.; VERA, G.; LÓPEZ, J. F.; VIQUEIRA, E.; ANDRADE, C. **A test method for measuring chloride diffusion coefficients through nonsaturated concrete – Part I: The instantaneous plane source diffusion case**. Cement and concrete Research, v 32, 2002, p. 1113-1123.

CPOI – Centro de Pesquisas e Orientação Industrial – laudos de 1997 a 1998.

CRANK, J. **The Mathematics of Diffusion**, second ed., Oxford Univ. Press, Oxford, UK, 1975, pp. 11 – 13.

FIGUEIREDO, E. P.; HELENE, P. R. L. **Assim caminha a corrosão**. Técnica, v.10, mai./jun. São Paulo, Pini, 1994, pp.28-33.

GUIMARÃES, A. T. C. **Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos**. São Paulo, 2000. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo - PCC/USP, Engenharia Civil.

GUIMARÃES, A. T. C.; HELENE, P. R. L. **Influência do teor de umidade sobre a difusividade de cloretos na pasta de cimento**. Relatório FAPESP processo 99/10909-7. São Paulo, 2001.

GUIMARÃES, A. T. C.; BANDEIRA, F.; GUIMARÃES, D.; PENNA, L. **Durabilidade de tetrápode de concreto contaminado com íons cloreto: estudo de caso**. 45º Congresso Brasileiro do Concreto, Espírito Santo, 2003. Anais.

GUIMARÃES, A. T. C. **Grau de saturação: Sua variação com o tipo de concreto e sua influência na difusão e íons cloreto**. São Paulo, 2005. Monografia apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para conclusão de Pós-Doutorado em Engenharia Civil

HELENE, P. R. L. **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.

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).

LEA **The chemistry of cement and concrete**. Great Britain, Edward Arnould Ltd, 1970.

MARTYS, N. S. **Diffusion in partially-saturated porous materials**. Materials and Structures, v.32, 1999.

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.

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**.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, Pini, 1994.

MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. Florianópolis, 2004. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, programa de pós-graduação em Engenharia Civil.

NEPOMUCENO, A. A. **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. Vol. 2 p.793-827. IBRACON, São Paulo: Editor Isaía, G.C., 2005

NEVILLE **Propriedades do concreto**. Trad. Salvador E. Giammusso. São Paulo, Pini, 1997.

NIELSEN, P. E.; GEIKER, M. R. Chloride diffusion in partially cementitious material. **Cement and Concrete Research**, v33, p. 133-138, 2003.

OLIVEIRA, C. T. de A. **Água do poro de pastas de cimento de escória**. São Paulo, 2000. Tese (doutorado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

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.

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.

RINCÓN, O. T.; CARRUYO, A. R.; ANDRADE, C.; HELENE, P.; DÍAZ, I. **Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion em estructuras de hormigon armado**. DURAR – Red Tematica XV.B – Durabilidad de la armadura, 1998.

SANTOS, L. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto**. Brasília, 2006. Dissertação (mestrado) Faculdade de Tecnologia.

SOUZA, K.N.S. **Estudo experimental e probabilístico da vida útil de estruturas de concreto armado situadas em ambiente marítimo: influência do grau de saturação sobre a difusividade de cloretos**. Rio Grande, 2005. Dissertação (Mestrado), Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Engenharia Oceânica.

TUUTTI, K. **Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel**. In: PERFORMANCE OF CONCRETE IN MARINE ENVIRONMENT, **ACI SP-65**, 1980.

VERA, G.; CLIMENT, A.; VIQUEIRA, E.; ANTÓN, C.; ANDRADE, C. **A Test Method for Measuring Chloride Diffusion Coefficients through Partially Saturated Concrete. Part II: The Instantaneous Plane Source Diffusion Case with Chloride Binding Consideration**. Cement and concrete Research, v 37, p. 714-723, 2007.

VICENTE, F. J. **Difusividad del ión cloruro através de morteros de cimento parcialmente saturados de agua**. Universidad de Alicante, proyecto fin de carrera, julho – 2007.

ANEXOS

ANEXO A – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto.

Tabela A.1 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H1.

Ensaio MAP		Argamassa - Traço H1 - 20/03/2006								
Medições durante o ensaio (g)										
Test.	Massa seca em estufa				Massa saturada			M. sub. após sat.	M. após ferv.	
	0 H	24 H	48 H	72 H	24 H	48 H	72 H		sup. Seca	Subm.
101a	74,7	71,5	71,1	71,0	77,4	77,5	77,5	42,9	77,6	42,9
101b	73,9	70,9	70,6	70,5	76,6	76,7	76,8	42,6	76,9	42,7
101c	72,9	69,9	69,5	69,4	75,6	75,7	75,8	41,9	75,9	42,0
101d	73,6	70,4	70,0	69,9	76,2	76,3	76,3	42,3	76,5	42,3
101e	74,2	71,1	70,7	70,6	76,8	76,9	77,0	42,6	77,1	42,8
101f	72,5	69,4	69,0	68,9	75,0	75,1	75,1	41,6	75,2	41,6
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		
101a	9,24	9,40	18,92	19,21	2,04	2,23	2,23	2,52		
101b	8,89	9,04	18,36	18,65	2,06	2,24	2,24	2,53		
101c	9,22	9,40	18,90	19,20	2,04	2,23	2,23	2,53		
101d	9,20	9,37	18,87	19,17	2,04	2,23	2,24	2,53		
101e	9,04	9,21	18,58	18,94	2,05	2,23	2,24	2,52		
101f	9,03	9,17	18,55	18,82	2,05	2,23	2,24	2,52		
Média	9,10	9,26	18,70	19,00	2,047	2,23	2,24	2,53		

Pesagem ao ar - Balança digital "Marte"(até 5000 g) - precisão de 0,1g

Tabela A.2 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H2.

Ensaio MAP		Argamassa - Traço H2 - 20/03/2006								
Medições durante o ensaio (g)										
Test.	Massa seca em estufa				Massa saturada			M. sub.	M. após ferv.	
	0 H	24 H	48 H	72 H	24 H	48 H	72 H	após sat.	sup. Seca	Subm.
102a	74,0	70,8	70,3	70,2	76,6	76,7	76,7	42,7	76,8	42,8
102b	73,8	70,6	70,0	69,9	76,4	76,4	76,5	42,5	76,7	42,6
102c	73,4	70,2	69,7	69,6	76,2	76,3	76,4	42,3	76,5	42,4
102d	74,8	71,3	70,5	70,3	76,4	76,5	76,5	42,5	76,7	42,6
102e	74,6	71,3	70,6	70,5	77,1	77,2	77,2	42,9	77,4	42,9
102f	76,0	72,5	71,7	71,5	77,9	78,0	78,0	43,3	78,2	43,5
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		
102a	9,26	9,43	19,12	19,44	2,06	2,25	2,25	2,55		
102b	9,47	9,69	19,48	19,91	2,05	2,24	2,25	2,55		
102c	9,73	9,99	19,89	20,38	2,03	2,23	2,24	2,55		
102d	8,83	9,03	18,25	18,65	2,06	2,24	2,24	2,53		
102e	9,56	9,78	19,64	20,02	2,04	2,24	2,24	2,56		
102f	9,19	9,36	18,92	19,27	2,05	2,24	2,24	2,54		
Média	9,34	9,55	19,22	19,61	2,049	2,24	2,24	2,55		

Pesagem ao ar - Balança digital "Marte"(até 5000 g) - precisão de 0,1g

Tabela A.3 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H3.

Ensaio MAP		Argamassa - Traço H3 - 20/03/2006								
Medições durante o ensaio (g)										
Test.	Massa seca em estufa				Massa saturada			M. sub. após sat.	M. após ferv.	
	0 H	24 H	48 H	72 H	24 H	48 H	72 H		sup. Seca	Subm.
103a	72,8	70,3	70,2	70,1	75,8	75,9	76,0	42,1	76,2	42,1
103b	72,2	69,5	69,3	69,3	75,0	75,1	75,2	41,4	75,3	41,5
103c	71,6	69,0	68,8	68,8	74,7	74,8	74,9	41,1	74,9	41,2
103d	72,4	69,6	69,4	69,3	74,9	75,0	75,1	41,3	75,2	41,4
103e	71,6	68,9	68,7	68,6	74,5	74,6	74,6	41,0	74,8	41,1
103f	72,2	69,6	69,5	69,5	75,4	75,5	75,5	41,5	75,7	41,6
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		
103a	8,42	8,68	17,41	17,87	2,06	2,23	2,24	2,50		
103b	8,55	8,74	17,53	17,87	2,04	2,22	2,22	2,49		
103d	8,33	8,54	17,11	17,53	2,05	2,22	2,22	2,48		
103e	8,77	9,01	17,90	18,33	2,03	2,21	2,21	2,48		
103f	8,77	9,01	17,91	18,37	2,03	2,21	2,22	2,49		
Média	8,57	8,80	17,57	18,00	2,042	2,22	2,22	2,49		

Pesagem ao ar - Balança digital "Marte"(até 5000 g) - precisão de 0,1g

Tabela A.4 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto de H4.

Ensaio MAP		Argamassa - Traço H4 - 20/03/2006								
Medições durante o ensaio (g)										
Test.	Massa seca em estufa				Massa saturada			M. sub. após sat.	M. após ferv.	
	0 H	24 H	48 H	72 H	24 H	48 H	72 H		sup. Seca	Subm.
104a	72,3	69,3	68,8	68,8	75,1	75,2	75,2	41,9	75,4	41,9
104b	71,7	68,5	68,1	68,0	74,9	75,0	75,0	41,3	75,2	41,4
104c	71,9	68,6	68,2	68,1	75,2	75,2	75,3	41,6	75,4	41,7
104d	71,8	68,6	68,1	68,0	74,8	74,9	75,0	41,3	75,1	41,4
104e	72,0	68,8	68,4	68,4	75,3	75,4	75,5	41,9	75,6	41,9
104f	72,0	68,6	68,1	68,0	75,0	75,1	75,2	41,4	75,3	41,4
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		
104a	9,36	9,57	19,29	19,67	2,05	2,24	2,25	2,55		
104b	10,29	10,48	20,78	21,13	2,01	2,22	2,22	2,55		
104c	10,59	10,75	21,39	21,72	2,01	2,23	2,23	2,57		
104d	10,33	10,55	20,83	21,25	2,01	2,22	2,22	2,55		
104e	10,42	10,58	21,20	21,48	2,03	2,24	2,24	2,58		
104f	10,59	10,81	21,32	21,67	2,00	2,22	2,22	2,56		
Média	10,26	10,46	20,80	21,15	2,020	2,23	2,23	2,56		

Pesagem ao ar - Balança digital "Marte"(até 5000 g) - precisão de 0,1g

Tabela A.5 – Absorção, índice de vazios e massa específica dos corpos de prova de argamassa peneirada do concreto H5.

