

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

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA, RELAÇÃO  
ÁGUA/AGLOMERANTE, TEMPERATURA E TEMPO DE  
CURA NO COEFICIENTE DE DIFUSÃO DE CLORETOS EM  
CONCRETOS**

ANELISE TODESCHINI HOFFMANN

Orientadora: Denise Carpena Coitinho Dal Molin

PORTO ALEGRE  
2001

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

**INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA, RELAÇÃO  
ÁGUA/AGLOMERANTE, TEMPERATURA E TEMPO DE  
CURA NO COEFICIENTE DE DIFUSÃO DE CLORETOS EM  
CONCRETOS**

ANELISE TODESCHINI HOFFMANN

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

---

Profª. Denise Carpena Coitinho Dal Molin - Dra. pela Universidade de São Paulo  
Orientadora

---

Prof. Francisco P. S. L. Gastal  
Coordenador Pós-Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora:

Profª. Ângela Borges Masuero  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Prof. Antônio Nepomuceno  
Dr. pela Universidade Politécnica de Madrid  
Prof. Ruy Alberto Cremonini  
Dr. pela Universidade de São Paulo

PORTO ALEGRE  
2001

## AGRADECIMENTOS

À professora Denise Dal Molin agradeço pela orientação deste trabalho, pelos conhecimentos transmitidos, exemplo profissional e estímulo.

Aos professores do NORIE, Ruy Cremonini, Ângela Masuero, Carin Schmitt, Hélio Greven, Miguel Sattler e Bonin, pelos conhecimentos transmitidos.

Ao Professor Luis Duarte Ribeiro pela orientação na análise estatística dos resultados.

À CAPES pelo suporte financeiro.

À Camargo Corrêa Industrial SA e a SIKA pela doação de alguns materiais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos funcionários do LEME, Airton, Éderson, Vanderley e Seu Teixeira pela “forcinha” para a execução dos concretos, ao Flávio pela mãozinha na oficina, ao Fontes e suas “engenhocas” fantásticas, aos auxiliares de pesquisa do laboratório de química Tasso e Daniele, pelo apoio durante os ensaios.

Aos colegas mestrandos e doutorandos do NORIE: Washington Moura, Aguida Abreu, Patrícia Pedrozo, Martha Alves, Roberto Barbosa, Lisiane, Rogério Antochaves, Maki Tokudome, Marcelo Azambuja, Giane Grigoletti, Antônio Eduardo Cabral, Diana, Taís Alves, Ângela Masuero, Jairo Andrade, Maurício Mâncio, e principalmente a colega de todas as horas, Valéria Pereira, pela amizade, companheirismo e pelas discussões que muito ajudaram durante o andamento da pesquisa.

Agradeço também a equipe de auxiliares de pesquisa do NORIE, pelo empenho e apoio durante a fase experimental: Márcio Borsoi, Rodrigo Pettermann, Juliana, Lisandro e Daniel Pagnassut.

À Diretoria: Gustavo Núñez por ter me incentivado a ingressar no mestrado, aos amigos Ane Lourdes, Roger, André Tessari, Cassandra Raimann, Elisabeth Pessoa e Gilberto pelos grandes momentos que vivemos juntos.

Aos meus pais Clóvis e Gertrudes, e a minha irmã Letícia, por sempre acreditarem em meu potencial, e me incentivarem em todos os momentos da minha vida, sempre pensando em meu futuro. Sem esquecer a Bina, que esteve sempre ao meu lado, durante a redação deste trabalho.

E, por fim, agradeço ao grande amor da minha vida, Gustavo, pelo amor e incentivo, pelas discussões que enriqueceram este trabalho e por ser este Engenheiro brilhante que me inspira e me orgulha.

## RESUMO

Devido aos elevados custos com manutenção e reparo de estruturas de concreto armado, há uma preocupação crescente com sua durabilidade. Entre os principais agentes de degradação da estrutura por corrosão de armadura encontra-se o íon cloreto, que pode ser incorporado ao concreto ou difundir-se através da camada de cobrimento até a armadura. Neste caso é importante que o concreto dificulte ou impeça a penetração do agente agressivo até a armadura, adequando-se às condições de permeabilidade necessárias ao material. Existem diversas formas de alterar a estrutura interna do concreto e, conseqüentemente, a difusão de cloretos para o seu interior. Este trabalho refere-se ao estudo do comportamento da difusão de cloretos em diferentes concretos variando a relação água/aglomerante, teor de adição de sílica ativa, temperatura e tempo de cura. Desta forma utilizou-se o ensaio acelerado de penetração de cloretos (ASTM C 1202) e migração de cloretos (ANDRADE, 1993), avaliando os concretos quanto à resistência à penetração de íons. Os resultados indicaram que a difusão de cloretos diminui em até 70% com o decréscimo da relação água/aglomerante de 0,75 para 0,28, em até 60% com o aumento do teor de sílica ativa utilizado (até 20%), e reduz em até 50% com o aumento da temperatura de exposição (5° C para 40° C) durante a cura e com a evolução da idade avaliada de 7 a 91 dias.

## ABSTRACT

Due to the high costs related with maintenance and repair of reinforced concrete structures, there is a crescent worry about its lack of durability. The chloride ion, which is among the main causes of structures deterioration by reinforcement corrosion, may be incorporated in the concrete mixture or can penetrate through the concrete layer by diffusion mechanism. In such case, it is important that concrete have a suitable permeability, in order to difficult or obstruct the penetration of this aggressive agent to the steel bars. There are several ways to modify the internal structure of concrete and, as a consequence, the diffusion of chloride ions through concrete pore water. This work deals with the study of the diffusion of chloride ions in different concretes, changing the water/cement relation, the silica fume content, the exposure temperature and the curing time. This way, the accelerated test method of chloride penetration (ASTM C 1202/97) and the migration test (ANDRADE, 1993) were performed to evaluate the concretes' resistance to the ion's penetration. Results of this study indicate that the diffusion of chloride ions in concrete decreases up to 70% with water/agglomerant reduction (0,75 to 0,28), decreases about 60% with the increase of silica fume content (0 to 20%), and decreases about 50% through the raise of exposure temperature (5 to 40°C) during the curing time evaluated (7 to 91 days).

## SUMÁRIO

RESUMO .....	IV
ABSTRACT .....	V
LISTA DE FIGURAS .....	VIII
LISTA DE TABELAS .....	X
LISTA DE TABELAS .....	X
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA .....	1
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	3
1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA.....	3
1.4 LIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	3
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
2 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....	5
2.1 FATORES INTERVENIENTES NA DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....	10
2.1.1 Estrutura interna do concreto .....	10
a) Fase sólida .....	11
b) Fase líquida .....	13
c) Poros do concreto .....	14
2.1.2 Agressividade do meio.....	15
2.2 CORROSÃO DA ARMADURA NO CONCRETO.....	18
2.2.1 Mecanismo da Corrosão de Armaduras no Concreto .....	20
2.2.2 Fatores que Influenciam o Processo de Corrosão da Armadura.....	23
a) Relação água/cimento.....	23
b) Adição de sílica ativa .....	24
c) Tempo de cura .....	26
d) Temperatura de exposição durante a cura.....	27
e) Outros fatores .....	28
3 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE FLUIDOS NO CONCRETO.....	33
3.1 ABSORÇÃO CAPILAR.....	34
3.2 PERMEABILIDADE.....	35
3.3 MIGRAÇÃO .....	35
3.4 DIFUSÃO .....	36
3.4.1 Difusão de Cloretos no Concreto.....	37
3.4.1.1 Modelo Matemático da Difusão .....	39
3.4.1.2 Métodos de Avaliação da Difusão de Cloretos .....	40
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	45
4.1 VARIÁVEIS ANALISADAS.....	45
4.2 PROJETO ESTATÍSTICO .....	45
4.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	48

4.3.1 Cimento.....	48
4.3.2 Agregado miúdo .....	49
4.3.3 Agregado graúdo.....	50
4.3.4 Sílica ativa.....	50
4.3.5 Aditivo químico .....	51
4.3.6 Água.....	51
4.4 DOSAGEM EXPERIMENTAL .....	52
4.5 MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA .....	55
4.6 METODOLOGIA DOS ENSAIOS .....	58
4.6.1 Ensaio de Penetração Acelerada de Cloretos.....	58
4.6.2 Ensaio de Migração de Cloretos .....	62
4.6.3 Ensaio de Resistência à Compressão Axial .....	66
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	67
5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS.....	67
5.1.1 Ensaio de Penetração Acelerada de Cloretos.....	67
5.1.2 Ensaio de Migração de Cloretos .....	69
5.1.3 Ensaio de Resistência à Compressão Axial .....	70
5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	71
5.2.1 Ensaio de Penetração Acelerada de Cloretos.....	71
5.2.2 Ensaio de Migração de Cloretos .....	77
5.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Axial .....	85
5.3 COMPORTAMENTO DA PENETRAÇÃO E MIGRAÇÃO DE CLORETOS EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	91
5.4 PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DOS CONCRETOS A PARTIR DE MODELOS MATEMÁTICOS .....	96
5.4.1 Previsão da vida útil dos concretos ensaiados .....	98
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	101
6.1 CONCLUSÕES.....	101
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	104
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	106
ANEXOS.....	116
ANEXO 1 .....	117
ANEXO 2 .....	120
ANEXO 3 .....	132



## Lista de Figuras

Figura 2.1	Vida útil das estruturas (HELENE, 1995) .....	9
Figura 2.2	Célula de corrosão em concreto armado (HELENE, 1986).....	20
Figura 3.1	Representação esquemática dos mecanismos de transporte de íons cloreto no concreto (HELENE, 1993).....	34
Figura 3.2	Evolução da concentração de cloretos ao longo do tempo (LOPES, 1999).....	44
Figura 4.1	Esquema do projeto experimental fracionado.....	46
Figura 4.2	Curva de dosagem para os materiais utilizados no experimento. ....	53
Figura 4.3	Curva de dosagem para os materiais utilizados no experimento com superplastificante .....	54
Figura 4.4	Corpo-de-prova embalado com plástico anteriormente a exposição aos ambientes de cura. ...	57
Figura 4.5	Esquema do circuito utilizado no ensaio de penetração de cloretos. ....	59
Figura 4.6	(a) Fatia serrada ( $51 \pm 3$ mm) de um corpo-de-prova .....	60
	(b) Fatia impermeabilizada com resina epóxi. ....	60
Figura 4.7	(a) Corpos-de-prova em vácuo, submersos em água deionizada e deaerada. ....	60
	(b) Células de acrílico sendo coladas com silicone nas faces do corpo-de-prova .....	60
Figura 4.8	Ensaio de penetração de cloretos .....	61
Figura 4.9	Aparato utilizado no ensaio de migração de cloretos .....	62
Figura 4.10	Fatia de 2,5cm retirada da parte central do corpo-de-prova revestida com resina epoxi.....	63
Figura 4.11	Célula positiva utilizada no ensaio. ....	63
Figura 4.12	Corpo-de-prova fixado com silicone .....	64
Figura 4.13	Ensaio de migração de cloretos.....	64
Figura 4.14	Determinação da concentração de cloretos através do eletrodo de íon seletivo .....	65
Figura 5.1	Comportamento da carga total passante com a relação a/agl (para o teor de adição de 10%, idade de 28 dias e temperatura de exposição durante a cura de 25° C).....	72
Figura 5.2	Comportamento da carga total passante com a adição de sílica ativa ( para a temperatura de exposição durante a cura de 25° C e idade de 28 dias).....	73
Figura 5.3	Comportamento da carga total passante com a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e teor de adição de 10% de sílica ativa) .....	75
Figura 5.4	Comportamento da carga total passante com a temperatura de exposição durante a cura (para idade de 28 dias e teor de adição de 10% de sílica ativa). ....	76
Figura 5.5	Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a relação a/agl (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C, teor de adição de 10% de sílica ativa e idade de 28 dias).....	78
Figura 5.6	Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos em função da interação entre a relação a/agl e a idade ( para temperatura de exposição durante a cura de 25° e teor de adição de 10% de sílica ativa). ....	79

Figura 5.7	Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos em função da interação entre a relação a/agl e a temperatura de exposição durante a cura ( para idade de 28 dias e teor de adição de 10% de sílica ativa).	80
Figura 5.8	Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos em função da interação entre o teor de sílica ativa e a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e relação a/agl 0,45).	81
Figura 5.9	Face do corpo-de-prova exposta a câmara positiva	83
Figura 5.11	Difratograma de raio-x do material retirado da face do corpo-de-prova exposto à câmara negativa	84
Figura 5.11	Face do corpo-de-prova exposta à câmara negativa	85
Figura 5.12	Comportamento da resistência à compressão axial com a relação a/agl (para idade de 28 dias, adição de 10% de sílica ativa e temperatura de exposição durante a cura de 25° C)	86
Figura 5.13	Comportamento da resistência à compressão axial em função da interação entre o teor de adição de sílica ativa e a relação a/agl (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e idade de 28 dias)	87
Figura 5.14	Comportamento da resistência à compressão axial com a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e teor de adição de 10% de sílica ativa).	88
Figura 5.15	Comportamento da resistência à compressão axial com a temperatura de exposição durante a cura (para a idade de 28 dias e teor de adição de 10% de sílica ativa).	89
Figura 5.16	Comportamento da resistência à compressão axial em função da interação entre a temperatura de exposição durante a cura e a idade (para relação a/agl 0,45 e teor de adição de 10% de sílica ativa).	90
Figura 5.17	Comportamento da carga total passante com a resistência à compressão para os concretos confeccionados com 0, 10 e 20% de sílica ativa.	92
Figura 5.18	Comportamento da resistência à compressão axial com a carga total passante para os concretos confeccionados com relação a/agl 0,28 , 0,45 e 0,75.	93
Figura 5.19	Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a resistência à compressão para os concretos confeccionados com 0, 10 e 20% de adição de sílica ativa	94
Figura 5.20	Comportamento da resistência à compressão axial com o coeficiente de difusão de cloretos para os concretos confeccionados com relação a/agl 0,28 , 0,45 e 0,75	95
Figura 5.21	Comportamento de concretos contendo diferentes teores de sílica ativa.	98
Figura 5.22	Comportamento de concretos contendo diferentes relações a/agl	99
Figura 5.23	Comportamento de concretos expostos a diferentes temperaturas	100

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1	Classes de agressividade ambiental (HELENE, 1999).....	16
Tabela 2.2	Classes de agressividade do ambiente em função das condições de exposição (HELENE, 1999) .....	17
Tabela 2.3	Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras (HELENE, 1999).....	17
Tabela 2.4	Valores de cloretos relacionados com a possibilidade de corrosão em concreto (ROSTAM citado por GENTIL (1996)). .....	30
Tabela 4.1	Projeto do experimento fracionado .....	47
Tabela 4.2	Propriedades físicas e mecânicas do cimento.....	48
Tabela 4.3	Caracterização química do cimento.....	49
Tabela 4.4	Caracterização física do agregado miúdo .....	49
Tabela 4.5	Caracterização física do agregado graúdo .....	50
Tabela 4.6	Características químicas e físicas da sílica ativa. ....	51
Tabela 4.7	Relações a/c para o abatimento de 70±10 mm e resistência à compressão axial aos 7 e 28 dias. ....	52
Tabela 4.8	Relações a/c encontradas para os traços com superplastificante (abatimento de 70±10 mm) e resistência à compressão axial aos 7 e 28 dias. ....	53
Tabela 4.9	Características das misturas dos concretos do projeto experimental.....	55
Tabela 4.10	Número de corpos-de-prova destinado para cada ensaio .....	56
Tabela 4.11	Ambientes de cura dos corpos-de-prova .....	57
Tabela 4.12	Penetração de íons cloreto em função da carga total passante (ASTM C - 1202/97).....	61
Tabela 5.1	Ensaio de penetração acelerada de cloretos.....	68
Tabela 5.2	Coefficientes de difusão de cloretos .....	69
Tabela 5.3	Resistência à compressão axial .....	70
Tabela 5.4	Codificações utilizadas na análise estatística dos resultados do ensaio de penetração e migração de cloretos.....	72
Tabela 5.5	Classificação quanto à penetração de cloretos dos concretos expostos à temperatura de 25° C curados por 28 dias (ASTM C 1202/97).....	74
Tabela 5.6	Classificação quanto à penetração de cloretos dos concretos com adição de 10% de sílica ativa expostos à temperatura de 25° C durante a cura (ASTM C 1202/97).....	76
Tabela 5.7	Classificação quanto à penetração de cloretos dos concretos com adição de 10% de sílica ativa curados durante 28 dias (ASTM C 1202/97).....	77
Tabela 5.8	Codificações utilizadas na análise estatística dos resultados de resistência à compressão axial.....	86

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

Nos últimos anos a durabilidade de estruturas de concreto tem recebido atenção crescente nos meios de pesquisa. As manifestações patológicas apresentadas pelas estruturas, decorrentes de falhas ao longo do seu processo produtivo e durante sua utilização, tornam crescentes as preocupações com a segurança estrutural e com os custos de manutenção, reforço e recuperação das estruturas existentes.

Dentre os problemas associados à durabilidade do concreto armado, diversos pesquisadores (ARANHA, 1994; MEHTA & MONTEIRO, 1994; ANDRADE, 1997; entre outros) destacam que a corrosão de armaduras tem se mostrado como um dos mais frequentes e graves. As estruturas de concreto armado quando sujeitas à contaminação por cloretos, por exemplo, diminuem sua durabilidade devido à despassivação da armadura e conseqüente corrosão. Quando a quantidade de cloretos atinge níveis críticos pode ocorrer o processo de corrosão de armaduras, ocasionando conseqüências negativas para a estabilidade, funcionalidade e estética das estruturas.

A durabilidade do concreto depende muito da facilidade com que as substâncias agressivas podem ingressar no concreto e se deslocar no seu interior. O deslocamento dos diversos fluidos se efetua não somente por permeabilidade, como também, por absorção capilar, migração e difusão (HELENE, 1993; SATO, 1998; LOPES, 1999).

Estes mecanismos de penetração e deslocamento de agentes agressivos no concreto são influenciados por: características químicas e físicas do concreto, estrutura da pasta de cimento hidratada, concentração superficial dos agentes agressivos e condições a que os concretos são expostos. Conforme COUTINHO & GONÇALVES (1994), estes mecanismos de transporte de gases, líquidos e íons no concreto acontecem devido à porosidade do material.