Ensaio MAP		Argamassa - Traço H5 - 20/03/2006								
Medições durante o ensaio (g)										
Test.	Massa seca em estufa				Massa saturada			M. sub. após sat.	M. após ferv.	
	0 H	24 H	48 H	72 H	24 H	48 H	72 H		sup. Seca	Subm.
105a	74,4	71,8	71,5	71,5	76,8	76,9	76,9	42,8	77,1	43,0
105b	75,2	72,7	72,4	72,3	77,6	77,6	77,7	43,4	77,9	43,6
105c	74,7	72,0	71,7	71,6	76,8	76,9	77,0	43,2	77,1	43,2
105d	74,8	72,3	71,9	71,8	77,2	77,3	77,3	43,2	77,5	43,3
105e	74,5	71,9	71,6	71,5	77,0	77,1	77,1	43,0	77,3	43,1
105f	73,5	71,2	71,1	71,0	76,7	76,8	76,8	42,7	77,0	42,8
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		
105a	7,61	7,92	15,97	16,58	2,08	2,24	2,25	2,50		
105b	7,52	7,82	15,84	16,46	2,09	2,25	2,26	2,51		
105c	7,46	7,64	15,79	16,14	2,11	2,27	2,27	2,52		
105d	7,66	7,94	16,11	16,66	2,09	2,25	2,26	2,51		
105e	7,83	8,07	16,40	16,87	2,08	2,25	2,25	2,51		
105f	8,12	8,39	16,91	17,42	2,07	2,24	2,24	2,51		
Média	7,70	7,96	16,17	16,69	2,089	2,25	2,26	2,51		

Pesagem ao ar - Balança digital "Marte"(até 5000 g) - precisão de 0,1g

ANEXO B – Absorção, índice de vazios e massa específica dos testemunhos para ensaio de variação do GS para diversos tipos de concreto, tipo de superfície de ataque e orientação da face exposta.

Tabela B.1 – Pesagem dos testemunhos para ensaio de variação sazonal do GS, conforme ASTM 642 (1990)

Medições durante o ensaio (g)						
Testemunho		Massa seca	Massa	M. sub.	M. Seca	M.Submersa
nº	denominação	em estufa	saturada	após sat.	após ferv	após fervura
1	101VCd	698,80	732,80	419,05	732,40	419,48
2	101VCc	646,90	679,90	387,60	680,10	388,02
3	102VCb	652,20	688,30	392,89	687,90	393,32
4	102VCa	697,40	735,20	419,00	735,30	419,49
5	103VCb	664,00	702,80	395,99	702,20	396,38
6	103VCa	699,90	739,20	417,10	739,00	417,63
7	104VCb	700,50	746,50	423,47	746,30	423,89
8	104VCa	684,90	731,00	413,16	731,50	413,83
9	105VCa	731,80	765,20	438,72	764,90	439,02
10	105VCb	754,60	787,00	452,75	787,30	453,26
11	101VTd	523,00	549,90	315,10	549,70	315,47
12	101VTb	570,40	596,30	342,08	596,30	342,41
13	101Vfd	547,20	572,90	329,98	572,90	330,32
14	101Vfc	586,50	611,80	354,64	611,50	354,88
15	101HLc	557,10	584,60	335,14	584,50	335,42
16	101HLb	613,50	641,60	369,27	641,40	369,69
17	101HCa	680,90	718,80	410,40	719,00	411,38
18	101HCb	665,10	700,10	401,58	700,20	402,03
19	101VCc	582,00	614,00	352,96	613,60	353,38
20	101VCd	673,20	711,30	407,19	711,20	407,75
21	101VCd	659,20	692,10	396,44	692,00	396,83
22	101VCc	695,30	733,00	418,51	733,20	418,97
23	101VCb	570,30	603,70	345,75	603,50	346,04
24	101VCc	725,80	764,00	438,83	763,80	439,26
25	101VCd	695,20	731,60	419,92	730,90	420,27
26	101VCb	598,10	629,30	360,58	629,30	360,93
27	101VCb	683,60	723,50	412,19	723,40	412,62
28	101VCa	679,90	715,80	410,03	715,80	410,42
29	101VCa	551,40	583,60	332,91	583,80	333,22
30	101VCb	701,60	737,60	421,08	737,10	421,43
31	101HLd	568,40	595,50	342,22	595,60	342,53
32	101HLa	515,30	544,70	311,04	544,90	311,92
33	101HLc	575,00	608,40	347,51	608,20	347,93
34	101HLd	551,80	583,00	334,35	583,00	334,67
35	101HLa	526,60	555,40	317,60	555,60	318,10
36	101HLb	549,10	579,10	332,20	579,20	332,74

Tabela B.2 - Absorção, índice de vazios e massa específica dos testemunhos para ensaio de variação sazonal do GS, conforme ASTM 642 (1990)

Cálculo após pesagens								
Testemunho		Absorção		Índ. de vazios	Massa específica (g/cm ³)			
n ^o	denom.	a/sat.	a/ferv.	a/sat.	seca	sat.	sat/fer.	real
1	1VCa	4,87	4,81	10,84	2,23	2,34	2,34	2,50
2	1VCc	5,10	5,13	11,29	2,21	2,32	2,33	2,49
3	2VCa	5,54	5,47	12,22	2,21	2,33	2,33	2,52
4	2VCb	5,42	5,43	11,95	2,20	2,32	2,32	2,51
5	3VCa	5,84	5,75	12,65	2,17	2,30	2,29	2,48
6	3VCb	5,62	5,59	12,20	2,17	2,30	2,30	2,47
7	4VCa	6,57	6,54	14,24	2,17	2,31	2,31	2,53
8	4VCb	6,73	6,80	14,50	2,15	2,30	2,30	2,52
9	5VCa	4,56	4,52	10,23	2,24	2,35	2,35	2,50
10	5VCb	4,29	4,33	9,69	2,26	2,35	2,35	2,50
11	1VTb	5,14	5,11	11,46	2,23	2,34	2,34	2,52
12	1VTd	4,54	4,54	10,19	2,24	2,35	2,35	2,50
13	1VFb	4,70	4,70	10,58	2,25	2,36	2,36	2,52
14	1VFD	4,31	4,26	9,84	2,28	2,38	2,38	2,53
15	1HLd	4,94	4,92	11,02	2,23	2,34	2,34	2,51
16	1HLe	4,58	4,55	10,32	2,25	2,36	2,36	2,51
17	1HCd	5,57	5,60	12,29	2,21	2,33	2,33	2,52
18	1HCe	5,26	5,28	11,72	2,23	2,34	2,34	2,52
19	1VCc	5,50	5,43	12,26	2,23	2,36	2,35	2,54
20	1VCb	5,66	5,64	12,53	2,21	2,34	2,34	2,53
21	1VCc	4,99	4,98	11,13	2,23	2,34	2,34	2,51
22	1VCb	5,42	5,45	11,99	2,21	2,33	2,33	2,51
23	1VCa	5,86	5,82	12,95	2,21	2,34	2,34	2,54
24	1VCa	5,26	5,24	11,75	2,23	2,35	2,35	2,53
25	1VCf	5,24	5,14	11,68	2,24	2,35	2,35	2,53
26	1VCe	5,22	5,22	11,61	2,23	2,34	2,34	2,52
27	1VCe	5,84	5,82	12,82	2,20	2,32	2,32	2,52
28	1VCf	5,28	5,28	11,74	2,22	2,34	2,34	2,52
29	1VCc	5,84	5,88	12,84	2,20	2,33	2,33	2,52
30	1VCa	5,13	5,06	11,37	2,22	2,33	2,33	2,50
31	2VCa	4,77	4,79	10,70	2,24	2,35	2,35	2,51
32	2VCb	5,71	5,74	12,58	2,20	2,33	2,33	2,52
33	3VCb	5,81	5,77	12,80	2,21	2,33	2,33	2,53
34	3VCa	5,65	5,65	12,55	2,22	2,34	2,34	2,54
35	4VCa	5,47	5,51	12,11	2,21	2,33	2,33	2,52
36	4VCb	5,46	5,48	12,15	2,22	2,34	2,34	2,53

ANEXO C – Tabelas com os valores de D (m²/s) e D/D_{máx}Tabela C.1 – Valores de D (m²/s) para os cinco traços estudados.

H1		H2		H3		H4		H5	
GS(%)	D – m ² /s	GS(%)	D – m ² /s	GS(%)	D – m ² /s	GS(%)	D – m ² /s	GS(%)	D – m ² /s
100	1,34E-11	100	9,13E-12	100	1,45E-11	100	1,23E-11	100	1,38E-11
91,64	7,52E-12	90,83	6,69E-12	88,67	1,43E-11	91,1	1,14E-11	92,3	1,19E-11
74,9	5,36E-12	76,15	3,35E-12	75,53	1,42E-11	78,07	1,12E-11	76,12	8,48E-12
47,12	2,00E-12	46,96	1,55E-12	44,05	2,58E-12	46,98	2,49E-12	47,1	5,18E-12

Tabela C.2 – Valores de D/D_{máx} para os cinco traços estudados.

H1		H2		H3		H4		H5	
GS(%)	D/D _{máx}	GS(%)	D/D _{máx}	GS(%)	D/D _{máx}	GS(%)	D/D _{máx}	GS(%)	D/D _{máx}
100	1	100	1	100	1	100	1	100	1
91,64	0,56	90,83	0,73	88,67	0,99	91,105	0,93	92,299	0,86
74,9	0,4	76,15	0,37	75,53	0,98	78,068	0,91	76,117	0,61
47,12	0,15	46,96	0,17	44,05	0,18	46,983	0,2	47,1	0,37

ANEXO D – Tabelas de GS para os grupos de CPs.

Tabela D.1 – Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H1.

Traço H1 - Ab. Máxima 9,26%; massa seca (6 unidades) = 420,3 g										
Grupo	Grau de saturação médio					Contaminação		Descontaminação		Tempo s
	M contam.	M.descont.	M média	Ab.méd.	GS méd.	Dia	Hora	Dia	Hora	
100%						8/5/2006	10:30	16/5/2006	12:40	699000
90%	456,15	455,78	455,97	8,49	91,64	8/5/2006	11:15	24/5/2006	10:30	1379700
75%	449,69	449,21	449,45	6,94	74,90	8/5/2006	11:35	29/5/2006	10:00	1808700
50%	439,51	437,77	438,64	4,36	47,12	8/5/2006	12:00	12/9/2006	12:05	10973100

Tabela D.2 – Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H2.

Traço H2 - Ab. Máxima 9,55%; massa seca (6 unidades) = 421,9 g										
Grupo	Grau de saturação médio					Contaminação		Descontaminação		Tempo s
	M contam.	M.descont.	M média	Ab.méd.	GS méd.	Dia	Hora	Dia	Hora	
100%						8/5/2006	10:35	16/5/2006	13:50	702900
90%	458,66	458,33	458,495	8,6739	90,826	8/5/2006	12:45	24/5/2006	11:00	1376100
75%	452,77	452,39	452,58	7,2719	76,145	8/5/2006	13:05	29/5/2006	11:20	1808100
50%	441,71	439,93	440,82	4,4845	46,958	8/5/2006	13:30	12/9/2006	13:15	10971900

Tabela D.3 – Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H3.

Traço H3 - Ab. Máxima 8,80%; massa seca (6 unidades) = 415,5 g										
Grupo	Grau de saturação médio					Contaminação		Descontaminação		Tempo s
	M contam.	M.descont.	M média	Ab.méd.	GS méd.	Dia	Hora	Dia	Hora	
100%						10/5/2006	09:10	17/5/2006	11:25	612900
90%	448,12	447,72	447,92	7,8026	88,666	9/5/2006	10:30	25/5/2006	11:30	1386000
75%	443,35	442,88	443,115	6,6462	75,525	9/5/2006	10:50	29/5/2006	12:20	1733400
50%	432,85	430,36	431,605	3,8761	44,046	9/5/2006	11:25	13/9/2006	10:55	10971000

Tabela D.4 – Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H4.

Traço H4 - Ab. Máxima 10,46%; massa seca (6 unidades) = 409,2 g										
Grupo	Grau de saturação médio					Contaminação		Descontaminação		Tempo s
	M contam.	M.descont.	M média	Ab.méd.	GS méd.	Dia	Hora	Dia	Hora	
100%						10/5/2006	09:15	17/5/2006	12:55	618000
90%	448,5	447,89	448,195	9,5296	91,105	9/5/2006	11:55	25/5/2006	13:15	1387200
75%	442,07	443,16	442,615	8,1659	78,068	9/5/2006	12:15	30/5/2006	11:00	1811700
50%	430,12	428,5	429,31	4,9145	46,983	9/5/2006	12:35	19/9/2006	11:30	11487300

Tabela D.5 – Tabela de GS médio para os grupos de CPs do Traço H5.