A capacidade de proteção das armaduras está relacionada a características do concreto que passivem as mesmas e que evitem ou minimizem a penetração de agentes agressivos. A difusão de cloretos é governada principalmente pela relação água/cimento, pelo tipo e consumo de cimento, pela presença de adições minerais, uso de aditivos, tempo e temperatura de exposição durante a cura, temperatura e umidade relativa durante o processo de difusão, tempo de exposição e concentração do agente agressivo (IRASSAR et al.,1999). A utilização de pozolanas como a sílica ativa nos concretos de cimento Portland têm apresentado inúmeros benefícios às propriedades do concreto, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, e tem sido proposta como solução para o problema de penetração de cloretos (KULAKOWSKI, 1994; VIEIRA et al.,1998; FERREIRA et al., 1998; entre outros).

Os modelos para a previsão de vida útil de estruturas estão baseados nos mecanismos de transporte de água, gases e íons através da rede de poros do concreto, como a difusão. Estes dependem de muitas variáveis que englobam desde as características do concreto às condições de exposição a que este será submetido. Portanto é extremamente importante a realização de pesquisas que revelem o comportamento dos diferentes concretos utilizados, tanto com relação às propriedades mecânicas quanto em relação à durabilidade, através de parâmetros quantificáveis, possibilitando o cálculo de sua vida útil, considerando suas características e do meio a que este será exposto.

A inexistência de trabalhos, em literatura nacional e internacional, que contemplem uma maior quantidade de variáveis em um mesmo estudo sobre difusão de cloretos em concretos, avaliando também as interações entre elas, é uma das motivações para a realização desta pesquisa. Este trabalho apresenta um grande número de variáveis, contemplando a relação  $a/agl$ , teor de adição de sílica ativa, tempo e temperatura de exposição durante a cura, relacionando uma propriedade mecânica (resistência à compressão) à durabilidade frente à corrosão de armaduras (difusão de íons cloreto). O que possibilita dados mais completos para o cálculo da vida útil e gera um banco de dados inicial para a verificação dos modelos de vida útil existentes, que é outra linha de pesquisa desenvolvida no Núcleo Orientado para Inovação nas Edificações (NORIE/ UFRGS).

Outro trabalho nesta mesma abordagem, desenvolvido no NORIE/UFRGS, foi realizado por PEREIRA (2001), que avaliou o comportamento da difusão de cloretos em concretos elaborados com dois diferentes tipos de cimento (CPVI e CPII F), variando a relação  $a/c$  (0,28 a 0,75), temperatura de exposição durante a cura (5° C a 40° C) e idade (7 a 91 dias).

## **1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar, experimentalmente, a influência da relação água/aglomerante, teor de sílica ativa, tempo e temperatura de exposição durante a cura no coeficiente de difusão de cloretos em concretos.

Os objetivos secundários desta pesquisa são:

- comparação entre duas metodologias de ensaio (migração e penetração de cloretos) para a determinação da resistência à penetração de íons cloreto nos concretos.
- avaliação da resistência à compressão dos concretos confeccionados como um parâmetro de controle.
- utilização dos dados de difusão de cloretos para simulações de vida útil dos concretos.

## **1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA**

As hipóteses básicas que fundamentam este trabalho são:

- quanto menor a relação a/c, menor será o coeficiente de difusão de cloretos;
- quanto maior o teor de adição de sílica ativa no concreto, menor será o coeficiente de difusão de cloretos;
- para um mesmo concreto, o coeficiente de difusão de cloretos deve diminuir com a idade de cura;
- quanto maior a temperatura de exposição durante a cura para um mesmo tempo de cura, menor o coeficiente de difusão de cloretos.

## **1.4 LIMITAÇÕES DA PESQUISA**

Através do método escolhido, não foi possível a obtenção da mesma umidade relativa em todos os ambientes, portanto este aspecto deve ser levado em consideração

quando se analisa o comportamento das variáveis de resposta com as temperaturas de exposição durante a cura, pois cada uma é referente a uma faixa de umidade relativa distinta.

Outra limitação desta pesquisa é referente à diferença de idade de exposição aos ambientes dos corpos de prova destinados aos três ensaios realizados, devido à diferença de tempo necessário para o preparo dos mesmos para os ensaios de migração de cloretos, penetração de cloretos e resistência à compressão axial.

## **1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O trabalho divide-se em 5 capítulos.

No Capítulo 1 consta a introdução, onde justifica-se a importância da pesquisa, seus objetivos, hipóteses e a estrutura do trabalho.

No Capítulo 2 encontra-se a revisão bibliográfica dos temas julgados importantes para o entendimento dos fenômenos estudados, tais como durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado e corrosão de armaduras devido a cloretos.

No Capítulo 3 apresentam-se os mecanismos de transporte de fluidos no concreto e a metodologia para o cálculo do coeficiente de difusão de cloretos.

No Capítulo 4 apresenta-se a parte experimental da pesquisa, onde consta o projeto de experimento fracionado, a caracterização dos materiais utilizados, a metodologia empregada para a dosagem dos concretos, os procedimentos de mistura, moldagem e cura dos concretos estudados, assim como os procedimentos para a realização dos ensaios.

No Capítulo 5 encontram-se os resultados obtidos nos ensaios e as respectivas análises estatísticas, referentes à penetração acelerada de cloretos, migração de cloretos e resistência à compressão axial, apresentados em forma de tabelas e gráficos. Neste capítulo consta, ainda, o cálculo da vida útil de alguns concretos utilizando os dados encontrados no ensaio de migração.

No Capítulo 6 são apresentadas as considerações finais referentes à análise dos resultados obtidos nos ensaios, bem como as sugestões para futuros trabalhos.

## 2 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

A durabilidade das estruturas de concreto é um tema que tem sido estudado nos últimos tempos de forma intensa, tendo como objetivo conhecer os mecanismos de deterioração e degradação com o intuito de reduzi-los ou eliminá-los. De acordo com SILVA FILHO (1994), uma das dificuldades em se avaliar a durabilidade de um material é a ausência de um perfeito entendimento sobre o que é durabilidade.

De acordo com o comitê 201 do ACI, citado por MEHTA & MONTEIRO (1994), a durabilidade do concreto é definida como a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração, conservando sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao meio ambiente.

Para ANDRADE (1997), o conceito de durabilidade mais difundido e aplicado atualmente é aquele proposto pelo CEB-FIB MC-90, que diz que para uma estrutura de concreto ser considerada durável esta deve ser projetada, construída e operada de tal forma que, sob condições ambientais esperadas, ela mantenha sua segurança, funcionalidade e aparência aceitável durante um período de tempo, implícito ou explícito, sem requerer altos custos com manutenção e reparo. O autor diz que há um consenso geral entre os pesquisadores: os dois fatores que influenciam de forma muito significativa as características de durabilidade são a própria estrutura - cujo nível de durabilidade depende das medidas que são tomadas durante seu processo de produção - e o meio ambiente - que determina as condições de exposição onde a mesma estará inserida.

A etapa de planejamento e projeto, onde são definidas as características do concreto, as condições de carregamento e de exposição da estrutura, é de importância fundamental na definição da durabilidade que a estrutura apresentará durante sua vida útil. Conforme ANDRADE (1997) e HELENE (1999), o estabelecimento de relações a/c adequadas a determinadas condições de exposição, tipo e consumo de cimento, tipo e consumo de adições, composição ou dosagem do concreto, espessura de cobrimento das armaduras, geometria da estrutura, características do agregado, entre outros parâmetros, são fundamentais para a garantia de durabilidade e resistência de uma estrutura.



Porém para AÏTCIN (2000), as atividades relacionadas à produção do concreto (mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura) são as que mais influenciam na durabilidade do mesmo.

A manutenção, segundo NEVILLE (1997), não pode ser relegada a segundo plano, pois sua ausência ou inadequação pode causar muitos problemas durante o período de utilização da edificação. As estruturas de concreto são compostas de materiais com vida útil de serviço diferentes, portanto a manutenção tem grande importância para a obtenção de um desempenho satisfatório da edificação (ANDRADE, 1997).

Embora a importância da durabilidade dos materiais no desempenho de uma estrutura seja amplamente aceita atualmente, durante muito tempo as mesmas foram projetadas e construídas levando em conta unicamente critérios econômicos e de desempenho mecânico, ocasionando uma série de problemas de durabilidade (SILVA FILHO, 1994). Segundo AÏTCIN (2000), ao se projetarem estruturas, dá-se muita importância à resistência à compressão do concreto e importância insuficiente aos fatores ambientais a que a estrutura será submetida no desempenho da sua função.

Os aspectos relacionados com a durabilidade e desempenho que as estruturas deveriam apresentar durante a sua vida útil não eram levados em consideração, pois imaginava-se que o concreto manteria suas propriedades praticamente inalteradas ao longo do tempo. Segundo ANDRADE (1997), tais paradigmas caíram por terra quando apareceram elevados índices de degradação das estruturas.

Está ocorrendo uma mudança de postura, impulsionada também pela necessidade de adequação às filosofias de qualidade difundidas nos anos 90, que estabelecem o bom desempenho como um fator de satisfação do cliente, onde a ausência de defeitos é uma estratégia para a redução do custo global. Hoje o engenheiro deve conceber e executar estruturas levando em consideração estes aspectos, garantindo que a vida útil prevista para a obra seja alcançada. Para tanto é necessário um conhecimento profundo dos mecanismos de degradação das estruturas, a caracterização dos ambientes agressivos e a determinação do comportamento destes materiais nestes ambientes (SILVA FILHO, 1994).

De modo crescente, os custos de reparos e substituições em estruturas devidos a falhas nos materiais têm se tornado parte substancial do orçamento das construções (MEHTA & MONTEIRO, 1994; ANDRADE, 1999; AÏTCIN, 2000). O crescimento no custo de

reposição de estruturas e o destaque dado ao custo do ciclo de vida ao invés do custo inicial, estão forçando os engenheiros a darem mais importância aos aspectos de durabilidade.

HELENE (1999) ressalta que todas as medidas do ponto de vista econômico, visando a durabilidade, tomadas em nível de projeto são sempre mais convenientes, seguras e de menor custo que medidas de intervenção posteriores: os custos crescem exponencialmente quanto mais tarde ocorrer esta intervenção.

Os engenheiros civis, conforme MONTEIRO et al. (2000), estão ficando cada vez mais conscientes da importância de se incluir a durabilidade do concreto armado na especificação e no projeto de novas estruturas, existindo uma tendência de, num futuro próximo, se eliminar a prática de especificação da resistência do concreto aos 28 dias como o único parâmetro no projeto de concreto armado.

O conceito de durabilidade é de difícil quantificação e utilização no dia-a-dia. Segundo ROSTAM, citado por ANDRADE (1997), o conceito de vida útil pode ser introduzido como um termo operacional que aborda de forma quantitativa a durabilidade das estruturas.

A determinação da vida útil das estruturas com o máximo de confiabilidade é, atualmente, uma grande preocupação de toda a comunidade científica. Segundo HELENE (1995), a determinação da vida útil nada mais é que a previsão da deterioração das estruturas baseados em três aspectos: nas características dos materiais, nas condições de exposição e nos modelos de deterioração.

A questão da vida útil das estruturas de concreto, segundo HELENE (1999), deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente, envolvendo equipes multidisciplinares, sendo o resultado de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo, incluindo as operações de vistoria, monitoramento e manutenções preventivas e corretivas.

Segundo CEB (1992), vida útil é o período de tempo em que a estrutura conserva os requisitos de projeto (segurança, estabilidade, funcionalidade e estética) sem exigir medidas extras de manutenção e reparo, incluindo nestes requisitos aspectos de durabilidade como as ações do meio ambiente entre as possíveis solicitações a que a estrutura estará sendo submetida. Conforme SILVA FILHO (1994), uma das maiores dificuldades em estimar a

durabilidade de uma dada estrutura é justamente a variabilidade deste ambiente agressivo, que é mutável e geralmente só pode ser estimado de forma aproximada.

Como resultado de interações ambientais, a microestrutura e, conseqüentemente, as propriedades dos materiais, mudam com o passar do tempo. Admite-se que um material atinge o fim da sua vida útil quando as suas propriedades, sob dadas condições de uso, deterioram a um tal ponto que a continuação do uso deste material é considerada como insegura ou antieconômica (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Conforme ANDRADE (2000), o primeiro modelo utilizado para a determinação da vida útil das estruturas de concreto armado foi proposto por TUUTTI, que realizou seus estudos considerando a degradação devido ao fenômeno da corrosão das armaduras. Segundo a autora, este modelo é qualitativo, porém muitos trabalhos o levam em consideração em função de sua extrema simplicidade descritiva. Neste modelo se distinguem dois períodos:

- *período de iniciação da corrosão*: durante este período não há perda de funcionalidade das estruturas, porém a barreira de proteção é quebrada pela penetração de agentes agressivos no interior dos elementos, despassivando a armadura. Como exemplo pode-se citar a carbonatação, ataque por sulfatos, lixiviação do concreto e penetração de cloretos.

- *período de propagação da corrosão*: neste período os agentes de degradação atuam de maneira efetiva, causando os diversos tipos de manifestações patológicas verificadas nas estruturas.

A partir desta mesma abordagem, HELENE (1995) mostra, através da Figura 2.1, quatro tipos de vida útil que as estruturas podem apresentar.

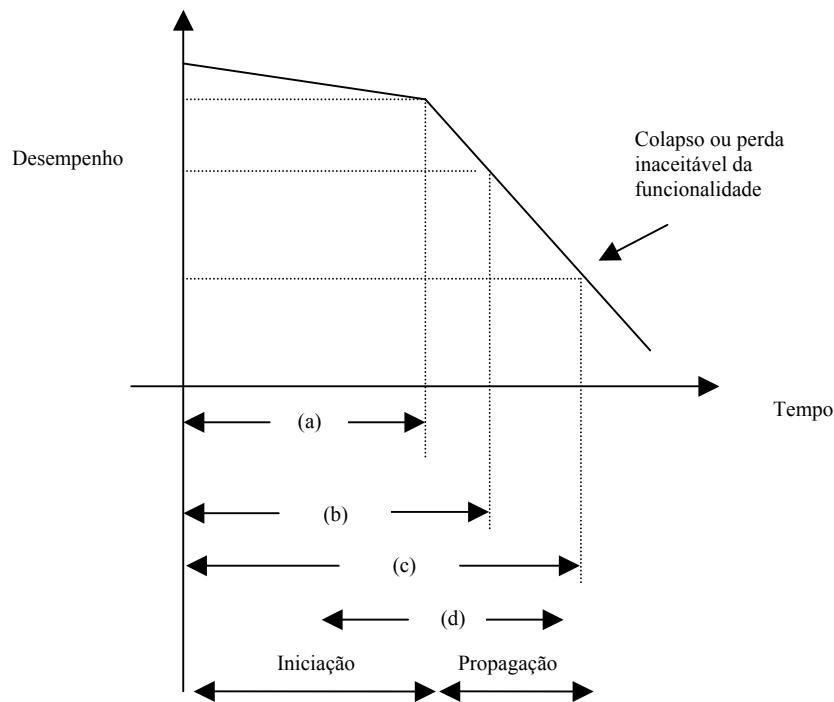


Figura 2.1 Vida útil das estruturas (HELENE, 1995)

(a) *vida útil de projeto* (ou período de iniciação): neste período os agentes agressivos ainda estão penetrando através da rede de poros do cobrimento do concreto, sem causar danos efetivos à estrutura; este período se estende até a despassivação da armadura.

(b) *vida útil de serviço ou de utilização*: onde os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar através de manchas na superfície do concreto, ou fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. É o período de tempo a partir do momento em que a estrutura passa do limite inaceitável de deterioração. Durante este período acontecem os reparos e manutenções para recuperação das condições de segurança, funcionalidade e estética superiores ou iguais às previstas no projeto.

(c) *vida útil total*: ocorre uma redução significativa da seção da armadura ou uma perda de aderência armadura/concreto, acarretando ruptura e colapso parcial ou total da estrutura.

(d) *vida útil residual*: corresponde ao período de tempo em que a estrutura será capaz de desenvolver as suas funções, contado após uma vistoria e/ou intervenção na mesma.

No caso de concretos contaminados com cloretos, o período de iniciação dependerá, segundo ANDRADE (1992), principalmente da concentração de cloretos no meio externo, da natureza do cátion que acompanha o cloreto, da qualidade do concreto (tipo de cimento,

proporção de  $C_3A$ , relação a/c, entre outros), da temperatura, da abertura e quantidade de fissuras, que são fatores desencadeantes da corrosão. Uma vez iniciada a corrosão e despassivação do aço, a velocidade de propagação da corrosão é influenciada pela oferta de eletrólito (conteúdo de umidade) e oxigênio nas regiões próximas da armadura, pela proporção de cloretos e temperatura, sendo, portanto, fatores aceleradores da corrosão.

Para se estimar a vida útil de estruturas de concreto armado, atualmente, utilizam-se métodos tradicionais em que se prescrevem limitações na composição do concreto. Estes métodos consideram uma classificação da agressividade ambiental e, em função desta agressividade, prescrevem-se valores limites de máxima relação a/c, consumo mínimo de cimento, espessura mínima de cobrimento ou máxima abertura de fissuras transversais às armaduras. Conforme ANDRADE (2000), estes métodos não são satisfatórios para o concreto exposto a meios agressivos (como a presença de cloretos) ou quando se projetam estruturas com vidas de serviço superiores a 50 anos.

Atualmente os conhecimentos sobre a durabilidade do concreto têm evoluído, tornando possível a utilização de métodos avançados de previsão de vida útil, que se baseiam em calcular o tempo que o agente agressivo leva para chegar até a armadura a partir de uma característica do concreto que seja mensurável (ANDRADE, 2000).

Muitos pesquisadores estão se dedicando ao estudo dos fatores que têm influência direta nos processos de degradação, na tentativa de identificar os parâmetros quantitativos para a determinação da vida útil das estruturas. Segundo HELENE (1993), estes estudos estão sendo direcionados para a modelagem dos fatores que influenciam a corrosão das armaduras, por ser a manifestação patológica mais presente nas estruturas e que compromete significativamente a segurança estrutural das obras.

## **2.1 FATORES INTERVENIENTES NA DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

### **2.1.1 Estrutura interna do concreto**

Vários pesquisadores como MONTEIRO (1993), MEHTA & MONTEIRO (1994), NEVILLE (1997) destacam que o concreto possui uma complexa microestrutura, sendo

importante seu conhecimento para especificar uma microestrutura mais adequada a fim de obter um material mais durável, reduzindo o nível de deterioração sofrido durante os anos de utilização.