Traço H5 - Ab. Máxima 7,96%; massa seca (6 unidades) = 429,7 g										
Grupo	Grau de saturação médio					Contaminação		Descontaminação		Tempo s
	M contam.	M.descont.	M média	Ab.méd.	GS méd.	Dia	Hora	Dia	Hora	
100%						11/5/2006	08:50	18/5/2006	11:45	615300
90%	461,46	461,08	461,27	7,347	92,299	10/5/2006	08:00	26/5/2006	11:30	1395000
75%	455,95	455,52	455,735	6,0589	76,117	10/5/2006	08:15	30/5/2006	12:35	1743600
50%	446,27	445,35	445,81	3,7491	47,1	10/5/2006	08:35	19/9/2006	13:30	11422500

ANEXO E – Valores medidos dos perfis de cloreto

Tabela E.1 – Perfis referentes ao traço H1.

Prof. (mm)	G.S.			
	100%	91,64%	74,90%	47,12%
1	0,498	0,847	0,855	0,102
3	0,297	0,525	0,467	0,063
5	0,119	0,284	0,280	0,047
7	0,078	0,099	0,115	0,032
9	0,045	0,070	0,059	0,020
11	0,050	0,048	0,032	0,017

Tabela E.2 – Perfis referentes ao traço H2.

Prof. (mm)	G.S.			
	100%	91,64%	74,90%	47,12%
1	0,510	1,069	0,810	0,041
3	0,227	0,512	0,357	0,025
5	0,091	0,271	0,164	0,015
7	0,084	0,204	0,084	0,012
9	0,044	0,123	0,059	0,008
11	0,042	0,092	0,047	0,003

Tabela E.3 – Perfis referentes ao traço H3.

Prof. (mm)	G.S.			
	100%	91,64%	74,90%	47,12%
1	0,539	0,939	0,753	0,032
3	0,306	0,563	0,632	0,026
5	0,148	0,446	0,406	0,012
7	0,070	0,237	0,256	0,012
9	0,036	0,195	0,183	0,011
11	0,020	0,132	0,100	0,006

Tabela E.4 – Perfis referentes ao traço H4.

Prof. (mm)	G.S.			
	100%	91,64%	74,90%	47,12%
1	0,608	1,147	0,828	0,043
3	0,326	0,720	0,626	0,027
5	0,149	0,451	0,446	0,024
7	0,060	0,283	0,246	0,016
9	0,027	0,178	0,129	0,015
11	0,023	0,111	0,083	0,004

Tabela E.5 – Perfis referentes ao traço H5.

Prof. (mm)	G.S.			
	100%	91,64%	74,90%	47,12%
1	0,518	0,770	0,672	0,030
3	0,308	0,516	0,423	0,021
5	0,133	0,326	0,272	0,020
7	0,063	0,188	0,147	0,017
9	0,020	0,107	0,090	0,015
11	0,017	0,095	0,059	0,007

ANEXO F – Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio

Tabela F.1 – Ensaio de porosimetria – Traço H1.

T1A			T1B		
Pore Diameter [μm]	Volume [cc/g]		Pore Diameter [μm]	Volume [cc/g]	
238,2	0,0001	0,168067	256,3	0,0001	0,183824
87,22	0,0005	0,840336	58,08	0,0012	2,205882
50,46	0,0008	1,344538	29,51	0,0014	2,573529
31,9	0,0011	1,848739	19,8	0,0014	2,573529
22,73	0,0014	2,352941	14,95	0,0014	2,573529
17,51	0,0016	2,689076	12,08	0,0014	2,573529
14,05	0,0017	2,857143	10,19	0,0014	2,573529
11,68	0,0018	3,02521	8,864	0,0015	2,757353
10,05	0,0019	3,193277	7,892	0,0015	2,757353
8,855	0,0019	3,193277	7,15	0,0015	2,757353
7,956	0,0019	3,193277	6,567	0,0015	2,757353
7,255	0,0019	3,193277	6,097	0,0016	2,941176
6,696	0,0019	3,193277	5,71	0,0016	2,941176
6,239	0,0019	3,193277	5,387	0,0017	3,125
5,86	0,002	3,361345	4,924	0,0022	4,044118
5,54	0,002	3,361345	4,535	0,0022	4,044118
5,034	0,002	3,361345	4,03	0,0074	13,60294
4,652	0,002	3,361345	2,28	0,0091	16,72794
4,356	0,002	3,361345	1,603	0,0096	17,64706
3,396	0,002	3,361345	1,162	0,01	18,38235
1,724	0,0023	3,865546	0,8515	0,0102	18,75
1,072	0,0025	4,201681	0,6639	0,0102	18,75
0,7482	0,0027	4,537815	0,5228	0,0102	18,75
0,5517	0,0029	4,87395	0,4173	0,0102	18,75
0,4213	0,0033	5,546218	0,3417	0,0102	18,75
0,3402	0,0038	6,386555	0,2867	0,0102	18,75
0,2816	0,0043	7,226891	0,2476	0,0102	18,75
0,2412	0,005	8,403361	0,2168	0,0102	18,75
0,2105	0,0061	10,2521	0,1926	0,0102	18,75
0,1865	0,0072	12,10084	0,171	0,0102	18,75
0,1674	0,0087	14,62185	0,1549	0,0102	18,75
0,1516	0,0105	17,64706	0,1421	0,0102	18,75
0,1379	0,013	21,84874	0,131	0,0105	19,30147
0,1254	0,0156	26,21849	0,12	0,0141	25,91912
0,115	0,0187	31,42857	0,1088	0,0184	33,82353
0,1055	0,0221	37,14286	0,09834	0,0229	42,09559
0,09638	0,0259	43,52941	0,08948	0,0269	49,44853
0,08859	0,0298	50,08403	0,08156	0,0298	54,77941
0,08048	0,034	57,14286	0,07481	0,032	58,82353
0,07365	0,0377	63,36134	0,06822	0,0344	63,23529
0,06768	0,0407	68,40336	0,06224	0,0364	66,91176
0,06188	0,0431	72,43697	0,05714	0,0381	70,03676

0,05705	0,0449	75,46218	0,0527	0,0399	73,34559
0,05267	0,0465	78,15126	0,0489	0,0414	76,10294
0,04882	0,0478	80,33613	0,04556	0,0427	78,49265
0,04552	0,049	82,35294	0,04261	0,0438	80,51471
0,04256	0,0501	84,20168	0,03995	0,0447	82,16912
0,03993	0,0509	85,54622	0,03759	0,0455	83,63971
0,03755	0,0518	87,05882	0,03546	0,0464	85,29412
0,03526	0,0524	88,06723	0,03309	0,0472	86,76471
0,03317	0,0532	89,41176	0,03093	0,0481	88,41912
0,03101	0,054	90,7563	0,02879	0,0488	89,70588
0,02892	0,0547	91,93277	0,02687	0,0494	90,80882
0,02706	0,0553	92,94118	0,02512	0,0502	92,27941
0,02531	0,0559	93,94958	0,02356	0,0505	92,83088
0,02378	0,0563	94,62185	0,02216	0,051	93,75
0,02237	0,0567	95,29412	0,0209	0,0514	94,48529
0,0211	0,0571	95,96639	0,0197	0,0517	95,03676
0,01993	0,0574	96,47059	0,01855	0,052	95,58824
0,01871	0,0576	96,80672	0,01741	0,0523	96,13971
0,01762	0,0578	97,14286	0,01633	0,0526	96,69118
0,0166	0,0581	97,64706	0,01534	0,0528	97,05882
0,01561	0,0582	97,81513	0,01445	0,053	97,42647
0,01469	0,0583	97,98319	0,01364	0,0532	97,79412
0,01386	0,0585	98,31933	0,01291	0,0534	98,16176
0,01311	0,0587	98,65546	0,01223	0,0536	98,52941
0,0124	0,0588	98,82353	0,01156	0,0536	98,52941
0,01171	0,0589	98,9916	0,01091	0,0537	98,71324
0,01104	0,059	99,15966	0,01028	0,0538	98,89706
0,0104	0,059	99,15966	0,009709	0,0539	99,08088
0,009814	0,0591	99,32773	0,009185	0,054	99,26471
0,009282	0,0591	99,32773	0,008697	0,054	99,26471
0,008794	0,0592	99,4958	0,008226	0,0541	99,44853
0,008308	0,0594	99,83193	0,007772	0,0542	99,63235
0,007848	0,0595	100	0,007342	0,0543	99,81618
0,007406	0,0595	100	0,00695	0,0543	99,81618
0,007002	0,0595	100	0,006593	0,0544	100
0,006632	0,0595	100			

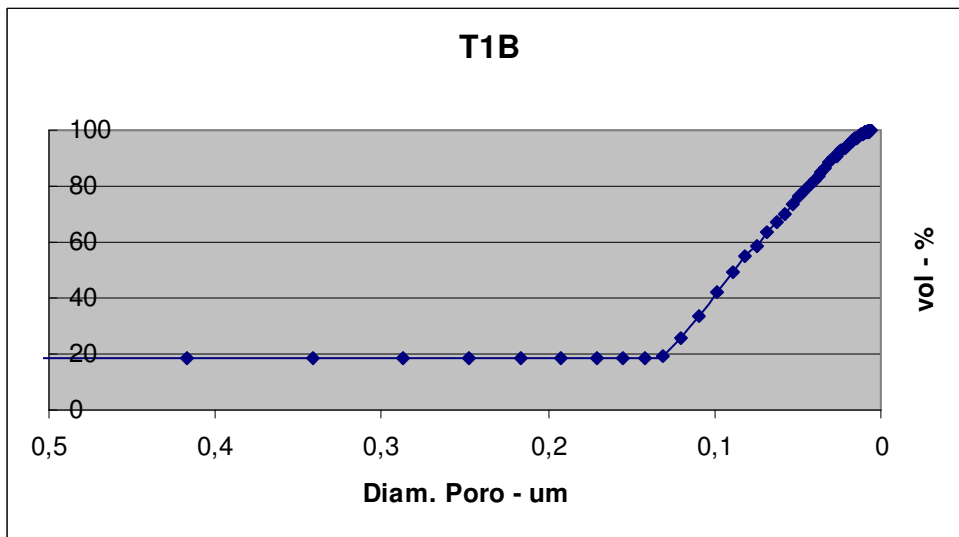
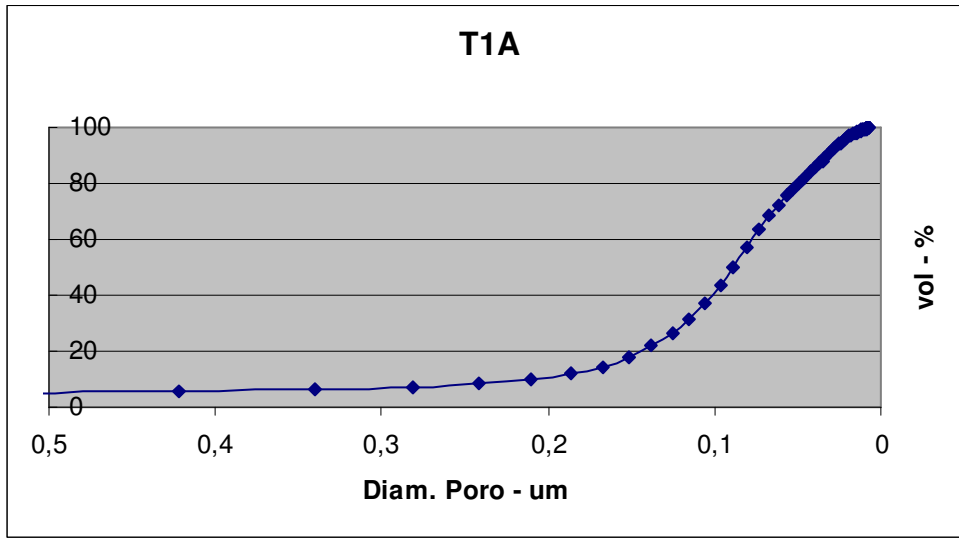


Figura F.1 – Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H1

Tabela F.2 – Ensaio de porosimetria – Traço H2.

Pore Diameter [µm]	T2A		Pore Diameter [µm]	T2B	
	Volume [cc/g]			Volume [cc/g]	
439,185	0	0	225,2	0	0
216,074	0,000934	1,606034	83,15	0,0006	1,073345
109,079	0,001549	2,66417	41,44	0,0007	1,252236
73,2118	0,001792	3,082197	26,91	0,0008	1,431127
54,9363	0,001952	3,356531	19,88	0,0008	1,431127
43,9525	0,002073	3,565536	15,63	0,0009	1,610018
36,6614	0,002157	3,709229	12,65	0,0009	1,610018
31,4188	0,002225	3,826801	10,67	0,0009	1,610018
27,5035	0,002279	3,918252	9,285	0,0009	1,610018
24,4346	0,002347	4,035824	8,256	0,0009	1,610018
21,994	0,002392	4,114205	7,468	0,0009	1,610018
19,9949	0,002446	4,205638	6,849	0,0009	1,610018
18,3338	0,002484	4,270967	6,349	0,0009	1,610018
16,9171	0,002514	4,32321	5,94	0,0009	1,610018
13,7567	0,002628	4,519163	5,597	0,0009	1,610018
12,232	0,002666	4,584475	5,177	0,0009	1,610018
10,984	0,002742	4,715116	4,745	0,0009	1,610018
9,98914	0,00281	4,832688	4,415	0,0009	1,610018
8,45595	0,002886	4,963329	3,757	0,0017	3,041145
7,32891	0,002955	5,080883	2,052	0,0019	3,398927
5,54025	0,003024	5,20057	1,268	0,002	3,577818
4,41287	0,003085	5,304901	0,8725	0,002	3,577818
3,67341	0,003182	5,471173	0,6346	0,002	3,577818
2,94753	0,003228	5,55148	0,4796	0,002	3,577818
2,47155	0,003374	5,801602	0,3787	0,002	3,577818
1,91514	0,003549	6,103725	0,3113	0,002	3,577818
1,57091	0,00366	6,293023	0,2622	0,002	3,577818
1,25598	0,003898	6,703312	0,226	0,002	3,577818
0,99962	0,004125	7,092948	0,1984	0,0023	4,11449
0,814449	0,004408	7,580071	0,1761	0,003	5,366726
0,66611	0,004681	8,049618	0,1584	0,0037	6,618962
0,523231	0,005031	8,650684	0,1442	0,0045	8,050089
0,422471	0,005366	9,22826	0,1319	0,0057	10,19678
0,343351	0,005693	9,790341	0,1219	0,0071	12,70125
0,274621	0,006068	10,43431	0,1123	0,0087	15,56351
0,221893	0,006508	11,19152	0,103	0,011	19,678
0,183073	0,007023	12,07727	0,09401	0,0142	25,4025
0,146447	0,007862	13,52021	0,08519	0,0182	32,55814
0,115644	0,009498	16,33354	0,07787	0,0223	39,89267
0,093543	0,012638	21,7323	0,07164	0,0265	47,40608
0,075852	0,018121	31,16177	0,06566	0,031	55,45617
0,061103	0,025582	43,99132	0,06074	0,035	62,61181
0,048874	0,034391	59,13929	0,05636	0,0383	68,51521
0,039262	0,042462	73,01885	0,05219	0,0406	72,6297
0,031864	0,046255	79,54144	0,04867	0,0422	75,49195
0,025571	0,048394	83,22061	0,04539	0,0437	78,17531

0,020742	0,049895	85,8011	0,04237	0,045	80,50089
0,016651	0,051201	88,0473	0,03977	0,0459	82,11091
0,014851	0,051827	89,12345	0,03733	0,0471	84,2576
0,013402	0,05241	90,12583	0,03516	0,0479	85,68873
0,012212	0,05297	91,08951	0,03283	0,0488	87,29875
0,010989	0,053667	92,28759	0,03065	0,0496	88,72987
0,009763	0,054459	93,64988	0,02862	0,0503	89,98211
0,008786	0,055375	95,22439	0,02675	0,0509	91,05546
0,008135	0,056068	96,41593	0,02504	0,0515	92,1288
0,007321	0,057105	98,19936	0,0235	0,0521	93,20215
0,006976	0,057638	99,11731	0,02211	0,0526	94,0966
0,006658	0,058152	100	0,02086	0,053	94,81216
			0,0197	0,0533	95,34884
			0,0186	0,0536	95,88551
			0,0175	0,0538	96,24329
			0,01642	0,0541	96,77996
			0,01542	0,0544	97,31664
			0,01453	0,0545	97,49553
			0,01372	0,0547	97,85331
			0,01297	0,0549	98,21109
			0,01224	0,055	98,38998
			0,01156	0,0551	98,56887
			0,01091	0,0552	98,74776
			0,01028	0,0553	98,92665
			0,009709	0,0554	99,10555
			0,009188	0,0555	99,28444
			0,008702	0,0556	99,46333
			0,008239	0,0557	99,64222
			0,007786	0,0558	99,82111
			0,00735	0,0558	99,82111
			0,006952	0,0559	100
			0,006585	0,0559	100

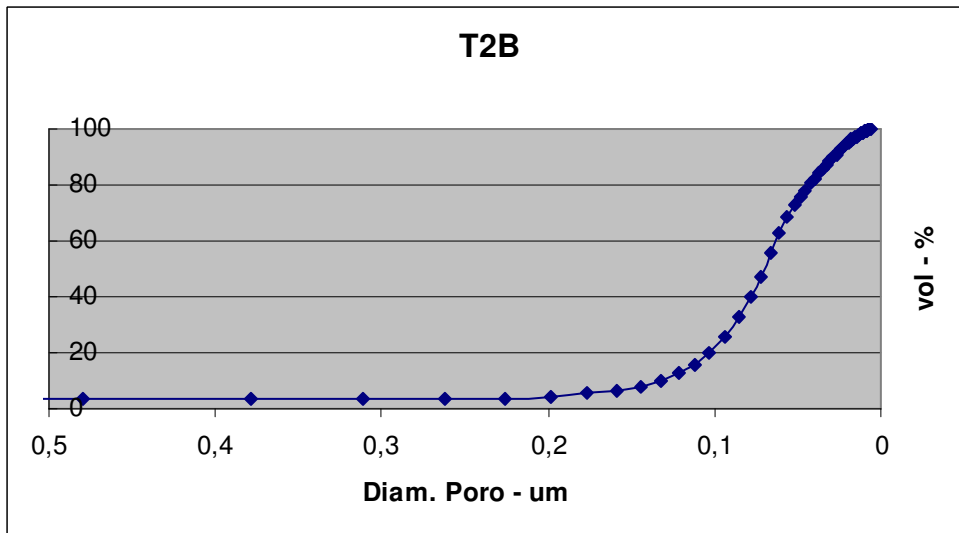
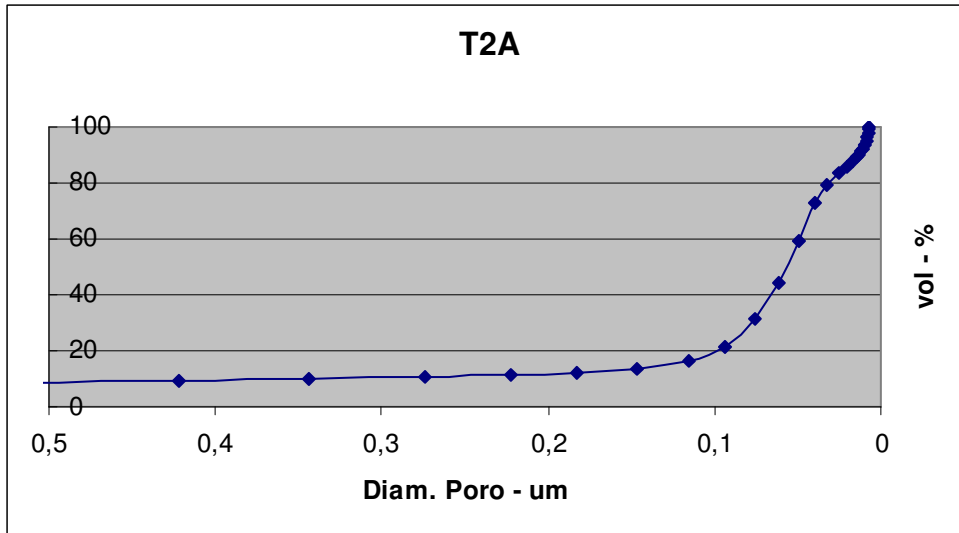


Figura F.2 – Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H2

Tabela F.3 – Ensaio de porosimetria – Traço H3.

T3A			T3B		
Pore Diameter [µm]	Volume [cc/g]		Pore Diameter [µm]	Volume [cc/g]	
244,8	0	0	439,185	0	0
79,71	0,0008	1,234568	216,074	0,001198	1,37279
38,75	0,001	1,54321	109,079	0,001819	2,084087
25,4	0,001	1,54321	73,2118	0,002068	2,368613
18,89	0,0011	1,697531	54,9363	0,002246	2,572727
14,93	0,0012	1,851852	43,9525	0,002349	2,690241
12,13	0,0012	1,851852	36,6614	0,002424	2,77684
10,28	0,0012	1,851852	31,4188	0,002635	3,018067
8,975	0,0012	1,851852	27,5035	0,0027	3,092282
8,012	0,0012	1,851852	24,4346	0,002748	3,147953
7,276	0,0013	2,006173	21,994	0,002791	3,197437
6,696	0,0013	2,006173	19,9949	0,002835	3,246922
6,228	0,0013	2,006173	18,3338	0,002862	3,277839
5,84	0,0013	2,006173	16,9171	0,002905	3,327323
5,515	0,0013	2,006173	13,7567	0,00304	3,481952
5,023	0,0013	2,006173	12,232	0,00311	3,562365
4,631	0,0013	2,006173	10,984	0,003164	3,624221
4,329	0,0013	2,006173	9,98914	0,003213	3,679879
3,519	0,0015	2,314815	8,45595	0,003288	3,766478
1,796	0,0015	2,314815	7,32891	0,003369	3,859262
1,135	0,0016	2,469136	5,54293	0,003479	3,985013
0,7941	0,0021	3,240741	4,41483	0,003732	4,274888
0,5789	0,0029	4,475309	3,67493	0,003996	4,577787
0,4501	0,004	6,17284	2,94865	0,004282	4,905395
0,3638	0,0056	8,641975	2,47235	0,004401	5,04102
0,3019	0,0073	11,26543	1,91567	0,004764	5,457551
0,2587	0,0092	14,19753	1,57131	0,005163	5,913544
0,2251	0,0113	17,43827	1,25628	0,005757	6,594727
0,1994	0,0137	21,14198	0,999844	0,006433	7,368648
0,1787	0,0164	25,30864	0,814635	0,007522	8,616534
0,1622	0,0193	29,78395	0,666269	0,00893	10,2291
0,1485	0,0223	34,41358	0,523335	0,009471	10,84939
0,1368	0,0253	39,04321	0,422541	0,009951	11,39875
0,1259	0,0287	44,29012	0,3434	0,010606	12,14885
0,1166	0,032	49,38272	0,274655	0,011411	13,07108
0,1076	0,0355	54,78395	0,221917	0,012428	14,2358
0,09801	0,0391	60,33951	0,183091	0,013719	15,71462
0,09057	0,0415	64,04321	0,146462	0,016674	19,10009
0,08216	0,0438	67,59259	0,115658	0,023878	27,35167
0,07513	0,0456	70,37037	0,093557	0,034356	39,3539
0,06869	0,0474	73,14815	0,075865	0,047458	54,3621
0,06294	0,049	75,61728	0,061113	0,060187	68,94293
0,05796	0,0505	77,9321	0,048881	0,06903	79,07264
0,0535	0,0519	80,09259	0,039266	0,073128	83,76705
0,04957	0,0531	81,94444	0,031867	0,075947	86,99616
0,04616	0,0543	83,7963	0,025573	0,078027	89,37887