O concreto é um material compósito, constituído normalmente de agregados envolvidos em uma matriz de pasta de cimento, podendo incluir adições e aditivos. Autores como RAMIRES (1993), MEHTA & MONTEIRO (1994), FORNASIER (1995) e NEVILLE (1997) caracterizam o concreto, em nível microestrutural, como constituído de três fases:

#### **a) Fase sólida**

A fase sólida do concreto é constituída pelos *agregados* (gráudo e miúdo), *pasta de cimento hidratada* e interface pasta-agregado (*zona de transição*).

Os *agregados* são responsáveis pela massa específica, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto. Sua composição química ou mineralógica é, segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), menos importante do que suas características físicas tais como volume, tamanho e distribuição de poros, a não ser que estes agregados reajam formando compostos expansivos na presença dos álcalis da pasta de cimento. Outro fator destacado pelos autores é que além da porosidade, a forma e a textura do agregado gráudo também afetam as propriedades do concreto.

A *pasta* é formada através da mistura de água com um ou mais aglomerantes (materiais ligantes), que funcionam como elementos ativos, pois sofrem transformações químicas promovendo a união entre os grãos do material geralmente inerte (agregados). A estrutura da pasta de cimento hidratada irá influenciar na facilidade com a qual os fluidos (líquidos ou gases) ingressam e se deslocam no concreto (NEVILLE, 1997).

Através das reações de hidratação dos compostos do cimento anidro, são formadas quatro fases sólidas principais presentes na *pasta de cimento hidratada*:

- Silicato de cálcio hidratado (C-S-H): constitui de 50 a 60% do volume de sólidos formados na pasta de cimento Portland. É formado a partir das reações de hidratação dos compostos  $C_3S$  e  $C_2S$  do cimento anidro, e é o principal responsável pela resistência da pasta devido às forças de Van der Waals (MEHTA & MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).
- Hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ): constitui 20 a 25% do volume de sólidos da pasta, tendendo a formar cristais grandes, sob forma hexagonal, distribuídos desordenadamente em pilhas ou

uma rede ordenada de grandes placas. Este ordenamento depende do espaço disponível, temperatura de hidratação e impurezas presentes no sistema. O hidróxido de cálcio é formado através da hidratação dos compostos  $C_3S$  e  $C_2S$  do cimento anidro, onde formam-se também os silicatos de cálcio hidratado. A sua presença em grande quantidade é indesejável, pois sua grande solubilidade (quando em meios ácidos ou água) afeta a durabilidade do material (MEHTA & MONTEIRO, 1994; NEVILLE 1997).

- Sulfoaluminatos de cálcio hidratado: constituem 15 a 20% do volume de sólidos da pasta endurecida, são formados a partir da reação do  $C_3A$  e  $C_4AF$  com o  $SO_4^{-2}$  proveniente do gesso, são também chamados de etringita e aparecem na forma de agulhas de sulfoaluminatos de cálcio hidratado, desempenhando um papel menor na resistência (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

- Grãos de cimento não hidratado: dependendo da distribuição do tamanho das partículas de cimento anidro e do grau de hidratação, alguns grãos de clínquer não hidratado podem ser encontrados na microestrutura das pastas, mesmo após longo período de hidratação (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

A *zona de transição (ZT)* representa a região de interface entre as partículas de agregado e a pasta. Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), é uma camada delgada, de 10 a 50  $\mu m$  de espessura ao redor do agregado graúdo. É uma região geralmente mais fraca e porosa do que os outros componentes principais do concreto (agregado e pasta), conseqüentemente, exerce forte influência sobre o comportamento mecânico e durabilidade do concreto (RAMIRES, 1993; MEHTA & MONTEIRO, 1994; ISAIA, 1995; AİTCIN, 2000).

Quanto maior o tamanho do agregado e mais elevada a proporção de partículas lamelares e alongadas, maior será a tendência do filme de água se acumular próximo à superfície do agregado, devido ao efeito parede, aumentando a relação a/c nesta região, propiciando um aumento da porosidade e a formação de cristais maiores, enfraquecendo assim a ZT pasta-agregado (MONTEIRO, 1993; ISAIA, 1995; REGATTIERI et al., 1999).

Outro fator responsável pela baixa resistência na ZT, destacado por MEHTA & MONTEIRO (1994), é a quantidade de microfissuras. Estas, segundo os autores, dependem da distribuição granulométrica e tamanho do agregado, consumo de cimento, relação a/c, grau de adensamento, cura, umidade relativa, entre outros fatores.

Com relação à durabilidade, a ZT, por apresentar microfissuras e maior porosidade, torna-se a fase mais vulnerável. No concreto armado surge, além da interface com o agregado, a interface com o aço, criando regiões sujeiras à penetração de água e ar que poderão dar início ao processo de corrosão da armadura (RAMIRES, 1993).

## **b) Fase líquida**

A água é um elemento fundamental na formação do concreto, mas também pode exercer um papel atuante na sua destruição. Quando o concreto se encontra no estado fresco, a água funciona como meio para a ocorrência das reações de hidratação que formam a estrutura resistente do material, atuando como participante das mesmas. No entanto, no concreto endurecido, a água pode atuar como meio de transporte para as substâncias agressivas provenientes do ambiente, possibilitando a degradação do mesmo (SILVA FILHO, 1994; MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Conforme NEVILLE (1997), o conteúdo de água na pasta hidratada é função da umidade do meio e exerce grande influência nas propriedades do concreto. A classificação da água em diversos tipos está baseada no grau de dificuldade ou de facilidade com a qual ela pode ser removida. Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), a água pode estar retida na pasta de cimento hidratada, como:

- *água combinada quimicamente ou água de constituição*: água de hidratação que se combinou com o cimento, tornando-se parte constituinte dos compostos hidratados, não podendo ser retirada por efeitos de temperatura ou umidade.
- *água de gel*: pode ser separada em duas frações: *água adsorvida* (aquela que está sob as partículas do gel adsorvidas fisicamente, sofrendo ação de forças superficiais, a sua perda é responsável pela retração da pasta na secagem) e *água interlamelar* (água associada à estrutura do C-S-H, esta é perdida somente por secagem forte, com UR abaixo de 11%, retraindo consideravelmente a estrutura do C-S-H).
- *água livre*: é retida nos grandes poros do gel e capilares, pode ser perdida facilmente causando variações de volume do concreto. A água livre pode servir como meio para a movimentação de substâncias agressivas no interior do concreto, e como participante de reações químicas gerando produtos expansivos que podem levar à ruptura da microestrutura.
- *vapor de água*: água presente nos vazios que contém ar.



Quanto aos agentes agressivos, a água pode atuar como solvente, por sua notável habilidade de dissolver mais substâncias que qualquer outro líquido conhecido. Estas substâncias dissolvidas na fase aquosa como os álcalis, hidroxilas, e sulfatos, podem causar decomposição química dos materiais sólidos presentes no concreto.

Segundo FORNASIER (1995), há muito tempo, pesquisadores se dedicam ao estudo da quantidade de água que, adicionada ao concreto, proporcione um material de melhor qualidade. Concluíram que quanto menor o volume de água utilizado, mais denso e com produtos de hidratação de menor tamanho é o material obtido.

### **c) Poros do concreto**

Quando se estuda a pasta de cimento hidratada, os poros podem ser designados como fase não sólida, correspondendo aos vazios preenchidos pela água ou pelo ar. Estes vazios são formados durante a reação de hidratação do cimento e resultam da cristalização dos compostos, da ascensão da água em excesso e da presença de ar incorporado ou aprisionado (SILVA FILHO, 1994).

Os poros são os defeitos da microestrutura do concreto mais importantes e estudados, possuem formas e dimensões variadas e seu tamanho pode variar de mm a nm. A relação água/cimento influencia na porosidade, na forma, no volume e na distribuição do tamanho dos poros, controlando assim a penetração de fluidos no concreto (MONTEIRO et al, 1999). Vários pesquisadores como RAMIRES (1993), MEHTA & MONTEIRO (1994), FORNASIER (1995) e NEVILLE (1997) os classificam por ordem de grandeza como:

- *poros gel* (microporos ou poros de intercamadas) são os espaços vazios entre os produtos de hidratação do cimento;
- *poros capilares* que são os espaços não ocupados pelo cimento ou pelos produtos de hidratação, originados nos espaços inicialmente ocupados pela água de amassamento em excesso que, antes da hidratação, provoca o afastamento dos grãos de cimento, sendo a porosidade capilar tanto maior quanto maior for a quantidade de água adicionada à mistura e quanto menor for o grau de hidratação do cimento;
- *macroporos* que são os vazios incorporados ou aprisionados à massa de concreto, apresentam dimensões bem maiores que os demais poros, possuem formato esférico, não são influenciados pela relação a/c nem interconectados. Conforme NEVILLE (1997), o ar

incorporado no concreto não aumenta necessariamente a permeabilidade, porém reduz a segregação, a exsudação e melhora a trabalhabilidade, permitindo o uso de relações a/c menores, porém pode afetar a resistência mecânica e a porosidade do material.

Devido à presença de poros de naturezas diferentes, alguns dos quais contribuem para a permeabilidade e outros não, é importante fazer distinção entre porosidade e permeabilidade. Porosidade é a medida da proporção do volume total do concreto ocupada pelos poros. Se a porosidade for grande e se os poros estiverem interligados, estes contribuem para o deslocamento de fluidos através do concreto, de modo que a permeabilidade também passa a ser alta. Por outro lado, se os poros forem descontínuos, portanto ineficazes para o deslocamento de fluidos, a permeabilidade do concreto será baixa, mesmo com uma porosidade alta (NEVILLE, 1997).

Um concreto com uma microestrutura de baixa permeabilidade, constituída de produtos de hidratação que formam uma estrutura de poros fechada e densa, apresentando uma interface matriz-agregado com poucas microfissuras, dificultará o fluxo de água e, provavelmente, será mais durável. Ou seja, o conhecimento da microestrutura do concreto, que determina as suas propriedades macroscópicas, se constitui no melhor indicador da sua durabilidade para um certo ambiente. A determinação da possibilidade de ingresso de fluidos pode ser um parâmetro que expressa as características da microestrutura, e que está diretamente correlacionado com a durabilidade do material (SILVA FILHO, 1994).

A forma mais eficaz de solucionar os problemas de durabilidade é buscar uma redução na possibilidade de permeação de fluidos no concreto, o que, segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), gera resultados melhores do que os obtidos com modificações na composição química do cimento. O concreto pode apresentar um bom desempenho, mesmo em ambientes agressivos, desde que se garanta uma baixa permeabilidade, através de uma dosagem e compactação adequadas, uso de adições e de uma relação a/c reduzida.

### **2.1.2 Agressividade do meio**

Um aspecto destacado por muitos pesquisadores da durabilidade do concreto é a agressividade do meio ambiente, que por ser um fator essencial para se prever a durabilidade das estruturas deve ser considerada desde a fase de projeto. A agressividade do meio,

conforme HELENE (1999), está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

Vários tipos de estruturas estão sujeitas à ambientes bastante agressivos, dentre eles MEHTA & MONTEIRO (1994) destacam as plataformas marítimas, recipientes para a manipulação de gases liquefeitos a temperaturas criogênicas e câmaras de reação a alta pressão na indústria nuclear.

Exemplos de ambientes agressivos são citados por CABRAL (2000), como gases emitidos pelas fábricas, usinas, veículos automotores, entre outros, geralmente presentes em larga escala nas grandes cidades, gases estes que contêm substâncias deletérias, as quais podem penetrar no concreto poroso rompendo o filme passivante das armaduras.

Agentes agressivos como os ácidos, que contribuem para a redução do pH e conseqüente risco de despassivação da armadura, assim como sulfatos e até a reação álcali-agregado, que geram produtos expansivos destruindo o concreto de cobertura e proteção da armadura, atuam de forma dupla, atacando principal e primeiramente o concreto e secundariamente a armadura (HELENE, 1999).

De uma síntese das publicações disponíveis, realizada por HELENE (1999), concluiu-se que a agressividade ambiental pode ser avaliada segundo o ponto de vista da durabilidade da armadura e do próprio concreto conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Classes de agressividade ambiental (HELENE, 1999)

<b>Classe de agressividade</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>	<b>Concreto recomendável</b>
I	Fraca	Insignificante	Efêmero, normal, resistente ou durável
II	Média	Pequeno	Normal, resistente ou durável
III	Forte	Grande	Resistente ou durável
IV	Muito forte	Elevado	Durável

Segundo HELENE (1999), para fins de projetos correntes, a classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado pode ser avaliada, de maneira simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura, conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Classes de agressividade do ambiente em função das condições de exposição (HELENE, 1999)

Macro-clima	Micro-clima			
	Interior das edificações		Exterior das edificações	
	Seco <sup>1</sup> UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos <sup>2</sup> de molhagem e secagem	Seco <sup>3</sup> UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos <sup>4</sup> de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	-	III
Industrial	II	III	II	III
Específico <sup>5</sup>	II	III ou IV	III	III ou IV
Respingos de maré	-	-	-	IV
Submersa > 3m	-	-	-	I
solo	-	-	Não agressivo , I	Úmido e agressivo, II, III, ou IV

Nota: 1. salas, dormitórios ou banheiros com concreto revestido com argamassa e pintura.  
 2. vestiários, banheiros, cozinhas, garagens, lavanderias.  
 3. obras no interior do nordeste do país, partes protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos.  
 4. incluindo ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

O autor cita ainda uma classificação dos concretos, referente à corrosão das armaduras, que serve como orientação para a definição dos tipos de concreto utilizados em cada situação de exposição, apresentada na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras (HELENE, 1999)

Classe do concreto	Classe de resistência (NBR 8953)	Máxima relação a/c	Deterioração por carbonatação Teor de adições	Deterioração por cloretos Teor de adições
Durável	≥ C50	≤ 0,38	≤ 10% de pozolana, sílica ativa ou escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno
Resistente	C35 C40 C45	≤ 0,50	≤ 10% de pozolana ou sílica ativa ≤ 15% de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35% de escória de alto forno
Normal	C25 C30	≤ 0,62	qualquer	qualquer
Efêmero	C10 C15 C20	Qualquer	qualquer	qualquer

Muitos autores destacam que o ambiente salino é um dos mais agressivos ao concreto armado, podendo provocar uma grande quantidade de danos ao mesmo, devido à presença de

íons cloretos, que penetram através da rede de poros do concreto (LEE et al., 1996; ANDRADE, 1997).

Segundo ISAIA (1995), há algumas décadas vêm sendo realizados vários estudos sobre a durabilidade das estruturas, que está intimamente ligada à corrosão da armadura. Buscam-se hoje materiais que, além de resistência mecânica, possuam baixa permeabilidade à água, gases e outros fluidos agressivos, estando aptos a ter melhor desempenho contra agentes deletérios e, assim, proteger a armadura.

## **2.2 CORROSÃO DA ARMADURA NO CONCRETO**

Nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com problemas de corrosão de armaduras, como resultado do envelhecimento das construções existentes (HELENE, 1993).

O estudo da corrosão de armaduras justifica-se, de acordo com PEREIRA et al. (1999), não somente pela sua elevada incidência, mas também pela complexidade do fenômeno, pelo comprometimento estrutural e conseqüente diminuição do valor do patrimônio, e pelo elevado custo envolvido na recuperação dos elementos atingidos.

Conforme dados de MONTEIRO et al. (2000), nos Estados Unidos, 22.000 pontes de concreto estão com problemas de deterioração, causando grande impacto econômico. Segundo PEREIRA et al. (1999), os levantamentos realizados no Brasil sobre os problemas das edificações (ANDRADE, 1997; ARANHA, 1994; NINCE, 1996) têm indicado que a corrosão da armadura do concreto é uma das manifestações patológicas mais incidentes.

Um levantamento de manifestações patológicas em estruturas de concreto realizado por DAL MOLIN (1988) do período compreendido entre 1977 e 1986 em 275 edificações como casas, edifícios, pavilhões industriais, prédios escolares e outros, desconsiderando obras de grande porte como pontes e barragens, verificou que a corrosão de armaduras é responsável por 11,9% das fissuras presentes nas edificações do Estado do Rio Grande do Sul, sendo responsável por 40% das manifestações patológicas graves, quando analisada segundo a gravidade e implicações na segurança estrutural.

ANDRADE (1997), em uma pesquisa em 189 obras no período de 1978 a 1996 no Estado de Pernambuco, constatou que 64% das manifestações patológicas eram decorrentes da corrosão de armaduras. Nesta pesquisa foi constatado também que as etapas do processo construtivo relativas ao planejamento/projeto e execução são responsáveis por 43% e 42%, respectivamente, das manifestações patológicas encontradas em todos os tipos de edificações pesquisadas. Nestas etapas são definidos o  $f_{ck}$ , a dosagem do concreto, as espessuras de cobertura e são tomados os cuidados com os procedimentos relativos à sua execução, como dosagem, mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura.

É importante salientar que a maioria das capitais brasileiras encontra-se ao longo da orla marítima, ou próximas a ela, estando assim sujeitas à ação da névoa salina e a contaminação dos materiais de construção pelos sais, além das altas temperaturas ali observadas, as quais aceleram o processo de corrosão. FORTES, citado por CABRAL (2000), para exemplificar a agressividade do meio na praia da Cofeco em Fortaleza, onde há uma estação de monitoramento da agressividade atmosférica, diz que a corrosão chega a destruir postes de concreto armado, utilizados na sustentação de cabos elétricos, em até dois anos de uso, enquanto que há postes que duram até mais de 45 anos em outras localidades.

Segundo HELENE (1986), a corrosão pode ser definida como a interação destrutiva do material com o meio ambiente, seja por reação química, ou eletroquímica. As armaduras de aço para concreto podem sofrer, basicamente, dois processos de corrosão: a oxidação e a corrosão propriamente dita.

O ataque provocado por uma reação gás-metal é chamado de oxidação, onde é formada uma película de óxido chamada de película passivante e protege o metal da corrosão. A perda da passividade ocorre quando fatores eletroquímicos, mecânicos ou químicos removem esta película passiva. Este tipo de corrosão é extremamente lento e não provoca a deterioração substancial da superfície do aço. Já o ataque de natureza preponderantemente eletroquímica, que ocorre em meio aquoso, é chamado de corrosão (GENTIL, 1996).

Os mecanismos de corrosão não são simples, segundo GENTIL (1996), pois dependem de diversos fatores como a permeabilidade do concreto à água e gases, o grau de carbonatação atingido pelo concreto, a composição química do aço, o estado de fissuração da peça e as características do ambiente, principalmente a umidade relativa do ar e a eventual presença de íons agressivos.

### 2.2.1 Mecanismo da Corrosão de Armaduras no Concreto

O mecanismo de corrosão do aço no concreto é um fenômeno de caráter eletroquímico (ANDRADE, 1992; GENTIL, 1996). Esta corrosão conduz à formação de óxidos e hidróxidos de ferro, cujo volume é muitas vezes maior que o volume original do metal, causando expansão, fissuração e finalmente lascamento do cobrimento de concreto, podendo também ocasionar dano estrutural à peça devido à perda de aderência entre o aço e o concreto e diminuição da área da seção transversal da armadura (DETWILER et al. 1991; MEHTA & MONTEIRO, 1994; HELENE, 1999; AİTCIN, 2000). Ocorre somente na presença de um eletrólito, uma diferença de potencial, oxigênio e na presença ou não de agentes agressivos (GENTIL, 1996).

Na Figura 2.2 visualiza-se a formação de uma célula de corrosão ou pilha, onde há um ânodo, um cátodo, um condutor metálico e eletrólito. Qualquer diferença de potencial entre as zonas catódica e anódica acarreta o aparecimento de corrente elétrica. Dependendo da magnitude desta corrente e do acesso de oxigênio, poderá ocorrer a corrosão (HELENE, 1986).

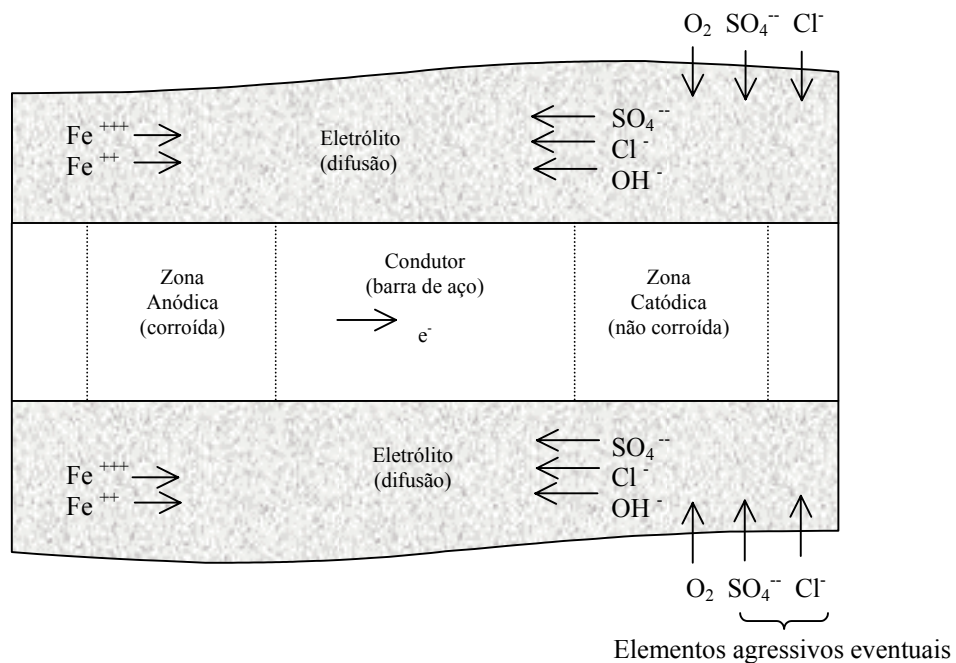


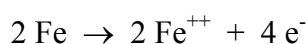
Figura 2.2 Célula de corrosão em concreto armado (HELENE, 1986).

O eletrólito ou condutor normalmente é uma solução aquosa, por onde os íons são transportados, através de uma corrente elétrica. No concreto, dentro dos poros da pasta de

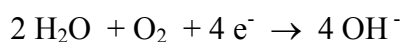
cimento endurecida, quase sempre existe água e, geralmente, em quantidades suficientes para atuar como eletrólito. Além disto, certos produtos de hidratação do cimento, como por exemplo o  $\text{Ca(OH)}_2$  (hidróxido de cálcio), que é solúvel em água, também formam nos poros capilares uma solução saturada que constitui um bom eletrólito (HELENE, 1986).

Quando se submerge o aço em uma solução, parte dos átomos de ferro tende a passar à mesma, transformando-se em cátions ferro ( $\text{Fe}^{++}$ ), com carga elétrica positiva, deixando a armadura com carga negativa e criando o que se conhece como potencial de equilíbrio. Isto, segundo GENTIL (1996), não gera por si só a força eletromotriz, mas em presença de reagentes capazes de sofrer redução pode-se formar uma pilha ou célula de corrosão eletroquímica. Qualquer diferença de potencial que se produza entre dois pontos da barra, por diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto e no aço, é capaz de desencadear pilhas ou cadeias de pilhas.

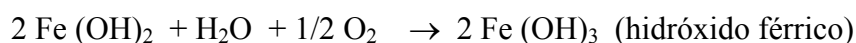
Também é necessário que haja oxigênio, além do eletrólito, para a formação dos produtos de corrosão - ferrugem. Nas zonas anódicas se produz a oxidação do metal (processo e combinação de uma substância com o oxigênio), liberando elétrons que migram através do metal em direção a outro lugar onde reagem para produzir uma redução de alguma substância existente no eletrólito, portanto é a parte da armadura que está sendo corroída (CEB, 1992; ANDRADE, 1995; GENTIL, 1996). Nesta zona acontece a seguinte reação:



Nas zonas catódicas, ocorre a redução (processo em que há ganho de elétrons), em meios neutros e aerados, para esta região é que se dirige a corrente e de onde os íons com carga negativa passam para o eletrólito. Nesta zona ocorre a seguinte reação:



As reações de corrosão produzidas pelas reações anteriormente citadas com formação de ferrugem (hidróxido férrico) são mostradas a seguir (HELENE, 1986).



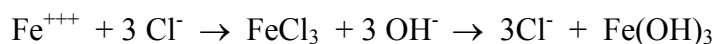
O processo de corrosão pode ser acelerado pela presença de agentes agressivos contidos ou absorvidos pelo concreto. Entre eles, GENTIL (1996) cita o dióxido de carbono,



os íons sulfetos, os íons cloretos, os nitritos, o gás sulfídrico, o cátion amônio, os óxidos de enxofre, fuligem, entre outros. Segundo ANDRADE (1995), PEREIRA et al. (1999) e RODOLPHO & ISA (1999) a carbonatação e os íons cloreto são os principais agentes iniciadores do processo de corrosão de armaduras nas estruturas de concreto armado.

A penetração de íons cloreto no concreto pode romper a película de passivação proporcionada pelo ambiente alcalino (pasta de cimento), assim como pode diminuir a resistividade do concreto, acelerando diretamente o processo corrosivo, provocando a formação de pilhas eletroquímicas e deflagrando a corrosão da armadura (MAYS, 1992; GENTIL, 1996; RODOLPHO & ISA, 1999).

As reações que ocorrem na presença do íon cloreto, segundo HELENE (1986), são as descritas a seguir:



O íon cloreto atua como catalisador e não é consumido nas reações de corrosão, participando somente em compostos intermediários, retornando à solução para reagir novamente com o metal (LIMA, 1990), portanto pequenas quantidades de cloreto podem ser responsáveis por grandes corrosões.

A penetração dos íons cloreto se dá através de processos de difusão, impregnação ou absorção capilar de águas contendo cloretos (através de sais descongelantes, água do mar, solo contaminado), que ao superarem um certo limite na solução dos poros do concreto, em relação à concentração de hidroxilas, perturbam a camada passivadora do aço através da dissolução da película de óxidos protetora da armadura, despassivando a superfície do aço e tornando possível o início do processo de corrosão (HAUSMANN, 1967; LIN, 1992; MAYS, 1992; HUSSAIN et al., 1995; ISAIA, 1995; NEVILLE, 1997; SATO, 1998). Estes cloretos também podem ter sido inseridos no concreto durante a fase de amassamento, sob a forma de aditivos aceleradores de pega, agregados contaminados, ou água contendo cloretos.

CEB (1992), HELENE (1995) e MEHTA & MONTEIRO (1994) destacam que em ambiente marinho, as estruturas de concreto localizadas na região de variação e respingos de maré são as mais atacadas, pois tem cloretos, água e oxigênio suficientes para o processo de corrosão da armadura.

## **2.2.2 Fatores que Influenciam o Processo de Corrosão da Armadura**

Neste item serão abordados aspectos referentes à composição e execução do concreto que influenciam de maneira direta ou indireta o processo de corrosão da armadura.

Para o CEB (1992), o parâmetro mais importante que governa a proteção da armadura e a corrosão do aço é a qualidade do concreto de cobrimento, destacando a espessura de cobrimento, a permeabilidade do concreto (que é função da relação a/c, cura, adensamento), o tipo e consumo de cimento, uso de aditivos e adições, as características do ambiente, entre outros.

De todos os fatores intervenientes, serão discutidos com maior profundidade aqueles que normalmente estão presentes nos modelos de previsão de vida útil e que serão avaliados nesta pesquisa.

### **a) Relação água/cimento**

Para o CEB (1989), a relação a/c é o principal parâmetro que rege a durabilidade do concreto, influenciando as propriedades de absorção capilar de água, permeabilidade por gradiente de pressão, difusividade e migração de íons. Sendo, portanto o principal fator de dosagem na determinação do grau de proteção oferecido pelo concreto ao aço.

O controle da porosidade do concreto, com a diminuição dos poros da pasta de cimento e na sua interface está relacionado com a redução da relação a/c (FORNASIER, 1995), fazendo com que as partículas de cimento fiquem mais próximas umas das outras na pasta de cimento fresca, portanto, quando ocorrem as reações de hidratação do cimento, a estrutura se fecha mais rapidamente, com cristais menores, resultando em um concreto menos poroso, aumentando, conseqüentemente, a proteção do concreto às armaduras (AÏTCIN, 2000).

Esta proteção oferecida às armaduras pelo concreto com baixa relação a/c é devido ao menor acesso dos agentes agressivos e oxigênio e também devido à presença, em menor quantidade, de eletrólito nos poros do concreto, o que torna menos provável o início do processo de corrosão.

## **b) Adição de sílica ativa**

As propriedades do concreto fresco são significativamente alteradas, quando comparadas às dos concretos convencionais, pela introdução de adições minerais na mistura (LOPES, 1999).

No estudo realizado por ISAIA (1995), em concretos com adições pozolânicas, foi verificado que a adição de pozolanas conferiu maior refinamento dos poros e dos grãos dos produtos de hidratação, incrementou o tamponamento e tortuosidade dos poros capilares, conferindo menor porosidade aos concretos. Significando, em termos de durabilidade, que estes concretos com adições possuem alta resistência ao ataque por agentes externos como o ingresso de cloretos, proporcionando uma maior proteção contra a corrosão da armadura (MALHOTRA & RAMEZANIANPOUR, 1995; NEVILLE, 1997).

Como subproduto industrial da produção de silício metálico, ligas de ferro-silício ou outros produtos silicosos a partir do quartzo de elevada pureza e carvão em fornos elétricos à arco, a temperaturas da ordem de 2000° C, a sílica ativa vem sendo utilizada no concreto como adição pozolânica em razão de se produzir concretos com propriedades bastante melhoradas, principalmente resistências elevadas e baixa permeabilidade (MAAGE & SALLEVOLD, 1987; MALHOTRA, 1993; MEHTA & MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997; VIEIRA et al., 1997; AİTCIN, 2000).

A massa específica da sílica ativa é geralmente de 2,20 g/cm<sup>3</sup>, este valor é menor que o encontrado para o cimento Portland sem adições que é de 3,15 g/cm<sup>3</sup>. O diâmetro médio das partículas é tipicamente menor que 0,1 µm e a superfície específica dessas partículas chega a valores de cerca de 20000 m<sup>2</sup>/kg, que é 13 a 20 vezes maior que a superfície específica de outros materiais pozolânicos, aumentando a demanda por água em concretos com baixa relação a/c, tornando necessário o uso de aditivo plastificante ou superplastificante. Por ser um material muito fino, apresenta massa unitária muito baixa: 200 a 300 kg/m<sup>3</sup> (BABU & PRAKASH, 1995; NEVILLE, 1997; AİTCIN, 2000).

MALHOTRA (1993), MEHTA & MONTEIRO (1994) e AİTCIN (2000) classificam a sílica ativa como material altamente pozolânico, devido ao fato de ser constituída basicamente de sílica amorfa, possuindo área superficial muito elevada.

A sílica ativa exerce um efeito físico (microfíler) e um efeito químico (pozolânico) durante o processo de hidratação do cimento, atuando na formação de uma microestrutura

mais densa, homogênea e uniforme (SILVA FILHO, 1994; BENTZ & STUTZMAN, 1994; ISAIA, 1995).

O efeito físico é causado pela extrema finura da sílica ativa e pela forma esférica das partículas, sendo responsáveis, segundo FORNASIER (1995), pelos seguintes efeitos:

- *Redução do espaço disponível para a água*: ocorre devido à extrema finura das partículas de sílica ativa, que ocupam os vazios entre os grãos de cimento de maneira mais efetiva, diminuindo os espaços disponíveis à água, densificando, deste modo, a pasta de cimento, denominado de efeito empacotamento (ISAIA, 1995).

- *Maior número de pontos de nucleação*: contribuindo para o processo de hidratação do cimento devido à extrema finura de suas partículas que constituem pontos de nucleação do hidróxido de cálcio, resultando um desenvolvimento inicial da resistência e evitando a formação de cristais grandes de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  com orientação preferencial na zona de transição, proporcionando uma maior refinamento da estrutura de poros (MAAGE & SALLEVOLD, 1987; ISAIA, 1995; NEVILLE, 1997, VIEIRA et al., 1997).

- *Torna a mistura mais coesiva, diminui a segregação e aumenta a viscosidade e coesão interna*: segundo AİTCIN (2000), o aumento da coesão acontece devido à redução da exsudação interna do concreto fresco em função da alta superfície específica das partículas de sílica ativa (o que diminui significativamente a água livre da mistura) e também pelo aumento da área de contato entre os grãos de material cimentício. MAAGE & SELLEVOLD (1987), MALHOTRA (1993), DAL MOLIN (1995) e NEVILLE (1997) afirmam que o aumento da coesão da mistura e a pouca exsudação podem resultar em fissuração por retração plástica com secagem, a menos que se tomem certos cuidados durante a cura.

- *Redução do tamanho dos poros e canais capilares*: a estrutura das pastas torna-se mais homogênea por diminuir o tamanho dos poros, porém o volume total de poros não se altera de maneira significativa, mas a redução do tamanho dos poros capilares aumenta a probabilidade de que estes estejam descontínuos (WOLF, 1991).

- *Eliminação do efeito parede do agregado devido ao empacotamento mais eficiente das partículas finas na superfície do agregado*: as partículas de sílica se posicionam muito próximas do agregado, causando um efeito positivo na zona de transição (ISAIA, 1995; PAULON, 1996; NEVILLE, 1997; RODOLPHO & ISA, 1999), devido ao fato que a sílica ativa, por apresentar grande finura, reduz a exsudação, de modo que não fica água aprisionada

sob as partículas maiores de agregado graúdo (RAMIRES, 1993). Em consequência, fica reduzida a porosidade na zona de interface, apresentando uma estrutura mais densa e menos espessa, em relação ao que ocorre com um concreto sem sílica ativa (DAL MOLIN, 1995).

A sílica ativa, no concreto, também possui um efeito químico, no qual as partículas de  $\text{SiO}_2$ , por serem altamente reativas, reagem com o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento, gerando o silicato de cálcio hidratado que subdivide os poros capilares, diminuindo a permeabilidade. O composto resistente de silicato de cálcio hidratado, gerado na reação pozolânica, é semelhante ao formado pela reação de hidratação do cimento, que é o maior responsável pela resistência da pasta (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

O efeito químico da sílica ativa também está presente na zona de transição através do aumento da aderência. Nos concretos sem adição, os cristais de hidróxido de cálcio, que possuem ligações por forças de Van der Waals mais fracas que as do C-S-H, aparecem em maior quantidade na zona de transição devido ao espaço disponível. Com a reação pozolânica tem-se uma diminuição do teor de  $\text{Ca(OH)}_2$  e formação de compostos mais resistentes como o C-S-H ocasionando, segundo MEHTA & MONTEIRO (1994) e BENTZ & STUTZMAN (1994), uma melhor aderência entre pasta/agregado e pasta/armadura.

Em levantamento realizado por FORNASIER (1995) foi observada uma grande variabilidade nas conclusões dos pesquisadores sobre a porcentagem ideal da sílica ativa a adotar, pois esta quantidade depende da compatibilidade e proporção dos materiais utilizados, do desempenho desejado e das condições do ambiente de exposição do concreto. Os valores encontrados nesta pesquisa para os teores usuais de sílica ativa foram de 5 a 30%, sendo o teor de adição em torno de 10% o mais recomendado pelos pesquisadores. AITCIN (2000) diz que, teoricamente, para fixar todo o potencial de cal liberado pela hidratação de  $\text{C}_3\text{S}$  e do  $\text{C}_2\text{S}$ , a dosagem da sílica ativa estaria entre 25 e 30%, o que, devido à elevada quantidade de superplastificante necessária, eleva o custo, tornando inviável a utilização destes teores em obra. Outro problema ocasionado pela alta dosagem desta adição é a redução do pH do concreto, diminuindo a reserva alcalina. Conforme o autor, normalmente a sílica ativa tem sido usada com uma dosagem de 3 a 10%.

### **c) Tempo de cura**

Para a obtenção de um bom concreto, deve-se realizar uma cura de maneira cuidadosa, principalmente em concretos com adição de sílica ativa (BABU & PRAKASH,

1995; AİTCIN, 2000). A cura tem como objetivo manter o concreto saturado (ou o mais próximo disso), não permitindo a perda d'água até que os espaços da pasta de cimento fresca, inicialmente preenchidos com água, tenham sido preenchidos pelos produtos da hidratação do cimento (GOWRIPALAN, et al. 1990).

Segundo o CEB citado por PRUDÊNCIO (1987), o processo de cura deve se desenvolver continuamente durante o tempo mínimo suficiente para que o concreto atinja no mínimo 70% da resistência especificada para a estrutura. Este tempo irá depender do tipo de cimento empregado e presença ou não de adições.