0,04313	0,0552	85,18519	0,020743	0,07944	90,99675
0,04043	0,056	86,41975	0,016652	0,080589	92,31268
0,03804	0,0568	87,65432	0,014852	0,08112	92,92185
0,03564	0,0576	88,88889	0,013403	0,081617	93,49104
0,03804	0,0568	87,65432	0,012212	0,082104	94,04877
0,03564	0,0576	88,88889	0,010989	0,082718	94,75232
0,03345	0,0583	89,96914	0,009764	0,083511	95,66012
0,03133	0,0589	90,89506	0,008786	0,084339	96,60903
0,02928	0,0596	91,97531	0,008135	0,085059	97,43332
0,02733	0,0603	93,05556	0,007321	0,086147	98,67995
0,02555	0,0608	93,82716	0,006977	0,086737	99,35509
0,024	0,0612	94,44444	0,006658	0,0873	100
0,02255	0,0617	95,21605			
0,02126	0,0621	95,83333			
0,02008	0,0623	96,14198			
0,01891	0,0626	96,60494			
0,0178	0,0629	97,0679			
0,01671	0,0631	97,37654			
0,01568	0,0633	97,68519			
0,01476	0,0635	97,99383			
0,01393	0,0636	98,14815			
0,01317	0,0638	98,45679			
0,01248	0,0639	98,61111			
0,01178	0,0639	98,61111			
0,01112	0,0641	98,91975			
0,01048	0,0643	99,2284			
0,00989	0,0644	99,38272			
0,009348	0,0645	99,53704			
0,008857	0,0645	99,53704			
0,008395	0,0646	99,69136			
0,007941	0,0646	99,69136			
0,007489	0,0646	99,69136			
0,007076	0,0648	100			
0,006697	0,0648	100			

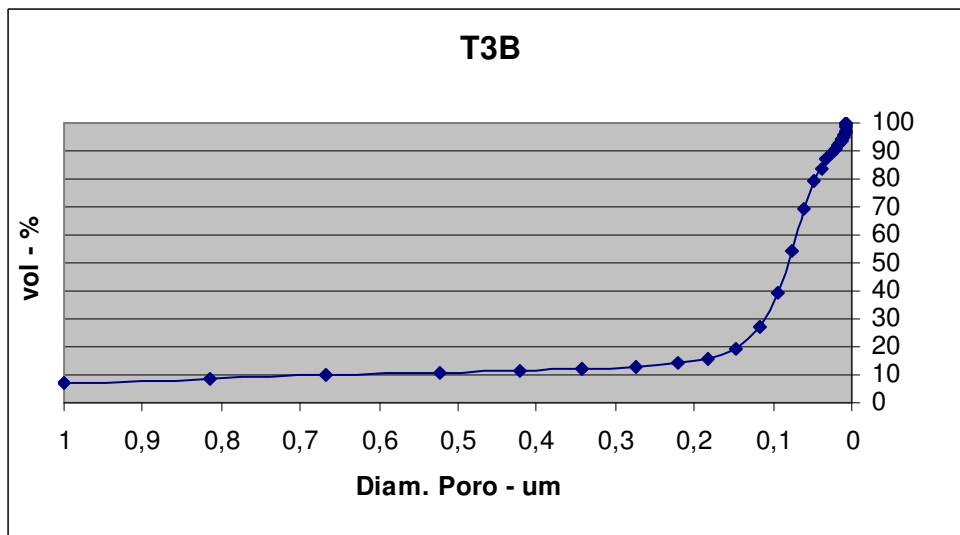
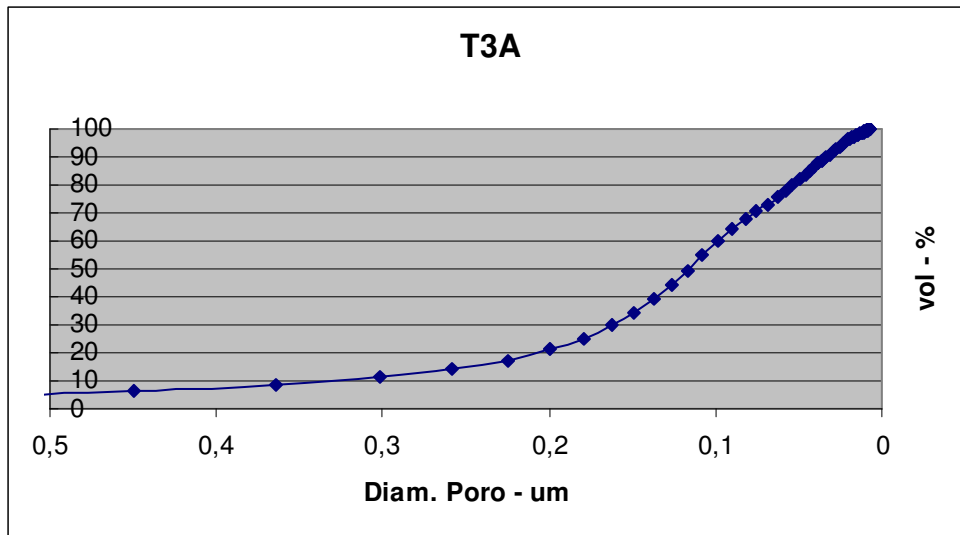


Figura F.3 – Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H3

Tabela F.4 – Ensaio de porosimetria – Traço H4.

T4A			T4B		
Pore Diameter [μm]	Volume [cc/g]		Pore Diameter [μm]	Volume [cc/g]	
225,2000	0,0000	0	439,185	0	0
83,1500	0,0008	1,694915	215,736	0,001208	1,905304
41,4400	0,0009	1,90678	109,266	0,001777	2,803241
26,9100	0,0010	2,118644	73,1086	0,002026	3,19687
19,8800	0,0010	2,118644	54,9528	0,002182	3,442886
15,6300	0,0011	2,330508	44,0116	0,002291	3,615096
12,6500	0,0011	2,330508	36,6511	0,002416	3,811902
10,6700	0,0011	2,330508	31,4073	0,002494	3,934903
9,2850	0,0011	2,330508	27,4968	0,002556	4,033322
8,2560	0,0012	2,542373	24,4413	0,002611	4,119419
7,4680	0,0012	2,542373	21,9938	0,002658	4,193225
6,8490	0,0012	2,542373	20,0054	0,002705	4,267032
6,3490	0,0012	2,542373	18,3324	0,002736	4,316225
5,9400	0,0012	2,542373	16,925	0,002775	4,377726
5,5970	0,0012	2,542373	13,7557	0,002892	4,562242
5,1770	0,0012	2,542373	12,2297	0,002946	4,648354
4,7450	0,0012	2,542373	10,9869	0,003001	4,734451
4,4150	0,0012	2,542373	9,99102	0,003032	4,783661
3,3670	0,0013	2,754237	8,45561	0,003118	4,918968
1,7390	0,0013	2,754237	7,33038	0,003188	5,029661
1,0750	0,0015	3,177966	5,49468	0,00333	5,254284
0,7327	0,0018	3,813559	4,40607	0,003421	5,397258
0,5387	0,0019	4,025424	3,67277	0,00353	5,569341
0,4142	0,0023	4,872881	2,93778	0,003628	5,723975
0,3293	0,0026	5,508475	2,45187	0,00386	6,089663
0,2744	0,0031	6,567797	1,92347	0,004081	6,439099
0,2334	0,0037	7,838983	1,57432	0,00435	6,86392
0,2042	0,0044	9,322034	1,25722	0,00465	7,335852
0,1812	0,0053	11,22881	0,999721	0,005036	7,944858
0,1627	0,0062	13,13559	0,814265	0,005334	8,415591
0,1475	0,0074	15,67797	0,666478	0,005679	8,95972
0,1351	0,0088	18,64407	0,523198	0,006163	9,723044
0,1245	0,0102	21,61017	0,422493	0,006577	10,37681
0,1138	0,0123	26,05932	0,343282	0,007038	11,1034
0,1056	0,0143	30,29661	0,274649	0,007614	12,01267
0,0973	0,0167	35,38136	0,221907	0,008293	13,08384
0,0897	0,0198	41,94915	0,183092	0,009157	14,44711
0,0817	0,0230	48,72881	0,146455	0,010847	17,1129
0,0743	0,0266	56,35593	0,115661	0,015137	23,8817
0,0680	0,0298	63,13559	0,093549	0,02318	36,57221
0,0622	0,0326	69,0678	0,075831	0,032868	51,85652
0,0572	0,0345	73,09322	0,06111	0,040814	64,39383
0,0528	0,0360	76,27119	0,048877	0,046273	73,00716
0,0491	0,0371	78,60169	0,039269	0,050361	79,45647
0,0457	0,0381	80,72034	0,031872	0,053137	83,83595

0,0427	0,0389	82,41525	0,025572	0,055129	86,97848
0,0401	0,0396	83,89831	0,020743	0,056496	89,13493
0,0377	0,0403	85,38136	0,016651	0,057572	90,83304
0,0353	0,0409	86,65254	0,01485	0,058096	91,65962
0,0331	0,0415	87,92373	0,013402	0,058579	92,42198
0,0353	0,0409	87,92373	0,01221	0,059041	93,15074
0,0331	0,0415	89,19492	0,010991	0,059608	94,0461
0,0309	0,0421	90,4661	0,009763	0,06031	95,15257
0,0289	0,0427	91,31356	0,008786	0,061027	96,28396
0,0269	0,0431	92,37288	0,008135	0,061609	97,20252
0,0252	0,0436	93,22034	0,007321	0,062493	98,59708
0,0237	0,0440	93,85593	0,006973	0,062939	99,30059
0,0223	0,0443	94,49153	0,006656	0,063382	100
0,0210	0,0446	95,12712			
0,0198	0,0449	95,55085			
0,0188	0,0451	95,97458			
0,0176	0,0453	96,39831			
0,0165	0,0455	96,82203			
0,0155	0,0457	97,24576			
0,0146	0,0459	97,66949			
0,0138	0,0461	97,66949			
0,0131	0,0461	97,88136			
0,0123	0,0462	98,09322			
0,0116	0,0463	98,51695			
0,0110	0,0465	98,72881			
0,0103	0,0466	98,72881			
0,0098	0,0466	98,94068			
0,0092	0,0467	98,94068			
0,0087	0,0467	99,15254			
0,0083	0,0468	99,36441			
0,0078	0,0469	99,36441			
0,0074	0,0469	99,78814			
0,0070	0,0471	100			