Em função do método de cura utilizado PRUDÊNCIO (1987) e RAMIRES (1993) destacam que o período de tempo que o concreto deve ser protegido contra a perda de água depende do tipo de cimento, das proporções da mistura, da resistência desejada, do tamanho e forma da peça e das condições ambientais. Estudos realizados por MALHOTRA & RAMEZANIAMPOUR (1995) confirmam que a redução do período de cura resulta em maior porosidade e concretos mais permeáveis.

Segundo o CEB (1992) e KULAKOWSKI (1994), a cura tem um efeito marcante nas propriedades de transporte no concreto, pois tem maior influência no desenvolvimento do grau de hidratação, na formação de poros grandes ou pequenos, contínuos ou descontínuos (WHITING & KUHLMANN, 1987; ISAIA, 1995), influenciando as propriedades do concreto endurecido, principalmente a durabilidade, a resistência, a estabilidade volumétrica e a resistência à abrasão (RAMIRES, 1993). Quando realizada de maneira inadequada pode resultar em concreto poroso e fraco próximo à superfície, sendo mais vulnerável ao ataque de substâncias agressivas, possibilitando a iniciação do processo de corrosão das armaduras (GOWRIPALAN, et al. 1990).

#### **d) Temperatura de exposição durante a cura**

A temperatura e a umidade relativa durante a cura influenciam no desenvolvimento da resistência, na microestrutura e, a longo prazo, na durabilidade do concreto (DETWILER et al., 1991; PATEL et al., 1995). Os autores ressaltam que a cura, em elevadas temperaturas, conduz ao desenvolvimento de uma microestrutura densa, porém não refinada, com um acréscimo do tamanho dos cristais de C-S-H formados, aumentando também a proporção de hidróxido de cálcio formado, em agrupamentos densos, ao contrário da estrutura lamelar encontrada em concretos curados à temperatura ambiente.

A elevação da temperatura do concreto aumenta o risco de fissura térmica, principalmente concretos com adição de finos como a sílica ativa (devido à tendência de redução da exsudação), aumentando a permeabilidade do concreto (ISAIA, 1995; MALHOTRA & RAMEZANIAMPOUR, 1995). O CEB (1989) destaca que a sensibilidade do concreto à cura aumenta com o decréscimo da relação a/c. Por isso é muito importante a proteção destes concretos dos efeitos causados pelo tempo seco e quente.

HUSSAIN et al. (1995) encontraram, em estudos realizados sobre o comportamento do transporte de cloretos em concretos curados em diferentes temperaturas (20 e 70°C), que o aumento da temperatura de cura causou a diminuição da taxa de entrada de cloretos, concluindo que a temperatura durante a cura tem grande influência nas propriedades relacionadas à entrada de agentes agressivos no concreto.

#### **e) Outros fatores**

##### **- Umidade relativa**

O grau de saturação dos poros do concreto (eletrólito) tem grande influência na cinética da corrosão (MAYS, 1992; LÓPEZ & GONZÁLEZ, 1993). O CEB (1989) salienta que a corrosão será extremamente lenta ou não ocorrerá em concretos secos (não há eletrólito suficiente para que ocorram as reações) nem em concretos saturados (dificultam a chegada de oxigênio), mesmo que a camada passivante do aço tenha sido destruída. A velocidade de corrosão máxima só acontece em teores de umidade altos, porém sem a saturação dos poros, possibilitando a chegada do oxigênio até a armadura (LIMA, 1990; ANDRADE, 1992; SATO, 1998).

PEREPEREZ et al. (1987), estudando a influencia da umidade do concreto em alguns processos de degradação, constataram que a umidade relativa para que ocorra corrosão da armadura na presença de íons cloreto deve estar situada entre 65 e 95%. EWERTSON & PETERSSON (1993) dizem que quanto mais seco for o ambiente de cura mais permeável o concreto se torna.

##### **- Presença de íons cloreto**

A presença de íons cloreto no concreto, provenientes do ambiente, acelera o processo de corrosão de armaduras, tanto no que diz respeito à iniciação quanto à propagação (TUUTTI, 1982). Podem ser encontrados no concreto, conforme FREY et al. (1994), de duas

formas: cloretos livres (na forma de íons na água dos poros) e cloretos fixos (combinados quimicamente com as fases alumino-férricas formando cloro-aluminatos, ou fisicamente adsorvidos nas paredes dos poros através do C-S-H).

Os cloretos livres presentes no eletrólito dentro dos poros do concreto são a primeira causa da despassivação do aço e subsequente corrosão da armadura (MANGAT & MOLLOY, 1994). Certos componentes do cimento ou seus produtos hidratados reduzem a ação dos íons cloreto, removendo-os da fase líquida (eletrólito), tornando-os inofensivos à armadura (LIMA, 1990).

A remoção dos cloretos da fase líquida se dá pela combinação destes com os aluminatos de cálcio ( $C_3A$ ) e os ferroaluminatos de cálcio ( $C_4AF$ ). Destas reações resultam o cloroaluminato de cálcio hidratado e o cloroferrato de cálcio hidratado, respectivamente (TUUTTI, 1982). O composto predominante é o cloroaluminato de cálcio hidratado, também chamado de Sal de Friedel (LIMA, 1990; MONTEIRO et al. 1999). A combinação química do  $C_3A$  com cloretos é destacada pelos efeitos benéficos, quanto mais alto o teor de  $C_3A$  do cimento e maior o consumo de cimento, maior a quantidade de íons cloreto fixos (LIMA, 1990; HUSSAIN et al., 1995; NEVILLE, 1997; MEDEIROS et al. 1999).

Segundo ANDRADE (1995), há uma dificuldade de estabelecer um limite seguro para o conteúdo máximo de cloretos, abaixo do qual não exista risco de despassivação do aço, já que este limite depende de muitas variáveis, entre elas o tipo de cimento, proporção de cimento, relação a/c, umidade, entre outros. Segundo KULAKOWSKI (1994), o teor de cloretos permitido no concreto é aquele tomado como o necessário para despassivar o aço, porém este limite não está bem estabelecido, uma vez que verifica-se certa divergência em normas de diversos países.

ANDRADE (1992) e KAYYALI & HAQUE (1995) citam que em algumas normas internacionais, tais como BS 8110-1985<sup>1</sup>, ACI 318/83<sup>2</sup> e pr EN 206<sup>3</sup>, aceita-se um valor médio para o teor de cloretos de 0,4% em relação à massa de cimento ou 0,05 a 0,1% em relação à massa de concreto.

---

<sup>1</sup> BS 8110 – British Standard (Inglaterra). *Structural use of concrete*.

<sup>2</sup> ACI 318 – Comité Euro-internacional du Béton – CEB. *Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)*. Paris, Bulletin D'Information n° 162, 1993.

<sup>3</sup> pr EN 206 – Projecte Européen de Normalization (Mercado Comum Europeu). *Performance production, mise em oeuvre et critères de conformité*.



ROSTAM citado por GENTIL (1996) apresenta valores menos rígidos para o teor crítico de cloretos relacionados com a possibilidade de corrosão em concreto armado (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 Valores de cloretos relacionados com a possibilidade de corrosão em concreto (ROSTAM citado por GENTIL (1996)).

<b>Cloretos em relação à massa de cimento (%)</b>		
<b>Adicionado à mistura</b>	<b>Proveniente do meio externo</b>	<b>Risco de corrosão</b>
< 0,6	< 0,4	Baixo
0,6 a 1,0	0,4 a 1,0	Médio
> 1,0	> 1,0	Alto

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 1978) limita o teor máximo de cloretos em 500 mg/l em relação à água de amassamento, isto é na ordem de 0,02% em relação à massa de cimento, o que é mais exigente que a normalização estrangeira.

Porém segundo alguns pesquisadores, o teor de  $Cl^-$  não serve para avaliar a potencialidade de corrosão, sendo o teor mínimo de cloretos necessário para a despassivação melhor expresso pela relação  $[Cl^-]/[OH^-]$  da solução dos poros (HAUSMANN, 1967). Este é o critério mais confiável para a previsão da iniciação da corrosão segundo KAYYALI e HAQUE (1995), e quanto maior a relação mais alta será a taxa de corrosão. Porém, segundo levantamento realizado por FIGUEIREDO citado por KULAKOWSKI (1994) não existe um consenso sobre o valor desta relação.

PEREIRA et al. (1999) consideram que uma certa quantidade de íons cloreto pode ser tolerada sem risco de corrosão, uma vez que, após reagirem com os aluminatos, provenientes da hidratação do cimento, os demais íons estarão livres para atacar o filme passivante. Esta quantidade dependerá do tipo de cimento utilizado.

#### - Tipo e consumo de cimento

A escolha do cimento mais adequado a resistir a agressividade ambiental também é um aspecto lembrado por HELENE (1999). Segundo o CEB (1989), o tipo de cimento irá influenciar na maior ou menor capacidade de fixação dos íons cloreto. A utilização de cimentos com adição de cinza volante, escórias e adições como a sílica ativa, reduz significativamente a penetrabilidade e aumentam a resistividade do concreto, reduzindo a velocidade de corrosão, pois proporcionam uma matriz mais densa, dificultando a entrada de agentes agressivos como os cloretos, assim como de oxigênio e de umidade, todos necessários para que a corrosão aconteça (NEVILLE, 1997). HELENE (1999) diz que para reduzir a

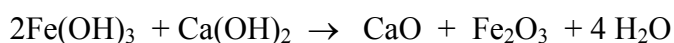
penetração de cloretos são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III (com escória de alto forno) e CP IV (com cinza volante).

Em estudos realizados por BUENFELD e OKUNDI (1998) foi constatado que o aumento do consumo de cimento também reduz a resistência ao transporte de substâncias, aumentando assim a durabilidade do concreto. Os autores explicam este resultado dizendo que o pico de temperatura gerado pela hidratação do cimento em elementos de concreto é função do consumo de cimento, e esta temperatura elevada aumenta o risco de fissuras térmicas nas primeiras idades.

#### - Alcalinidade do concreto

A alcalinidade do concreto é propiciada pelas reações de hidratação dos silicatos de cálcio ( $C_3S$  e  $C_2S$ ) que liberam certa quantidade de  $Ca(OH)_2$ , que é uma base forte. Esta, juntamente com os álcalis do cimento, quando se dissolve em água preenchendo os poros do concreto, confere-lhe um caráter alcalino, proporcionando uma passivação do aço (LIN, 1990; DETWILER et al., 1991; FREY et al., 1994). Segundo LIMA (1990) e ANDRADE (1992), estas substâncias situam o pH da solução presente nos poros em valores entre 12,6 e 14. HELENE (1986) assegura que em concretos com pH entre 10,5 e 13 está garantida a proteção do aço desde que este se apresente homogêneo e compacto. LIMA (1990) lembra que em concretos com pH abaixo de 10,5 o filme protetor poderá ser rompido.

Uma das funções do cobrimento de concreto é, portanto, proteger esta película protetora da armadura contra danos mecânicos e manter sua estabilidade (ANDRADE, 1992; LIMA, 1990). Esta película é de ferrato de cálcio, resultante da combinação da ferrugem superficial com o hidróxido de cálcio. A reação apresentada a seguir mostra a formação do ferrato de cálcio (HELENE, 1986).



Em concreto armado, a proteção oferecida pela alta alcalinidade da solução dos poros pode ser destruída pela carbonatação. Segundo IHEKWABA et al. (1996), a poluição nas grandes cidades leva a uma considerável concentração de  $CO_2$ , que reage com o  $Ca(OH)_2$ , causando a carbonatação do concreto e diminuição do seu pH. Estudos realizados pelo autor indicaram que o transporte de cloretos no concreto é retardado pela presença da frente de carbonatação, devido ao maior fechamento dos poros pelos produtos da carbonatação.

Outro fator que pode reduzir a alcalinidade do concreto é o uso de adição pozolânica, como a sílica ativa, que consome o  $\text{Ca(OH)}_2$  para a formação de mais compostos resistentes (C-S-H), causando uma redução da reserva alcalina, como foi comentado anteriormente para a influência da adição de sílica ativa na corrosão.

### 3 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE FLUIDOS NO CONCRETO

A maior parte das manifestações patológicas apresentadas pelos concretos são desencadeadas pelo transporte de líquidos, gases e íons através do mesmo. Portanto, a consideração da durabilidade exige um entendimento dos fenômenos envolvidos nestes processos (NEVILLE, 1997). O deslocamento dos agentes agressivos depende principalmente da estrutura da pasta de cimento hidratada e ocorre através dos poros e das suas microfissuras (CEB, 1992).

No que diz respeito à facilidade de deslocamento de fluidos através do concreto, devem ser distinguidos três mecanismos: *permeabilidade*, que se refere a escoamento sob diferencial de pressão; *absorção capilar*, que é o resultado de movimentos capilares nos poros do concreto abertos ao meio ambiente; e *difusão*, que é o processo no qual o fluido se desloca por efeito de uma diferença de concentração (ZHANG & GJØRV, 1994; NEVILLE, 1997).

Segundo o CEB (1992), cada processo está associado a uma propriedade do material que define as possibilidades de acesso características do corpo, denominadas respectivamente de permeabilidade, absorção e difusividade.

HELENE (1993) e SATO (1998), consideram também a existência da migração de íons por ação de um campo elétrico. A Figura 3.1 apresenta um esquema dos quatro mecanismos de transporte de líquidos, gases e íons cloreto no concreto, considerados pelos autores.

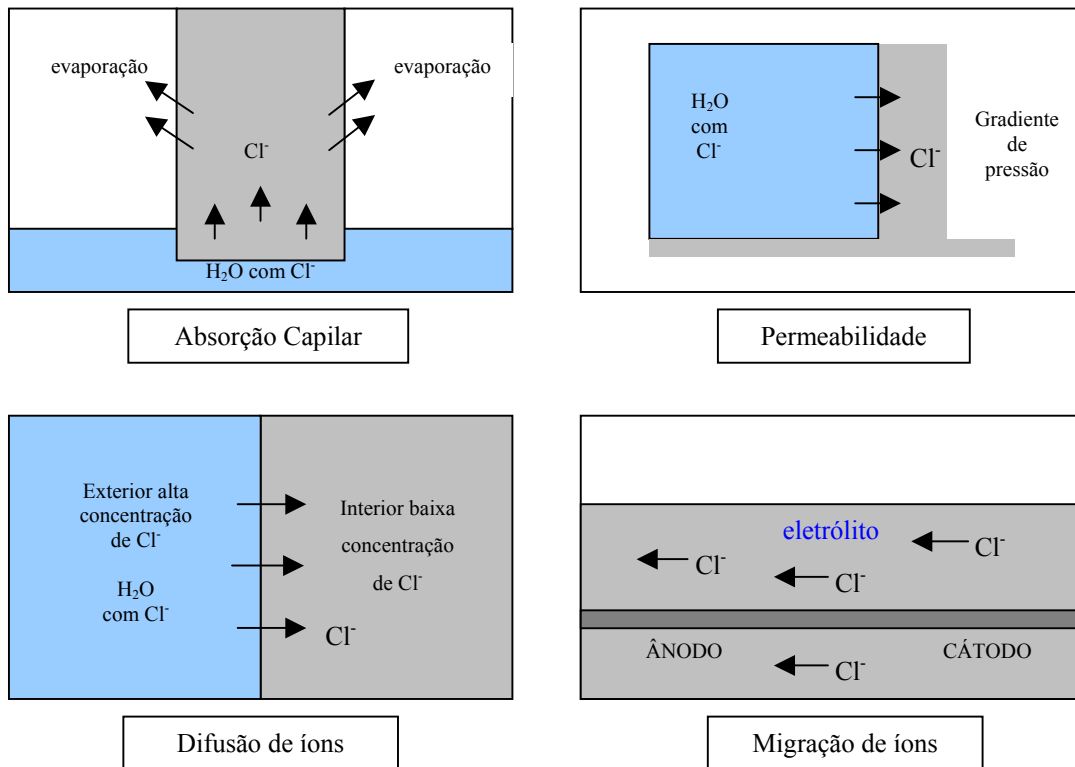


Figura 3.1 Representação esquemática dos mecanismos de transporte de íons cloreto no concreto (HELENE, 1993)

### 3.1 ABSORÇÃO CAPILAR

A absorção capilar ocorre quando a entrada de líquidos no concreto acontece devido à tensão superficial atuante nos poros. Este mecanismo é influenciado, segundo NEVILLE (1997), pelas características do líquido (viscosidade, densidade e tensão superficial), pelas características do sólido (estrutura dos poros - raio, tortuosidade e continuidade dos capilares), pela energia superficial e teor de umidade.

HELENE (1993) afirma que, para efeito de absorção capilar, deve-se considerar o maior ou menor grau de saturação do concreto, pois não pode haver absorção capilar em concretos saturados.

A estrutura de poros também é de grande importância para a determinação da absorção capilar, tanto da altura de água, como do volume de água absorvido e velocidade de absorção. Quanto menores os diâmetros dos poros, maiores as pressões capilares e maior a altura de ascensão capilar; o inverso ocorre com poros capilares maiores, estes alcançam

alturas menores, porém o volume absorvido é maior (KULAKOWSKI, 1994; FORNASIER, 1995; FERREIRA, 1999).

Em estudos realizados por HELENE (1993), concluiu-se que em concretos com reduzida relação a/c, os poros têm menores diâmetros e são menos comunicáveis, resultando em menores volumes absorvidos e menores alturas de ascensão.

### **3.2 PERMEABILIDADE**

A permeabilidade caracteriza-se pela existência de um gradiente hidráulico, que força o deslocamento de um fluido no concreto pela penetração sob pressão (FORNASIER, 1995; FERREIRA, 1999). Depende de fatores como: pressão exercida, geometria dos vazios, viscosidade do líquido, espessura do material, presença de ar nos poros e tempo.

No concreto, segundo WOLF (1991), a estrutura da pasta de cimento, o agregado e a zona de transição determinam a facilidade com que os fluidos, líquidos ou gases penetram e se deslocam no material, sob os mais distintos gradientes de pressão.

KULAKOWSKI (1994) e LOPES (1999) destacam que a permeabilidade é função principalmente das dimensões, distribuição, tortuosidade e continuidade dos poros da matriz da pasta de cimento. Portanto está intimamente ligada, segundo ISAIA (1995), à quantidade, tipo de cimento e de adições minerais, relação água/aglomerante e condições de cura, que, segundo o autor, são os fatores fundamentais que governam a formação da maior ou menor porosidade do concreto.

### **3.3 MIGRAÇÃO**

Este mecanismo de transporte no concreto acontece quando há ocorrência de um campo elétrico, provocando a movimentação de carga elétrica pelos íons presentes (HELENE, 1993; FERREIRA, 1999; LOPES, 1999). Segundo KULAKOWSKI (1994), este campo

elétrico pode ser proveniente da existência de pilhas de corrosão eletroquímica ou de uma diferença de potencial gerada por uma fonte externa.

### 3.4 DIFUSÃO

O transporte por difusão consiste no movimento de substâncias devido à diferença de concentração e o fluxo de substâncias gerado tende a equilibrar as concentrações (CEB, 1989; ANDRADE, 1992; LOPES, 1999). Conforme LIN (1990), quanto maior for o gradiente de concentração, mais intenso será o fenômeno.

No que diz respeito à difusão de gases, o dióxido de carbono e o oxigênio apresentam grande interesse: o primeiro leva à carbonatação da pasta de cimento hidratada e o segundo torna possível a corrosão da armadura do concreto (WOLF, 1991; NEVILLE, 1997).

Um fator que influencia diretamente a difusão de gases é o conteúdo de umidade do concreto, que depende da umidade relativa do ambiente no qual se insere o material. Segundo o CEB (1992), quando a umidade do ar é elevada, os poros da estrutura vão estar cheios de água, dificultando a passagem dos gases e diminuindo, conseqüentemente, a difusão.

Além da difusão de gases, íons de caráter agressivo, particularmente cloretos e sulfatos, se deslocam por difusão na água dos poros. É nessa água que ocorrem as reações com a pasta de cimento hidratada de modo que a difusão iônica é importante com relação ao ataque por sulfatos ao concreto e ao ataque de cloretos à armadura. No concreto constantemente imerso em água a difusão de íons é considerada dominante no transporte de cloretos (ZHANG et al. 1998; DHIR et al, 1998). NEVILLE (1997) ressalta que a difusão iônica é mais efetiva quando os poros da pasta de cimento hidratada estão saturados, mas também pode ocorrer em concretos parcialmente saturados.

A difusão através da água é quatro ordens de grandeza maior que a difusão através do ar, variando também com a idade porque o sistema de poros do concreto torna-se mais fechado com a evolução da hidratação do cimento (NEVILLE, 1997).

### 3.4.1 Difusão de Cloretos no Concreto

O problema do ataque por cloretos geralmente surge quando íons cloreto são provenientes do meio. Isso pode ser causado por sais descongelantes, água do mar em contato com o concreto, névoa marinha, entre outros (LIN, 1991). Qualquer que seja a origem, os cloretos penetram no concreto pela movimentação da água contendo cloretos, bem como por difusão dos íons na água e por absorção. O ingresso prolongado e repetido pode, com o tempo, resultar em altas concentrações de íons cloreto junto à superfície do aço da armadura (NEVILLE, 1997).

O ingresso de cloretos é progressivo em concretos ora expostos à água do mar ora secos, pois o concreto seco vai sendo embebido por água do mar por absorção e, em certas condições, até a saturação. Se as condições externas passarem a mais secas, inverte-se o movimento da água e ela evapora pelas extremidades dos poros capilares abertas ao ar. No entanto, é a água pura que se evapora, permanecendo os sais. Assim, aumenta a concentração salina da água nas proximidades da superfície do concreto. O gradiente de concentração que se origina faz com que o sal da região superficial se desloque para as partes de menor concentração, através do transporte por difusão (NEVILLE, 1997). Como resultado deste processo a concentração de cloretos decresce da superfície para o interior do concreto (CEB, 1989).

O transporte de cloretos resultante do processo de difusão, quando se considera o período de iniciação, segundo TUUTTI citado por ISAIA (1995), depende dos seguintes parâmetros:

- concentração diferencial de cloretos entre o ambiente e o concreto;
- distância de transporte, dependente da espessura de cobrimento;
- permeabilidade do concreto contra cloretos;
- capacidade do concreto de fixar cloretos (conteúdo de álcalis do cimento);
- concentração de cloretos na superfície do concreto.

A difusividade de íons cloreto depende da estrutura porosa do concreto, da temperatura, da umidade relativa, das interações eletrostáticas entre íons e as paredes dos poros e também do consumo e composição química do cimento (HELENE, 1993; SATO, 1998; DHIR et al., 1998). LIN (1992) destaca que o coeficiente de difusão de cloretos no concreto é função principalmente da temperatura, da relação a/c, da maneira em que o



concreto foi preparado e curado e do tempo de cura. Segundo ATKINSON & NICKERSON (1984), LIN (1990), NGALA et al. (1995), IRASSAR et al. (1999) e AİTCIN (2000), a relação a/c é o parâmetro principal que influencia a penetração de íons cloreto no concreto, devido ao refinamento da porosidade capilar. Em concretos com baixas relações a/c os cloretos são obrigados a difundir-se por caminhos mais tortuosos e desconectados.

Como medidas para reduzir a difusão iônica LIMA (1990) cita uma boa compactação do concreto e um aumento do cobrimento das armaduras, além disso, a utilização de uma baixa relação a/c, aumento do período de cura, utilização de um cimento que iniba a difusão dos íons cloreto e ainda a utilização de adições.

A adição de sílica ativa, conforme ZHANG & GJORV (1991), BABU & PRAKASH (1995) e REGATTIERI et al. (1996), diminui a porosidade do concreto devido ao refinamento dos poros, como foi comentado no item 2.2.2, reduzindo a difusão de íons.

Quanto à cura, estudos realizados por IRASSAR et al. (1999) mostraram que nos concretos curados ao ar ocorreu uma maior penetração de cloretos que nos concretos submetidos à cura úmida, portanto conclui-se que o coeficiente de difusão depende também do tipo de cura. DHIR & BYARS (1993) e TANG (1996) dizem que a difusividade decresce com a evolução da idade (maturação do concreto) e que dependendo do tipo de cimento, esta gradualmente torna-se constante. Com o uso de adições pozolânicas o tempo é maior para se alcançar esta difusividade constante, devido à maior lentidão das reações.

Os estudos realizados por GJØRV & VENNESLAND (1979) revelaram que o efeito da relação a/c no conteúdo de cloretos presente no concreto é limitado principalmente pela camada de cobrimento e pela duração da exposição aos cloretos.

A difusividade de cloretos obtida pela exposição a uma solução com sais não depende somente das propriedades intrínsecas do concreto, mas também das propriedades físico-químicas da solução externa de sal. Segundo ZHANG & GJØRV (1996) e NADESH & BISHWAJIT (1998) o tipo de solução de sais e sua concentração influenciam na velocidade de movimentação dos íons e na difusão dos cloretos. Em um estudo realizado por ZHANG & GJØRV (1995) foi constatado que pela mudança no tipo de cátion de sódio para cálcio houve um aumento significativo na taxa de difusão de cloretos observada no concreto.

### 3.4.1.1 Modelo Matemático da Difusão

Existem vários modelos matemáticos de deterioração por corrosão de armaduras induzidas por cloretos, empregados para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado, alguns considerando o período de iniciação e outros o período de propagação. Dentre eles, o modelo proposto por Fick, para o período de iniciação da corrosão, apresenta a vantagem de ser de fácil aplicação, por isso é muito utilizado pelos pesquisadores da área.

Segundo LOPES (1999), ANDRADE (1999), CABRAL (2000) e AİTCIN (2000), o coeficiente de difusão (D) das substâncias que penetram nos poros do concreto pode ser obtido a partir de modelagens matemáticas que seguem as leis de Fick.

A primeira lei contempla a difusão no estado estacionário, ou seja, considera fluxo constante no tempo em toda a seção por onde passa a substância (ANDRADE, 1993; CHATTERJI, 1994; DHIR, et al. 1998; LOPES, 1999). A primeira Lei de Fick estabelece que o fluxo de íons é proporcional ao gradiente de concentração e é expresso pela equação:

$$Q_s = D_{ef} \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.1)$$

onde:

- $Q_s$  - fluxo de íons
- $D_{ef}$  - coeficiente efetivo de difusão
- $\partial C/\partial x$  - gradiente de concentração
- $C$  - concentração de íons na solução
- $x$  - profundidade considerada

O coeficiente de difusão no estado estacionário, segundo JUSTNES & RODUM (1997), não pode ser diretamente utilizado em cálculos de vida útil de estruturas, pois os cloretos, na prática, são transportados em regime não estacionário.

Então a segunda lei retrata uma situação mais real, pois considera o fluxo variável com a profundidade de penetração e com o tempo (estado não estacionário) (LIN, 1991;

CHATTERJI, 1994; TUMIDAJSKI et al. 1995; LOPES, 1999; IRASSAR, et al. 1999). A segunda Lei de Fick é expressa pela equação:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_a \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3.2)$$

e sua solução é dada por:

$$\frac{C - C_0}{C_s - C_0} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ef} \cdot t}}\right) \quad (3.3)$$

onde:

- C - concentração na profundidade considerada
- C<sub>0</sub> - concentração inicial
- C<sub>s</sub> - concentração na superfície
- erf - função do erro de Gauss
- x - profundidade considerada
- D<sub>ef</sub> - coeficiente efetivo de difusão
- t - tempo considerado

#### 3.4.1.2 Métodos de Avaliação da Difusão de Cloretos

A determinação do coeficiente de difusão natural é um ensaio que consome bastante tempo, por isso, conforme levantamento realizado por ISAIA (1995), a maioria dos testes utiliza um campo elétrico entre as faces do corpo-de-prova com o objetivo de acelerar o processo.

O método desenvolvido por WHITING, normalizado pela *American Association of State Highway Transportation Officials* (ASTHO) T277-83 *Standard Method of test for Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete*, vinha sendo utilizado até recentemente, conforme HELENE (1993), porém esta normalização foi corrigida pelo comitê da ASTM, por conter algumas deficiências, resultando na norma americana ASTM C 1202-97 *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. A principal correção foi quanto ao termo "permeabilidade", que segundo o autor,

foi mal empregado, pois neste ensaio não existe gradiente de pressão. Portanto a ASTM denomina o mecanismo do método de penetração de cloretos.

Este método consiste em submeter uma fatia cilíndrica de concreto ( $\phi$  9,5 X 5,1 cm) entre duas meia-células contendo diferentes concentrações de cloretos (uma contendo NaCl 3% e outra com NaOH 3N). Entre os bornes das meias-células é aplicada uma diferença de potencial de 60 V durante um período de 6 horas e a corrente passante no corpo-de-prova é registrada em intervalos de 30 minutos. A carga positiva observada junto à célula com NaCl indica que a passagem de corrente elétrica irá forçar os íons negativos, como os  $\text{Cl}^-$ , a migrarem através do corpo-de-prova para o outro pólo, ficando com excesso de íons de carga negativa. A carga total passante no corpo-de-prova durante o ensaio indica a maior ou menor resistência do material à penetração de cloretos e é expressa em coulombs. Este método será detalhado no item 4.6.1.

Muitos parâmetros podem afetar a leitura total da carga passante. ANDRADE et al. (1993), analisando o que acontece em um concreto submetido a um campo elétrico como no ensaio da ASTM C 1202 (1997), observam que:

- No momento em que o disco de concreto é introduzido na célula, antes da aplicação do campo elétrico, ocorre difusão principalmente pelos íons hidroxila ( $\text{OH}^-$ ), devido a sua alta mobilidade iônica. Esta difusão ocorre devido à diferença de concentração dos diferentes íons, podendo ser mantida durante todo o experimento. Já quando o campo elétrico é aplicado, a migração de todos os íons ocorre para o eletrodo de sinal oposto, ocorrendo assim difusão e migração simultaneamente.
- Todos os íons presentes no eletrólito podem participar da migração, sendo que nem todos transportam a mesma quantidade de eletricidade, pois possuem diferente mobilidade iônica (os íons  $\text{OH}^-$  conduzem muito mais corrente que os  $\text{Cl}^-$ ), portanto a corrente total utilizada para o cálculo não corresponde ao fluxo de cloretos.
- Quando se estabelece o fluxo através do concreto os íons  $\text{Cl}^-$  podem reagir com o  $\text{C}_3\text{A}$ , fazendo com que um fluxo constante de cloretos só seja atingido quando todas estas reações estiverem saturadas. No cálculo da corrente total desde o início do experimento não há distinção entre o fluxo de cloretos mais as reações e o fluxo simples.
- Devido à alta diferença de potencial aplicada (60 V) pode acontecer o efeito Joule, com elevação da temperatura, influenciando na velocidade do fluxo de íons. Em uma pesquisa

sobre migração de cloretos, GUTIÉRREZ & GUTIÉRREZ citados por CABRAL (2000) mostram que, quando aplicadas diferenças de potencial distintas de 5, 12, 25, 37,5 e 60 V em discos de argamassa os resultados eram diferentes. Para voltagens superiores a 25 V ocorria o desprendimento de gases e um aumento de temperatura na solução e na célula de difusão, que chegou a 78° C para uma diferença de potencial de 60 V.

Devido a todas estas críticas ao ensaio, ANDRADE et al. (1993) e STREICHER & ALEXANDER (1995), dizem que o mesmo não pode quantificar precisamente o transporte de cloretos, muito menos a porosidade ou permeabilidade do concreto.

Porém, apesar das críticas ao ensaio proposto pela ASTM, ISAIA (1995) diz que o mesmo apresenta como vantagens a fácil execução, o pouco tempo necessário para a obtenção dos resultados e é aplicável em quase todos os tipos de concretos, principalmente quando se deseja comparar resultados em relação a outro de referência.

ANDRADE (1993) sugeriu um método para obter não a "permeabilidade", mas o coeficiente de difusão a partir de medidas elétricas similares às propostas pela *ASTM C 1202-97* e *ASSHTO T 277-83*. Através deste método calcula-se o coeficiente de difusão de cloretos no concreto caracterizando-o quanto a resistência à penetração de íons em concretos. Para este cálculo foram realizadas algumas mudanças e tomados alguns pressupostos como verdadeiros nos ensaios já normalizados a fim de se obter resultados mais satisfatórios.

O cálculo do coeficiente de difusão, através de medidas elétricas, está baseado nos processos fundamentais de transporte de eletrólitos. ANDRADE et al. (1994) cita a equação geral dos processos de transporte em soluções, de Nernst-Planck, onde o fluxo unidirecional de íons é função da difusão, da migração e da convecção (movimentação do fluido através de um gradiente de temperatura). Então, aceitando-se que não ocorre convecção dentro do concreto dos corpos-de-prova e que o processo de difusão é desprezível comparado à migração quando campos elétricos maiores que 10 V são empregados (JUSTNES & RODUM, 1997), pode-se aplicar as equações de transporte de massa de Nernst-Planck e Nernst-Einstein para o cálculo dos movimentos iônicos.

ZHANG & GJORV (1994) encontraram em sua pesquisa que o valor da diferença de potencial aplicada no ensaio de migração não afeta os resultados do coeficiente de difusão de cloretos, mas quanto maior a voltagem aplicada menor o tempo de teste, porém deve ser baixa para que não ocorra o desprendimento de gases nos eletrodos. Portanto, ANDRADE (1993) e

ZHANG & GJØRV (1994) dizem que deve-se aplicar uma diferença de potencial alta o suficiente para promover uma rápida migração de íons e baixa o suficiente para evitar o superaquecimento das soluções, recomendando o uso de uma tensão de 12 Volts.

Outra recomendação de ANDRADE (1993) é de que os discos de concreto sejam finos o suficiente para permitir um estado de fluxo constante em pouco tempo, significando que todo o C<sub>3</sub>A do corpo-de-prova será saturado em poucas horas e posteriormente um fluxo linear de cloretos, ao longo do tempo, será estabelecido.

A concentração de cloretos em uma câmara deverá ser muito superior a outra, isto é, a concentração de cloretos no cátodo deverá ser alta e no ânodo, zero. Isto permite que se considere a concentração de cloretos em uma célula comparativamente constante. MACDONALD & NOTHWOOD (1995) encontraram em seu estudo que a magnitude da concentração de cloretos no cátodo não afeta o coeficiente de difusão, porém quanto maior a concentração de cloretos no cátodo menor o tempo para se alcançar certa concentração no ânodo.

Assim, segundo ANDRADE (1993), o coeficiente de difusão efetivo ( $D_{eff}$ ) pode ser calculado a partir da expressão simplificada de Nernst-Planck:

$$D_{eff} = \frac{J \cdot R \cdot T \cdot l}{z \cdot F \cdot C \cdot \Delta E} \quad (3.4)$$

onde

- $D_{eff}$  - coeficiente efetivo de difusão (em cm<sup>2</sup>/s)
- T - temperatura (em Kelvin)
- R - constante dos gases (1,9872 cal/mol.Kelvin)
- l - espessura do corpo-de-prova (em cm)
- J - fluxo de íons (em mol/s/cm<sup>2</sup>)
- z - carga elétrica (para cloretos = 1)
- F - constante de Faraday (23063 cal/volt/eq)
- C - atividade inicial dos íons cloreto (em mol/cm<sup>2</sup>)
- $\Delta E$  - diferença de potencial (em volt)

Todos estes parâmetros são conhecidos, com exceção do fluxo de íons (J) e, conforme a autora, J pode ser calculado a partir de experimentos onde a quantidade de cloretos é monitorada ao longo do tempo. Através da determinação do aumento da quantidade

de cloretos (na célula inicialmente isenta de cloretos) obtém-se um gráfico da concentração de cloretos versus tempo, e, a declividade da parte linear do gráfico (Figura 3.2), segundo JUSTNES & RODUM (1997), representa o fluxo de íons (J) no estado estacionário.

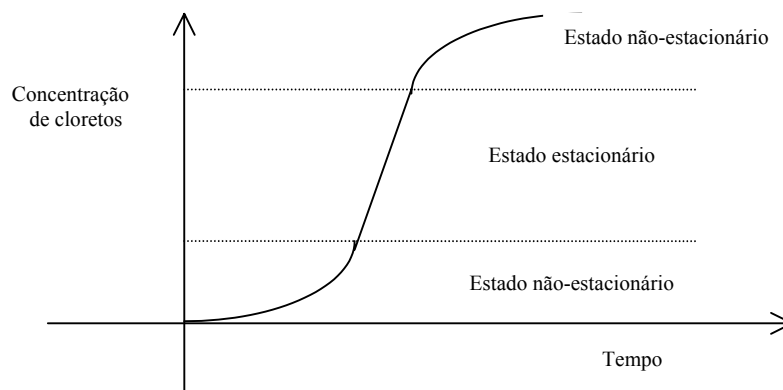


Figura 3.2 Evolução da concentração de cloretos ao longo do tempo (LOPES, 1999).