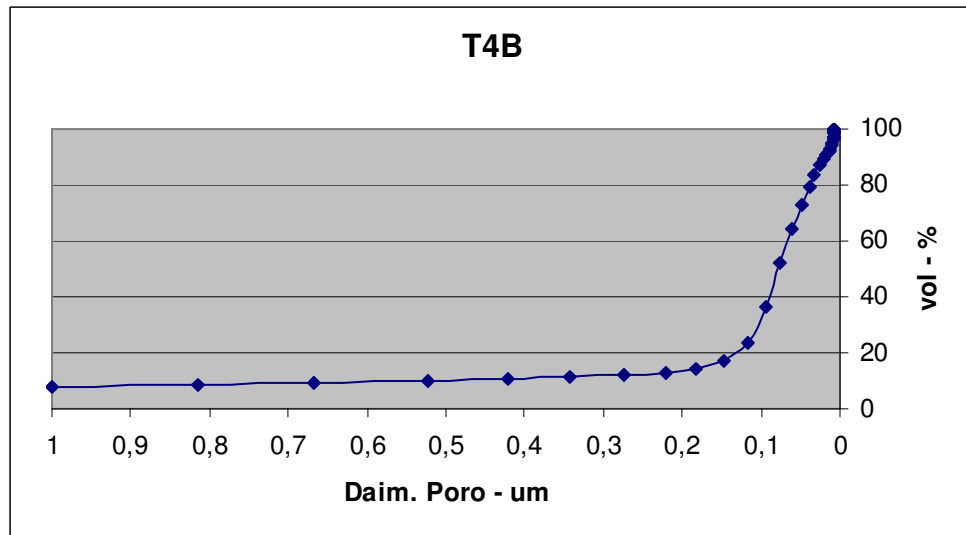
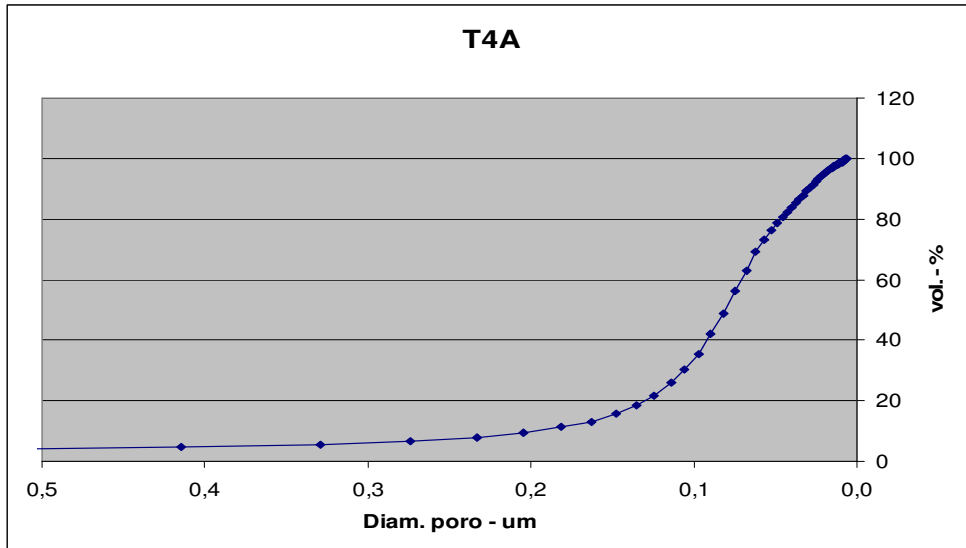


Figura F.4 – Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H4

Tabela F.5 – Ensaio de porosimetria – Traço H5.

T5A			T5B		
Pore Diameter [µm]	Volume [cc/g]		Pore Diameter [µm]	Volume [cc/g]	
239,7	0,0001	0,193424	439,185	0	0
55,01	0,001	1,934236	215,736	0,000981	1,372849
29,34	0,0013	2,514507	109,266	0,001524	2,13241
20,02	0,0014	2,70793	73,1086	0,001855	2,595052
15,22	0,0014	2,70793	54,9528	0,001998	2,7953
12,33	0,0014	2,70793	44,0116	0,002087	2,919593
10,42	0,0015	2,901354	36,6511	0,002151	3,009357
9,075	0,0016	3,094778	31,4073	0,002284	3,195796
8,085	0,0016	3,094778	27,4968	0,002339	3,271751
7,328	0,0016	3,094778	24,4413	0,002368	3,313191
6,729	0,0016	3,094778	21,9938	0,002408	3,368427
6,247	0,0016	3,094778	20,0054	0,002442	3,416764
5,853	0,0016	3,094778	18,3324	0,002501	3,499617
5,524	0,0016	3,094778	16,925	0,002531	3,541057
5,056	0,0016	3,094778	13,7557	0,002595	3,630821
4,666	0,0016	3,094778	12,2297	0,002645	3,699865
4,37	0,0016	3,094778	10,9869	0,002689	3,762011
3,909	0,0024	4,642166	9,99102	0,003163	4,424901
2,349	0,0028	5,415861	8,45561	0,003232	4,521576
1,522	0,0028	5,415861	7,33038	0,003345	4,680398
1,055	0,0028	5,415861	5,49753	0,003425	4,791162
0,7829	0,0028	5,415861	4,40799	0,003552	4,969263
0,5994	0,0036	6,96325	3,67417	0,003688	5,159717
0,4669	0,0047	9,090909	2,9387	0,003793	5,30694
0,3725	0,0053	10,25145	2,4525	0,003918	5,482005
0,3098	0,0059	11,41199	1,92389	0,004168	5,830806
0,2624	0,0071	13,73308	1,57463	0,004524	6,328984
0,2267	0,0082	15,86074	1,25746	0,005006	7,003193
0,1976	0,0094	18,18182	0,999901	0,005732	8,018982
0,1759	0,0104	20,11605	0,814418	0,006644	9,29574
0,159	0,012	23,21083	0,666605	0,007674	10,73658
0,1429	0,0139	26,88588	0,523294	0,008896	12,4465
0,1312	0,0155	29,98066	0,422564	0,009781	13,68471
0,1205	0,0172	33,26886	0,343334	0,010701	14,97179
0,1105	0,0195	37,7176	0,274686	0,011853	16,58254
0,1008	0,0228	44,10058	0,221934	0,013208	18,47855
0,09164	0,0263	50,87041	0,183113	0,014698	20,56343
0,08379	0,0295	57,05996	0,146471	0,017509	24,49676
0,07664	0,0323	62,47582	0,115674	0,023586	32,99788
0,07044	0,0352	68,08511	0,093561	0,033005	46,17566
0,06414	0,0371	71,76015	0,075841	0,04418	61,81089
0,05871	0,0388	75,04836	0,061117	0,052752	73,80296
0,05407	0,0401	77,56286	0,048881	0,057441	80,36359
0,05005	0,0414	80,07737	0,039272	0,060903	85,20715
0,04654	0,0423	81,81818	0,031874	0,063296	88,55482

0,04345	0,0433	83,75242	0,025574	0,065033	90,98528
0,0407	0,0441	85,29981	0,020744	0,066186	92,59812
0,03826	0,0448	86,65377	0,016652	0,067084	93,85475
0,03597	0,0453	87,62089	0,014851	0,067476	94,40249
0,03373	0,046	88,97485	0,013402	0,067836	94,90699
0,03149	0,0466	90,1354	0,01221	0,068152	95,34881
0,02929	0,047	90,90909	0,010992	0,068557	95,9153
0,02745	0,0473	91,48936	0,009764	0,069059	96,61735
0,0257	0,0481	93,03675	0,008786	0,069573	97,3366
0,02408	0,0485	93,81044	0,008135	0,070024	97,9673
0,02262	0,0488	94,39072	0,007321	0,070724	98,94679
0,02132	0,0491	94,97099	0,006973	0,071105	99,48067
0,02014	0,0495	95,74468	0,006656	0,071476	100
0,01905	0,0496	95,9381			
0,0179	0,0498	96,32495			
0,01685	0,0502	97,09865			
0,01581	0,0504	97,48549			
0,01487	0,0504	97,48549			
0,01403	0,0505	97,67892			
0,01326	0,0507	98,06576			
0,01257	0,0509	98,45261			
0,01185	0,0511	98,83946			
0,0112	0,0511	98,83946			
0,01057	0,0513	99,22631			
0,009965	0,0513	99,22631			
0,009418	0,0513	99,22631			
0,00892	0,0513	99,22631			
0,008463	0,0513	99,22631			
0,008012	0,0513	99,22631			
0,007554	0,0514	99,41973			
0,007137	0,0516	99,80658			
0,00676	0,0517	100			

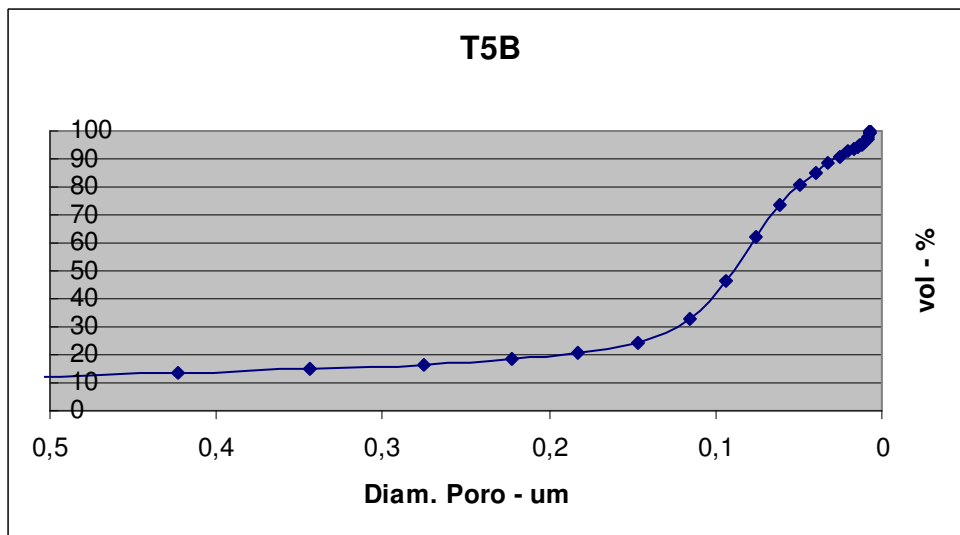
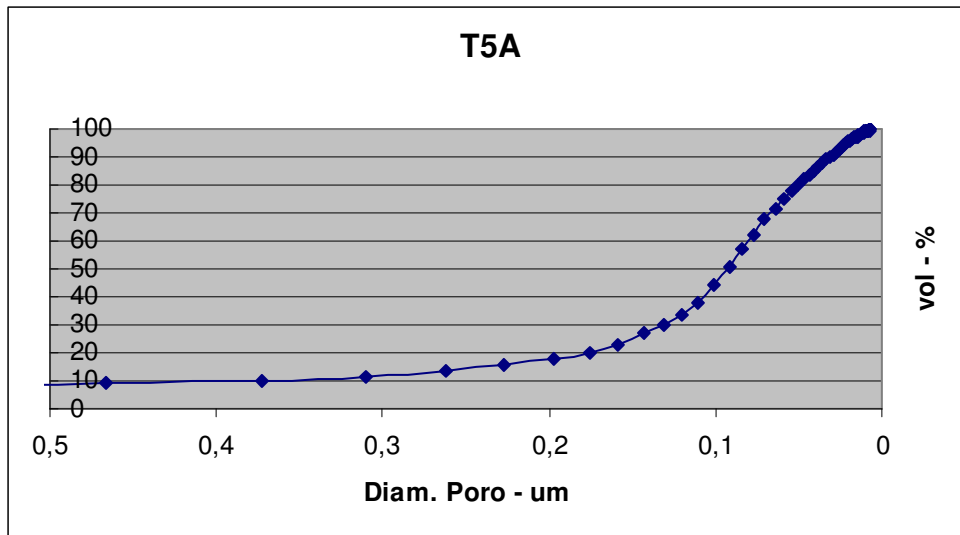