De posse do valor do fluxo de íons calcula-se o coeficiente de difusão de cloretos, levando em consideração a temperatura média do ambiente (durante o período estacionário), a concentração inicial de cloretos e a diferença de potencial aplicada ao sistema. Este método será detalhado no item 4.6.2.

O coeficiente de difusão calculado a partir do experimento proposto por ANDRADE (1993), "quantifica" a qualidade dos concretos, isto é, quanto maior o coeficiente de difusão menor a qualidade do concreto. Este parâmetro que caracteriza o concreto e pode ser utilizado juntamente com parâmetros de exposição, quantifica a agressividade do meio ambiente (UR, temperatura, tempo de cura), para prever através de modelos matemáticos sua vida útil e predizer o tempo que certa quantidade de íons cloreto alcançará a armadura (ANDRADE, 1993; MACDONALD e NORTHWOOD, 1995).

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado tem evoluído graças ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios como o concreto, que possibilitam associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos (HELENE, 1999). Portanto passa a ser viável a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios qualitativos de adequação da estrutura a um certo grau de exposição.

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 VARIÁVEIS ANALISADAS

Para a obtenção de concretos que contemplem uma vasta faixa de resistência à compressão (englobando concretos de alta resistência e concretos convencionais), considerando também as condições de temperatura e avaliando o comportamento em diferentes idades, foram selecionadas algumas variáveis para o projeto experimental. As variáveis independentes adotadas nesta pesquisa são:

- Relação água/aglomerante: 0,28 ; 0,35 ; 0,45 ; 0,60 e 0,75
- Idades: 7, 14, 28, 63 e 91 dias
- Temperaturas de exposição durante a cura: 5, 15, 25, 30 e 40° C
- Teores de adição de sílica ativa: 0, 5, 10, 15 e 20% sobre a massa de cimento.

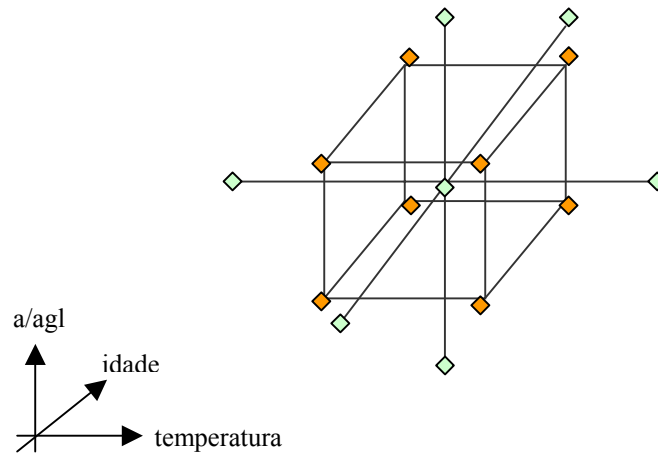
As variáveis dependentes (ou variáveis de resposta) analisadas neste trabalho foram a penetração acelerada de cloretos, a difusão de cloretos e a resistência à compressão, sendo esta última utilizada como um parâmetro de controle dos concretos ensaiados.

### 4.2 PROJETO ESTATÍSTICO

Utilizando os 4 parâmetros adotados em 5 níveis, para a realização do experimento completo seriam necessários ao todo 625 ensaios e 2500 corpos-de-prova, o que tornaria inviável o estudo da difusão de cloretos no concreto pelo método escolhido. A utilização de um projeto experimental do tipo fracionado (RIBEIRO, 1996) permite que seja feita a avaliação do comportamento da propriedade em estudo, em função dos parâmetros de controle, sem a necessidade da realização de todos os ensaios (projeto completo). Com o fracionamento do projeto o número de ensaios foi reduzido para 42, contemplando 168 corpos-de-prova.



O projeto experimental fracionado utilizado nesta pesquisa, elaborado com o auxílio dos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção, encontra-se na Tabela 4.1. E a Figura 4.1 apresenta um esquema do projeto, onde são mostrados os pontos escolhidos para a realização dos ensaios. Para uma maior confiabilidade dos dados, os pontos da estrela foram repetidos uma vez, o ponto central foi testado para 3 teores de sílica ativa e os pontos do cubo foram testados sem e com adição de diferentes teores de sílica ativa.



*Figura 4.1 Esquema do projeto experimental fracionado*

Tabela 4.1 Projeto do experimento fracionado

Experimento	Temperatura (°C)	Idade (dias)	a/agl	Adição de sílica ativa (%)	Pontos no projeto de experimento
1	15	14	0.35	5	Cubo
2	30	14	0.35	5	
3	15	14	0.60	5	
4	30	14	0.60	5	
5	15	14	0.35	15	
6	30	14	0.35	15	
7	15	14	0.60	15	
8	30	14	0.60	15	
9	5	28	0.45	10	Estrela
10	40	28	0.45	10	
11	25	28	0.28	10	
12	25	7	0.45	10	
13	25	28	0.75	10	
14	25	91	0.45	10	
15	15	63	0.60	5	Cubo
16	30	63	0.60	5	
17	15	63	0.35	5	
18	30	63	0.35	5	
19	15	63	0.35	15	
20	30	63	0.35	15	
21	15	63	0.60	15	
22	30	63	0.60	15	
23	25	28	0.45	20	Central
24	25	28	0.45	20	
25	25	28	0.45	0	
26	25	28	0.45	0	
27	25	28	0.45	10	
28	25	28	0.45	10	
29	40	28	0.45	10	Estrela
30	5	28	0.45	10	
31	25	28	0.28	10	
32	25	28	0.75	10	
33	25	7	0.45	10	
34	25	91	0.45	10	
35	30	14	0.35	0	Cubo
36	15	14	0.35	0	
37	30	14	0.60	0	
38	15	14	0.60	0	
39	30	63	0.35	0	
40	15	63	0.35	0	
41	30	63	0.60	0	
42	15	63	0.60	0	

O programa experimental consistiu basicamente das seguintes etapas:

- caracterização dos materiais utilizados para a realização dos concretos;
- estudo da dosagem dos traços, fixando-se o abatimento do concreto e teor de argamassa;
- seleção dos traços, a partir das relações água/aglomerante pré-estabelecidas no projeto;
- avaliação das propriedades mecânicas (resistência à compressão axial) e de durabilidade (penetração e migração de cloretos) dos concretos selecionados.

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 4.3.1 Cimento

Para a realização dos concretos foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial – CPV ARI. Este tipo de cimento foi escolhido, pois desejava-se que o concreto não tivesse a influência de outro tipo de adição pozolânica a não ser a da sílica ativa.

As propriedades físicas, mecânicas e características químicas do CPV ARI, fornecidas pelo fabricante, são apresentadas respectivamente na Tabela 4.2 e na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 Propriedades físicas e mecânicas do cimento

Análise Física		Resultados
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		3,14
Finura – Resíduo na Peneira 325 (%)		0,88
Área específica Blaine (m <sup>2</sup> /kg)		441
Tempo de início de pega (min)		172
Tempo de fim de pega (min)		238
Resistência à Compressão (MPa)	3 dias	36,50
	7 dias	42,10
	28 dias	49,20

Tabela 4.3 Caracterização química do cimento.

Análise Química		Teores (%)
Perda ao fogo		2,33
Resíduo insolúvel		0,32
SO <sub>3</sub>		2,89
MgO		1,65
CaO livre		1,45
K <sub>2</sub> O		0,72
NaO <sub>2</sub>		0,01
Composição Potencial (%)	C <sub>3</sub> S	52,26
	C <sub>2</sub> S	14,11
	C <sub>3</sub> A	6,78

#### 4.3.2 Agregado miúdo

A areia utilizada para a confecção dos concretos foi a disponível no mercado da região, oriunda do Rio Jacuí. Esta foi seca ao ar, sendo posteriormente armazenada em uma baia no laboratório.

Os resultados dos ensaios de caracterização física do agregado miúdo encontram-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Caracterização física do agregado miúdo

Peneira (mm)	% Retida	% retida acumulada
4,8	0	0
2,4	8	8
1,2	14	22
0,6	33	55
0,3	31	86
0,15	13	99
< 0,15	1	100
Módulo de finura		2,70
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		2,63
Graduação (Zona)		3 (média)

A distribuição granulométrica do agregado foi determinada conforme as recomendações da NBR 7217 (ABNT, 1987). Esta areia enquadra-se na zona 3, correspondente à areia média, conforme a NBR 7211 (ANBT, 1983). Possui um módulo de finura de 2,70, determinado segundo a NBR 7217 (ABNT, 1987) e massa específica de 2,632

g/cm<sup>3</sup>, determinado através do frasco Chapman, conforme as recomendações da NBR 9776 (ABNT, 1987).

### 4.3.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo, antes da confecção dos concretos, foi lavado, seco ao ar e armazenado em uma baia no laboratório. Os resultados dos ensaios de caracterização física do agregado graúdo são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 Caracterização física do agregado graúdo

Peneira (mm)	% Retida	% retida acumulada
19	2	2
12,5	53	55
9,5	27	82
6,3	15	97
4,8	2	99
< 4,8	1	100
Dimensão máxima característica (mm)		19
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		2,72
Módulo de finura		6,84
Classificação		Brita 1

O agregado graúdo é de origem basáltica, possui forma lamelar, dimensão máxima característica de 19 mm e módulo de finura de 6,84, conforme NBR 7217 (ABNT, 1987). A determinação da composição granulométrica do agregado foi realizada conforme as recomendações da NBR 7217 (ABNT, 1987) e pode-se classificar o mesmo como brita 1.

### 4.3.4 Sílica ativa

Para a confecção dos concretos, utilizou-se sílica ativa de produção nacional fornecida em pó não densificada (sacos de 15 kg) e proveniente de um mesmo lote.

As características químicas e físicas da sílica ativa, fornecidas pelo fabricante, encontram-se na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 Características químicas e físicas da sílica ativa.

Elementos químicos	Teor (%)
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,10
CaO	0,24
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,09
MgO	0,44
K <sub>2</sub> O	0,93
Na <sub>2</sub> O	0,22
SiO <sub>2</sub>	95,1
Perda ao fogo (%)	2,32
Massa específica (kg/cm <sup>3</sup> )	0,43
Superfície específica (m <sup>2</sup> /g)	14,20
pH	8,48
Umidade (%)	0,67

#### 4.3.5 Aditivo químico

O aditivo químico utilizado foi um superplastificante a base de condensado de naftaleno sulfonado 25%. A massa específica, fornecida pelo fabricante, é de 1,21 g/cm<sup>3</sup>, e seu uso é recomendado em teores de 0,5 a 3 % sobre a massa de cimento.

O aditivo foi utilizado nos concretos com sílica ativa com o intuito de não alterar a relação água/aglomerante dos traços e também para proporcionar uma redução do consumo de cimento dos traços com relação água/aglomerante baixos como 0,28, pois com o uso do aditivo, a quantidade de água necessária para a obtenção do abatimento (fixado em 70±10 mm) é reduzida, diminuindo, conseqüentemente, o consumo de cimento para uma mesma relação água/aglomerante.

#### 4.3.6 Água

A água utilizada foi água potável proveniente da rede de abastecimento público.

#### 4.4 DOSAGEM EXPERIMENTAL

Para a dosagem do concreto foi utilizado o método do IPT/EPUSP (HELENE & TERZIAN, 1992), onde foi fixado, após um ajuste experimental, o teor ótimo de argamassa para um traço de 1:5,5 em massa, fixando-se o abatimento de tronco de cone em  $70 \pm 10$  mm.

O teor de argamassa encontrado foi de 50% ( $\alpha = 0,50$ ). Posteriormente, executaram-se 4 traços adicionais: 2 mais pobres (1:7,5 e 1:9,5) e 2 mais ricos (1:3,5 e 1:1,5), a fim de que se tornasse possível ajustar a curva de dosagem, contemplando todas as relações a/c fixadas anteriormente no projeto do experimento.

A etapa de dosagem teve como objetivo encontrar os traços para os concretos com relação água/aglomerante pré-estabelecidos e fixados no projeto do experimento (0,28; 0,35; 0,45; 0,60 e 0,75). Para a confecção da curva de Abrams foram moldados 4 corpos-de-prova de cada concreto destinados à realização do ensaio de resistência à compressão axial, aos 7 e 28 dias de idade.

As relações a/c encontradas para estes traços, assim como os resultados de resistência à compressão axial aos 7 e 28 dias, constam na Tabela 4.7. A curva de dosagem obtida para o abatimento pré-fixado em  $70 \pm 10$  mm pode ser visualizada na Figura 4.2.

Tabela 4.7 Relações a/c para o abatimento de  $70 \pm 10$  mm e resistência à compressão axial aos 7 e 28 dias.

Traço (1:m)	a/c	$f_c$ 7 dias (MPa)	$f_c$ 28 dias (MPa)	Consumo de cimento ( $\text{kg/m}^3$ )
1:1,5	0,32	50,4	52,6	843,73
1:3,5	0,40	39,4	50,3	498,72
1:5,5	0,55	34,7	39,2	345,41
1:7,5	0,65	26,9	31,9	267,74
1:9,5	0,86	15,1	17,1	213,45

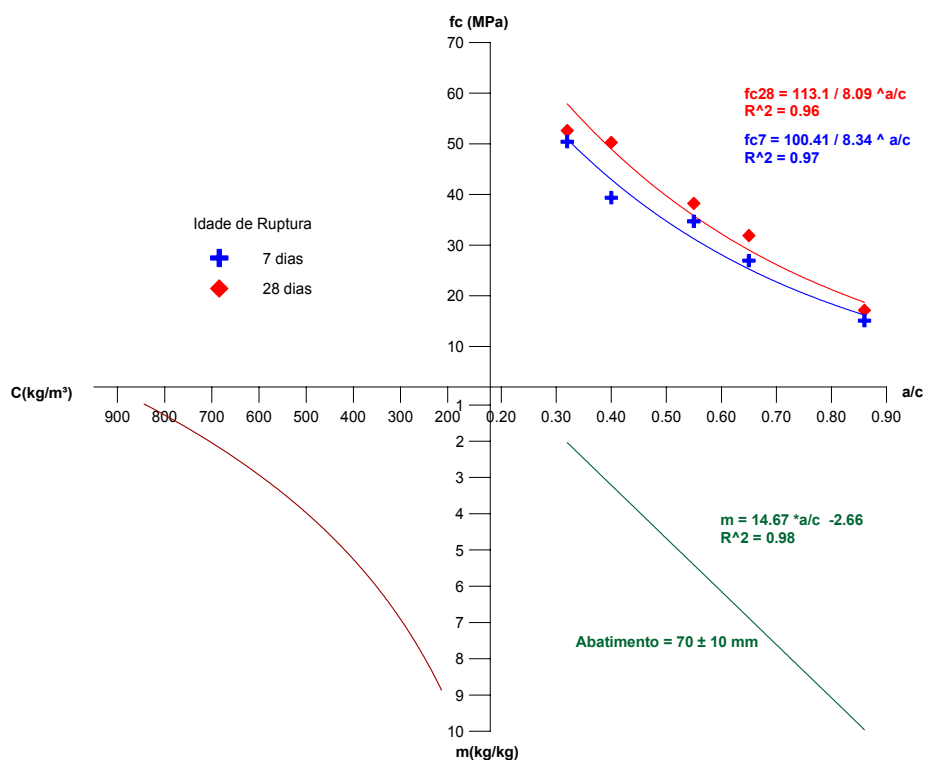


Figura 4.2 Curva de dosagem para os materiais utilizados no experimento.

Para os concretos com traços mais ricos, a dosagem pelo método do IPT resultou em consumos muito elevados de cimento ( $>500 \text{ kg/m}^3$ ); portanto, foi utilizado aditivo superplastificante, reduzindo o consumo de cimento, já que consumos elevados de cimento causam uma série de problemas (retração, elevado calor de hidratação, entre outros).

Foi realizada então uma redosagem dos concretos com traço 1:1,5 e 1:3,5 incluindo ainda um traço intermediário (1:2,5), utilizando-se um teor de aditivo superplastificante de 1,5% sobre a massa de cimento. A curva de dosagem encontrada para estes concretos, pode ser visualizada na Figura 4.3 e as relações a/c encontradas para o abatimento fixado ( $70 \pm 10 \text{ mm}$ ), assim como os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão axial, encontram-se na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 Relações a/c encontradas para os traços com superplastificante (abatimento de  $70 \pm 10 \text{ mm}$ ) e resistência à compressão axial aos 7 e 28 dias.

Traço (1:m)	a/c	$f_c$ 7 dias (MPa)	$f_c$ 28dias (MPa)	Consumo de cimento ( $\text{kg/m}^3$ )
1:1,5	0,24	64,1	72,2	904,81
1:2,5	0,24	65,1	74,3	677,88
1:3,5	0,29	62,3	72,1	527,66



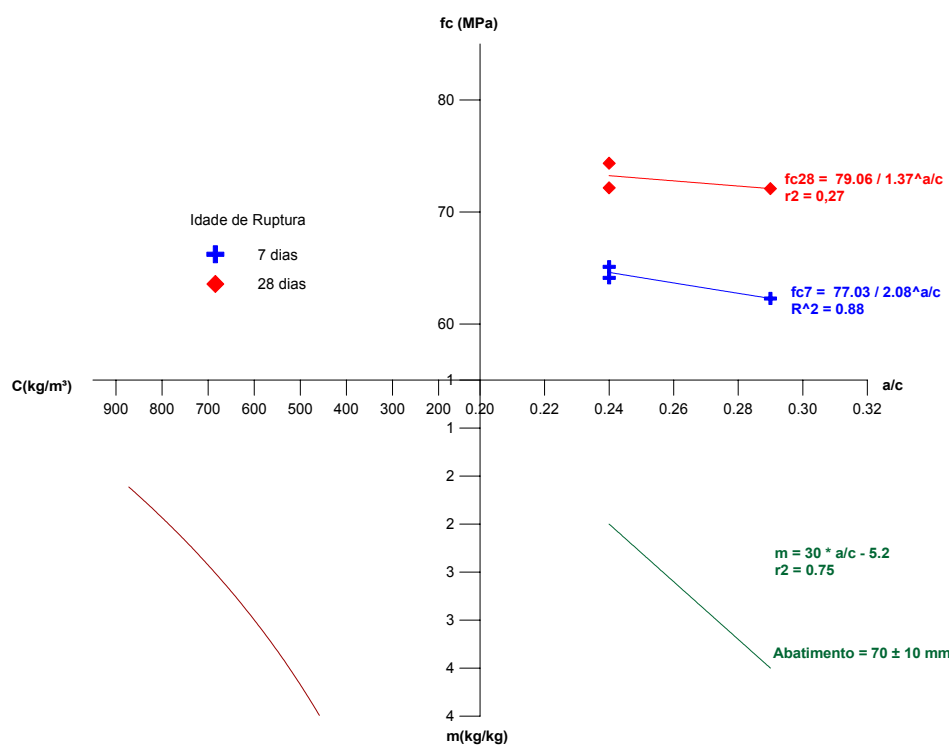


Figura 4.3 Curva de dosagem para os materiais utilizados no experimento com superplastificante

O ajuste dos traços com sílica ativa foi realizado por simples adição dos teores pré-estabelecidos (5, 10, 15 e 20%) em relação à massa de cimento. Para tornar possível a comparação dos concretos entre si, foi necessário o uso do aditivo superplastificante em alguns concretos (teores mais elevados de adição e relações a/agl mais baixas), com a finalidade de não alterar a relação água/aglomerante e o abatimento do tronco de cone, pois o efeito lubrificante proporcionado pelo aditivo dispensa a colocação de mais água na mistura do concreto para alcançar o abatimento requerido.