Figura F.5 – Ensaio de porosimetria em dois corpos de prova – Traço H5

ANEXO G – A execução do modelo passo a passo

Para a execução do nomograma que permite que seja determinado o coeficiente de redução do coeficiente de difusão (R_{GS}) a partir da resistência do concreto, foram realizados os seguintes procedimentos:

- a) Foi traçado um gráfico com quatro quadrantes, contendo em um deles uma escala referente à resistência e outra referente ao R_{GS} . Nos outros quadrantes, traçou-se linhas diagonais divisórias relativas ao abatimento de 100 mais ou menos 10 milímetros, superfície de topo, fundo e lateral em relação à superfície de concretagem e superfície externa em relação à estrutura (FIGURA G.1)

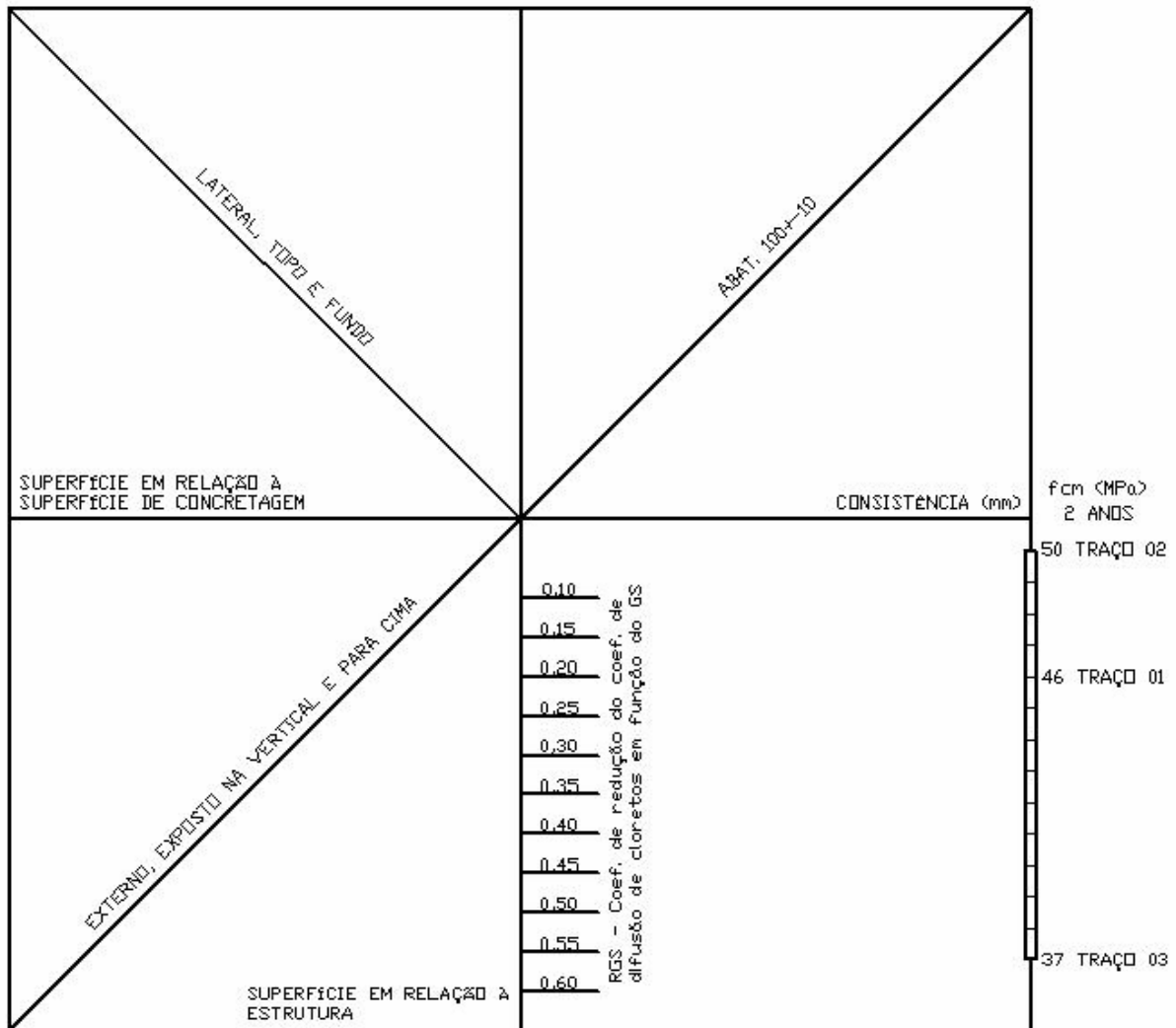


Figura G.1 – Primeiro passo para a execução do modelo

- b) Dado o mencionado problema com o silicone, foram feitas correções nos valores de grau de saturação a partir dos resultados obtidos pela curva leste (FIGURA 6.23), referente à pior situação. A tabela G.1 apresenta os resultados de grau de saturação obtidos e os valores corrigidos.

TABELA G.1 – Correção de valores do GS a partir dos testemunhos voltados para leste

H1 SUL	LESTE	LESTE/SUL	H2	CORRIGIDO	H3	CORRIGIDO
36,07	54,51	1,51	43,75	66,12	36,4	55,01
43,76	66,37	1,52	49,49	75,06	47,27	71,69
36,33	55,73	1,53	42,02	64,46	35,82	54,95
29,32	46,6	1,59	38,46	61,13	27,1	43,07

H4	CORRIGIDO	H5	CORRIGIDO
41,77	63,12	32,66	49,36
51,26	77,75	40,63	61,62
42,02	64,46	32,19	49,38
34,21	54,37	24,89	39,56

Após a obtenção dos valores de GS corrigidos, estes foram lançados nas curvas $D/D_{\text{máx}} \times \text{GS}$ (FIGURAS 6.8 e 6.9) dos respectivos traços, originando os dados contidos na tabela G.2.

TABELA G.2 – Valores de $D/D_{\text{máx}}$

	$D/D_{\text{máx}}$				
	H1	H2	H3	H4	H5
	0,216	0,299	0,455	0,573	0,392
	0,324	0,359	0,879	0,908	0,493
	0,227	0,288	0,454	0,604	0,392
	0,145	0,265	0,153	0,372	0,312
Médias	0,228	0,303	0,485	0,614	0,397

- c) De posse das resistências dos traços H1, H2 e H3 e de seus R_{GS} , traçou-se linhas que se encontraram nos gráficos, formando a curva de resistência (FIGURA G.2).

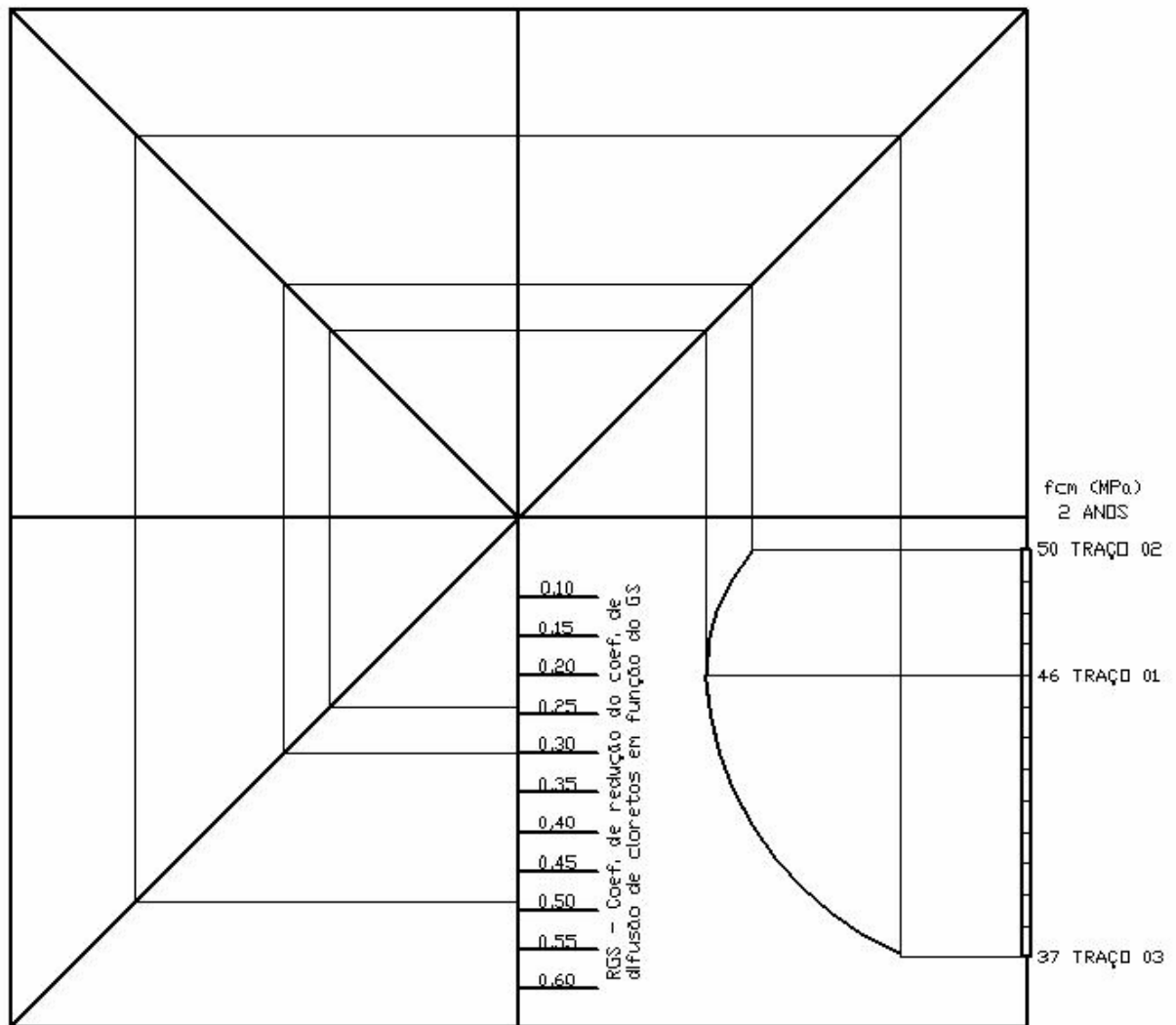


Figura G.2 – Modo como foi traçada a curva de resistência

- d) A partir da curva de resistência e dos valores de R_{GS} dos traços H4 e H5, que apresentaram abatimentos diferentes, foi possível incluir no modelo as retas referentes a distintas consistências (FIGURA G.3).

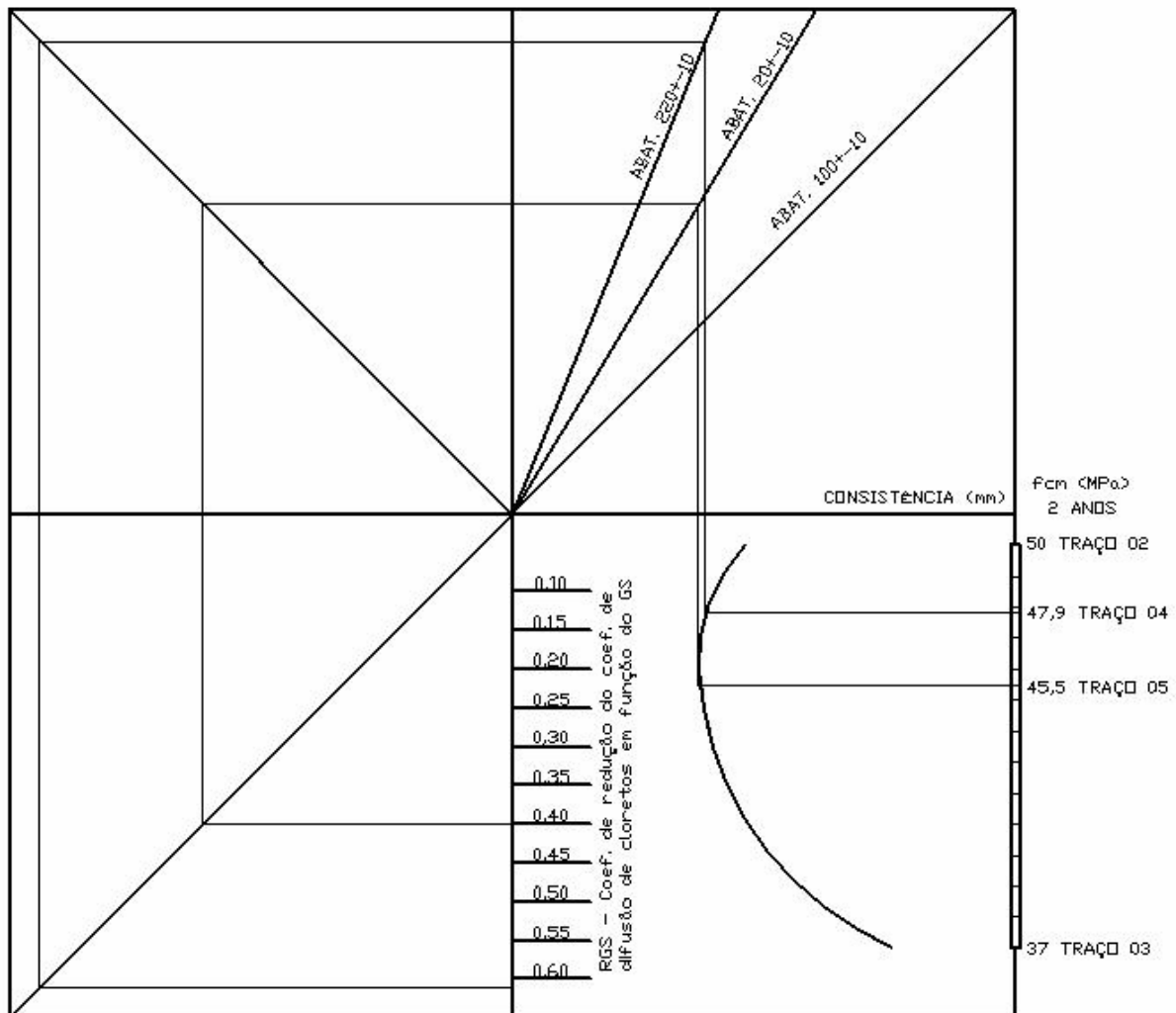


Figura G.3 – Desenvolvimento do quadrante referente à consistência

- e) Não houve diferenciação com relação à superfície de concretagem pela proximidade dos valores de R_{CS} verificados em todas as situações pesquisadas.
- f) Da mesma forma como foram obtidas as retas que diferenciam a consistência do concreto fresco, foram traçadas outras retas para concretos executados com o traço H1 expostos a diferentes ambientes, sendo um deles área interna seca e outro, área aberta coberta (FIGURA G.4). Ou seja, os valores de GS presentes na figura 6.23 referentes aos testemunhos “P/Baixo” e “Laboratório” foram lançados no gráfico “H1” da figura 6.8, achando-se, assim, o valor médio de R_{CS} .

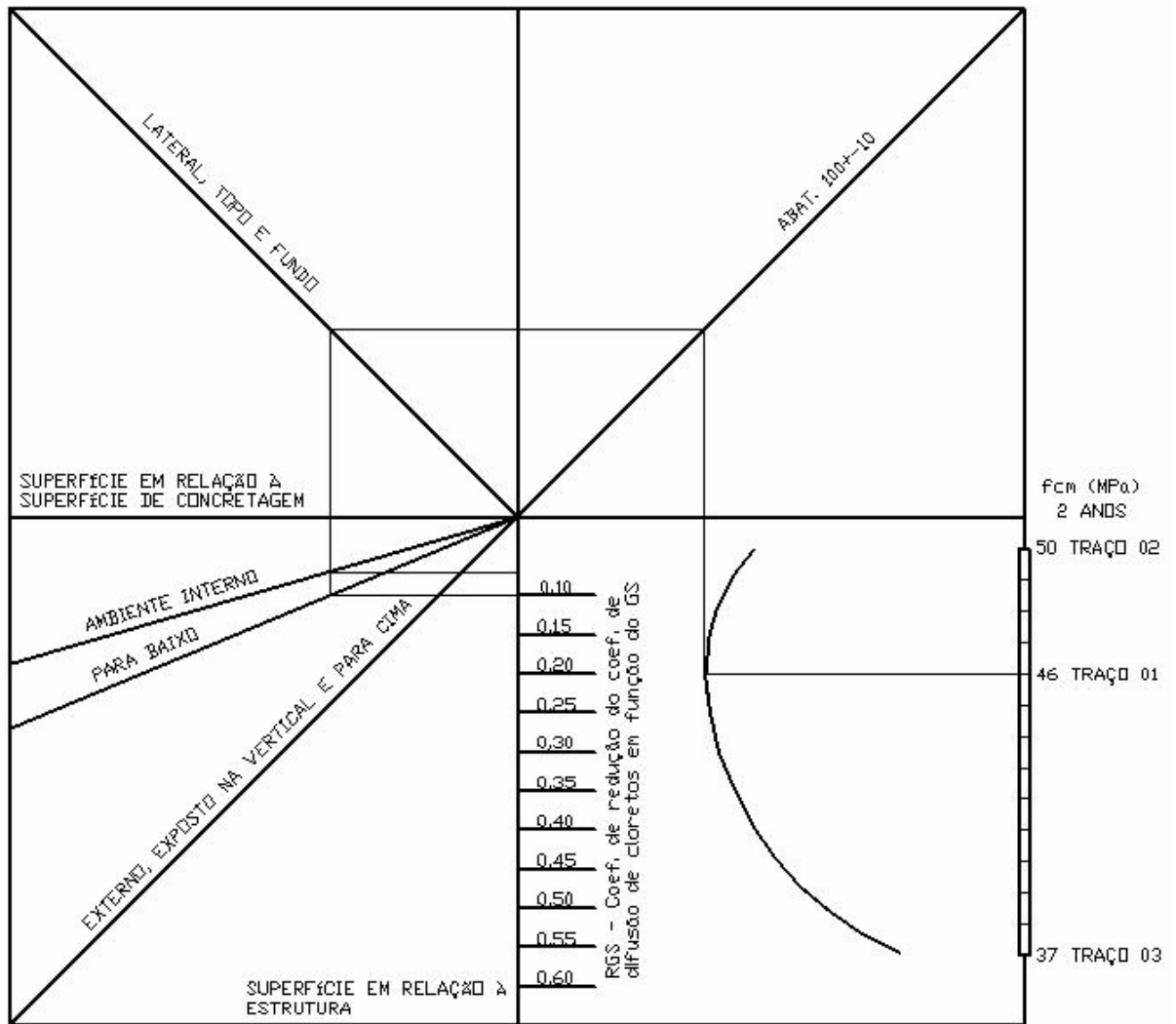


Figura G.4 - Desenvolvimento do quadrante referente à superfície em relação à estrutura

A partir da prática desses passos, portanto, obteve-se o nomograma final, conforme se verifica na figura G.5.

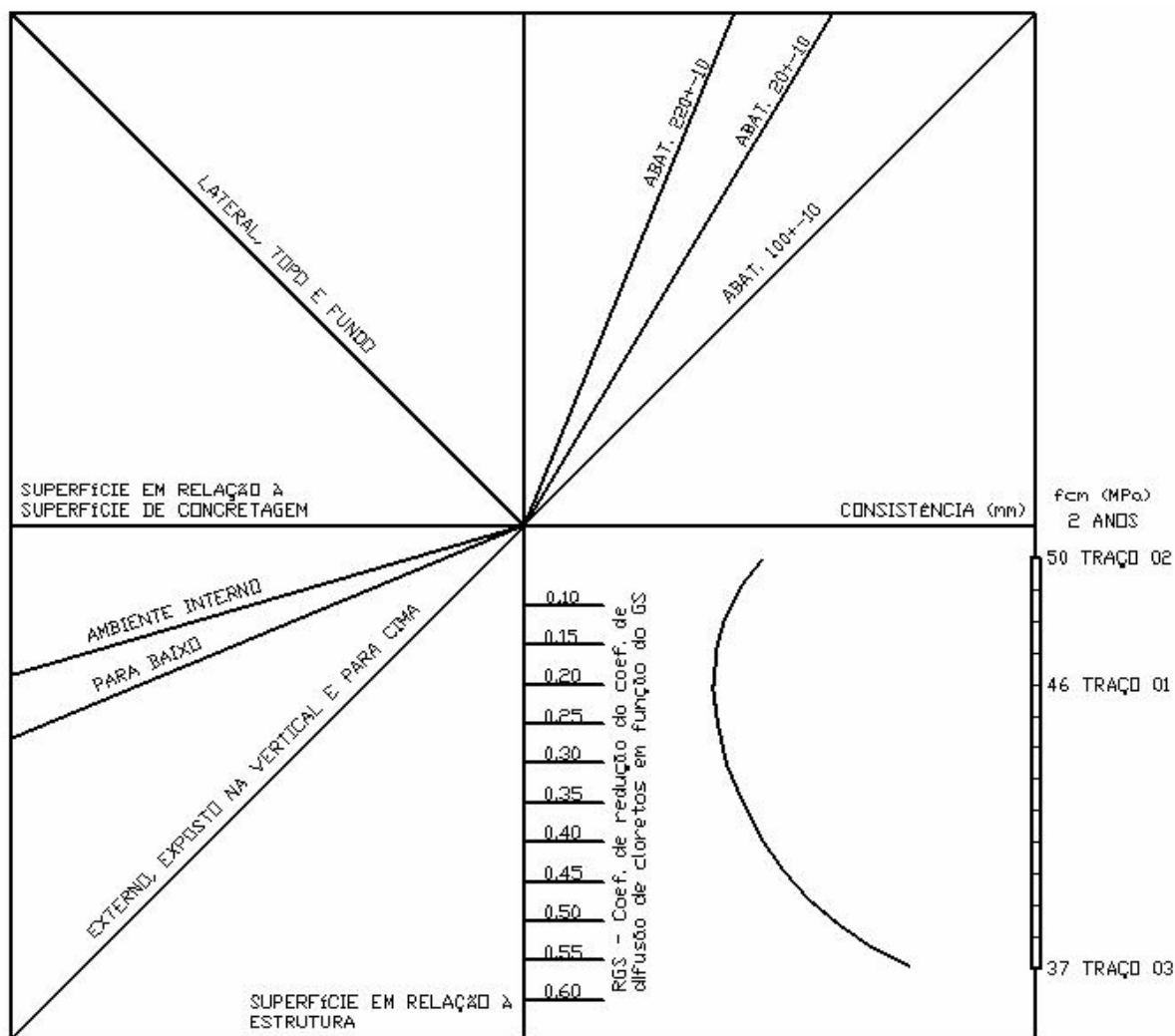


Figura G.5 – Nomograma para obtenção do R_{GS} em função da resistência do concreto

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)