Na Tabela 4.9 apresentam-se os traços, em massa, encontrados no estudo de dosagem para os concretos do projeto experimental, assim como o consumo de cimento ( $\text{kg/m}^3$ ), a quantidade de superplastificante utilizada e os abatimentos correspondentes a cada traço moldado, determinados conforme NBR 7223 (ABNT, 1992).

Com a finalidade de aleatorizar a ordem em que seriam ensaiados os concretos, cada ponto do projeto de experimento fracionado (que corresponde a um tipo diferente de concreto) foi moldado em uma betonada, e os concretos referentes aos pontos da estrela foram repetidos.

Tabela 4.9 Características das misturas dos concretos do projeto experimental

a/agl	Sílica ativa (%)	Traço (1:a:p)	Aditivo (%)	C cimento (kg/m <sup>3</sup> )	água/materiais secos h%	Abatimentos (mm)
0,28	10	1:1,1:2,1	1,49	563,65	6,66	80 – 70
0,35	0	1:0,74:1,74	-	633,8	10,05	75 – 60 – 80 – 80
0,35	5	1:0,74:1,74	0,31	633,80	10,05	65 – 60 – 60 – 60
0,35	15	1:0,74:1,74	0,99	633,8	10,05	60 – 60 – 70 – 80
0,45	0	1:1,55:2,56	-	438,46	8,80	75 – 80
0,45	10	1:1,47:2,47	0,35	450,87	9,10	80 – 75 – 80 – 75 – 70 80 – 70 – 60 – 60 – 80
0,45	20	1:1,47:2,47	0,56	450,87	9,10	65 – 60
0,60	0	1:2,75:3,75	-	301,65	8,00	60 – 60 – 70- 70
0,60	5	1:2,57:3,57	-	313,92	8,39	65 – 80 – 80 – 75
0,60	15	1:2,57:3,57	-	313,92	8,39	60 – 70 – 60 – 65
0,75	10	1:3,67:4,67	-	240,99	8,02	70 – 70

Analisando os dados da Tabela 4.9 pode-se notar que os concretos de relação a/agl 0,45 não possuem o mesmo traço. Ocorreu que, devido à aleatoriedade do projeto experimental, os concretos confeccionados com sílica ativa foram moldados antes dos concretos sem adição. E quando estes foram moldados, houve um excesso de água, causando um acréscimo no abatimento, o que tornaria impossível comparar os concretos entre si. A solução adotada foi recalcular o traço, aumentando o consumo de agregados, mantendo o mesmo teor de argamassa (50%). O mesmo ocorreu para o traço do concreto com relação a/agl 0,60.

#### 4.5 MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA

Os concretos foram selecionados conforme a idade em que seriam feitos os ensaios, e então foi feita uma aleatorização da ordem em que seriam realizadas as betonadas, em 10 dias diferentes de concretagem, distribuídos ao longo de 5 meses.

Para a produção dos concretos, utilizou-se uma betoneira de eixo vertical. A mesma foi imprimada com uma mistura de cimento e areia na proporção 1:3 em massa e uma relação a/c de 0,5, para que o concreto confeccionado não perdesse água nem argamassa ficando

presas às paredes da betoneira, sendo retirado todo o excesso de argamassa antes da confecção dos concretos.

A ordem de colocação dos materiais na betoneira, conforme estudos realizados no Núcleo Orientado para a Inovação nas Edificações (NORIE), que proporciona uma maior eficiência na mistura do concreto, foi a seguinte:

- agregado graúdo;
- 50% da água;
- cimento;
- sílica ativa;
- 50% água misturada ao aditivo;
- agregado miúdo.

Os corpos-de-prova foram moldados em formas cilíndricas de  $\phi$  9,5 cm x 19 cm, adensados mecanicamente com vibrador de imersão elétrico.

Foram moldados 4 corpos-de-prova de cada betonada, sendo que cada uma representa um experimento do projeto fracionado. A Tabela 4.10 apresenta o número de corpos-de-prova moldados em cada betonada destinado para cada ensaio.

Tabela 4.10 Número de corpos-de-prova destinado para cada ensaio

<b>Ensaio</b>	<b>Número de cp's</b>
Resistência à compressão axial (NBR 5739/94)	2
Penetração de Cloretos (ASTM - 1202/97)	1
Migração de Cloretos	1

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram cobertos com sacos plásticos para evitar a perda de água, permanecendo nesta condição, em ambiente de laboratório, por 24 horas.

Após 24 horas os corpos-de-prova foram desformados, identificados e embalados com plásticos (Figura 4.4), com a finalidade de não perderem água para os ambientes de cura, aos quais seriam expostos logo a seguir.



Figura 4.4 Corpo-de-prova embalado com plástico anteriormente a exposição aos ambientes de cura.

A cura dos corpos-de-prova foi realizada em 5 ambientes, onde a temperatura e a umidade relativa eram distintas (ver item 1.4 sobre as limitações da pesquisa). A Tabela 4.11 apresenta os ambientes e suas características.

Tabela 4.11 Ambientes de cura dos corpos-de-prova

Ambiente	Temperatura (°C)	Umidade Relativa (%)
Câmara fria	5±2	50±5
Câmara climatizada	15±3	60±10
Câmara climatizada	25±2	70±5
Estufa	30±2	45±10
Estufa	40±3	40±5

Os corpos-de-prova destinados ao ensaio de resistência à compressão axial, aos 7 e 14 dias, eram desensacados no dia do ensaio. Transcorridos 14 dias de idade eram retiradas as embalagens plásticas de todos os corpos-de-prova remanescentes, permanecendo os mesmos expostos ao ambiente até a data do ensaio.

Como já foi destacado nas limitações da pesquisa, os corpos-de-prova tinham idades de exposição aos ambientes distintas. Os corpos-de-prova destinados ao ensaio de penetração de cloretos deveriam ser preparados com 4 dias de antecedência ao dia do ensaio, permanecendo embalados durante 2 e 9 dias, respectivamente, para os ensaios nas idades de 7 e 14 dias. Para as demais idades de ensaio os corpos-de-prova já estavam desembalados, porém sempre eram retirados do ambiente de cura 4 dias antes da data do ensaio.

O mesmo ocorreu para os concretos destinados ao ensaio de migração, porém estes deveriam ser preparados com 2 dias de antecedência à data de ensaio, permanecendo embalados durante 4 e 11 dias, respectivamente, para as idades de 7 e 14 dias.

## **4.6 METODOLOGIA DOS ENSAIOS**

Os ensaios foram realizados quando os corpos-de-prova atingiram as idades de 7, 14, 28, 63 e 91 dias, conforme o projeto do experimento, detalhado na Tabela 4.1.

Foram realizados os ensaios de penetração acelerada de cloretos, migração de cloretos e resistência à compressão axial, comentados mais detalhadamente a seguir.

### **4.6.1 Ensaio de Penetração Acelerada de Cloretos**

Apesar das críticas, comentadas no item 3.4.1.2, determinou-se que o ensaio proposto pela ASTM C 1202/97 seria utilizado nesta pesquisa por ser o único método normalizado para medir a penetração de cloretos no concreto e, além disso, por este ser muito utilizado e difundido entre os pesquisadores da área. Considera-se que, apesar dos problemas existentes, o comportamento dos concretos quanto à exposição aos ambientes de cura, à idade, à relação  $a/a_{gl}$  e teores de sílica, pode ser estimado através deste ensaio e comparado com os ensaios de migração de cloretos, descrito no item a seguir.

O ensaio de penetração acelerada de cloretos foi realizado conforme o procedimento recomendado pela norma *ASTM C 1202/97 (Test Method for Electrician Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration)*. Este ensaio fornece a medida de resistência à penetração de cloretos.

O ensaio consiste em montar um circuito fechado com uma fatia de concreto de  $51 \pm 3$  mm entre duas meias células de acrílico, uma contendo solução de hidróxido de sódio (NaOH) a uma concentração de 0,3 N e outra contendo solução de cloreto de sódio (NaCl) a

uma concentração de 3%, e aplicar uma diferença de potencial de  $60 \pm 0,1$  volts. A Figura 4.5 apresenta um esquema do circuito utilizado no ensaio.

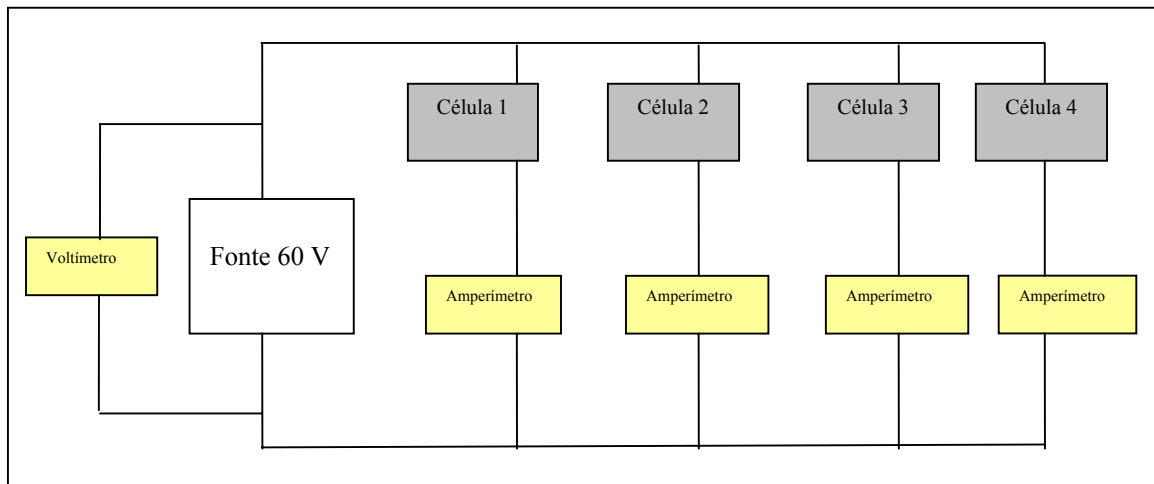


Figura 4.5 Esquema do circuito utilizado no ensaio de penetração de cloretos.

Os procedimentos de preparação e condicionamento dos corpos-de-prova anteriores à realização do ensaio, quando os mesmos atingiram as idades previstas no projeto experimental, conforme as prescrições da norma, consistiram das seguintes etapas:

- 4 dias antes do ensaio: serrar uma fatia de  $51 \pm 3$  mm da parte central de um corpo-de-prova cilíndrico de  $\phi 10 \times 20$  cm e deixar secar por 24 horas (Figura 4.6 (a)).
- 3 dias antes do ensaio: impermeabilizar as laterais da fatia de concreto com resina epóxi e deixar secar por 24 horas (Figura 4.6 (b)).
- 2 dias antes do ensaio: submeter a fatia do corpo-de-prova já impermeabilizada a 3 horas em dessecador com bomba de vácuo ligada, acrescentar água deionizada e deaerada até cobrir as fatias e ligar a bomba de vácuo por mais 1 hora. Deixar os cp's submersos por  $18 \pm 2$  horas (Figura 4.7 (a)).
- 1 dia antes do ensaio: retirar os cp's do dessecador, secar as fatias com pano absorvente e colar as meias células de acrílico com silicone nas faces do corpo-de-prova (Figura 4.7 (b)).



(a)



(b)

Figura 4.6 (a) Fatia serrada ( $51 \pm 3$  mm) de um corpo-de-prova  
(b) Fatia impermeabilizada com resina epóxi.



(a)



(b)

Figura 4.7 (a) Corpos-de-prova em vácuo, submersos em água deionizada e deaerada.  
(b) Células de acrílico sendo coladas com silicone nas faces do corpo-de-prova.

A diferença de potencial é aplicada durante 6 horas e a corrente passante pelas células é registrada a cada 30 minutos. O cálculo da carga total passante pelos corpos-de-prova é realizado através da equação:

$$Q = 900 \cdot (I_0 + 2 \cdot I_{30} + 2 \cdot I_{60} + 2 \cdot I_{90} + \dots + 2 I_{330} + I_{360}) \quad (4.1)$$

onde:

$Q$  - carga total passante (Coulombs)

$I_0$  - corrente imediatamente após a diferença de potencial ser aplicada (Ampéres)

$I_t$  - corrente em  $t$  minutos depois da diferença de potencial ser aplicada (Ampéres)

Foram ensaiados 4 corpos-de-prova por dia; a Figura 4.8 ilustra a realização do ensaio.

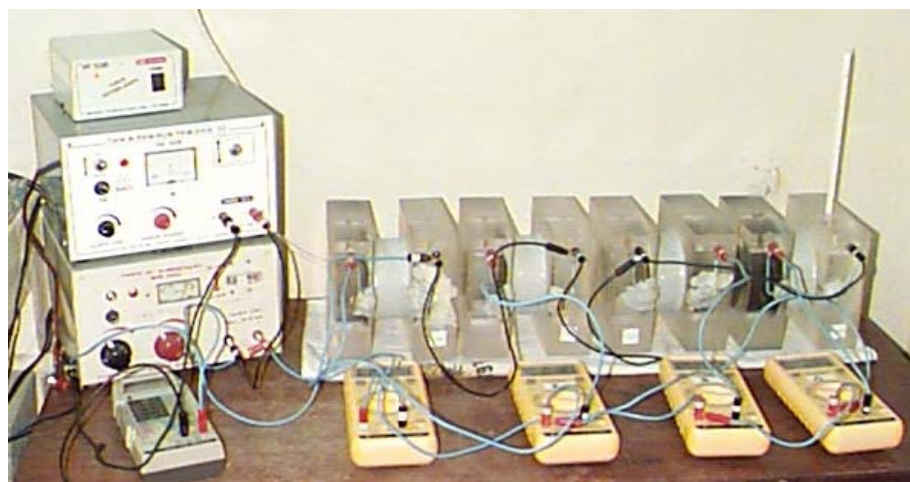


Figura 4.8 Ensaio de penetração de cloretos

Em relação à interpretação dos resultados, a norma ASTM C 1202 (1997) apresenta uma classificação dos concretos ensaiados quanto à permeabilidade a cloretos, em função da carga total passante, em Coulombs, conforme mostra a Tabela 4.12. O teste relaciona, de forma direta, a quantidade de Coulombs e o fluxo de cloretos, ou seja, uma grande quantidade de Coulombs implica numa alta “permeabilidade” do concreto à penetração de íons cloreto (ANDRADE, 1993). Deve-se salientar que esta classificação é apenas qualitativa.

Tabela 4.12 Penetração de íons cloreto em função da carga total passante (ASTM C - 1202/97)

<b>Carga passante (Coulombs)</b>	<b>Penetração de íons cloreto</b>
> 4000	Alta
2000 a 4000	Moderada
1000 a 2000	Baixa
100 a 1000	Muito Baixa
< 100	Desprezível



#### 4.6.2 Ensaio de Migração de Cloretos

Este ensaio, proposto por ANDRADE (1993), consiste em submeter uma fatia de concreto entre duas câmaras com diferentes concentrações de cloretos (células de difusão). A movimentação de íons acontece devido à diferença de concentração entre as soluções contidas nas câmaras (positiva e negativa) e também é estimulada pela aplicação de uma diferença de potencial entre as mesmas. A Figura 4.9 apresenta um esquema do aparato utilizado no ensaio, desenvolvido por BAUER (1995) e utilizado também por outros pesquisadores como GUIMARÃES (1997), CABRAL (2000) e PEREIRA (2001).

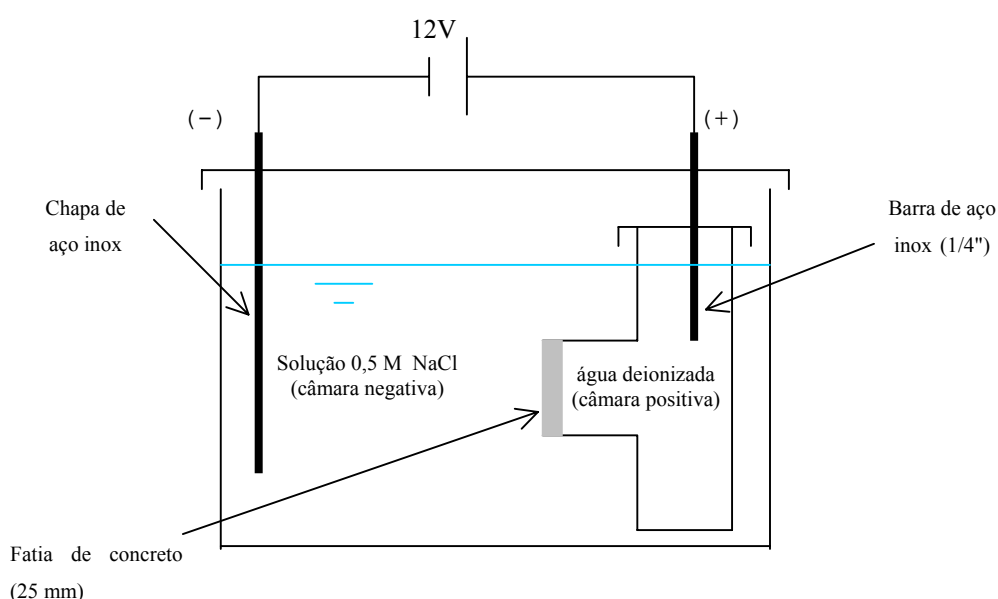


Figura 4.9 Aparato utilizado no ensaio de migração de cloretos

Para promover a diferença de concentração entre as células de difusão foi utilizada, na câmara positiva, água deionizada, enquanto uma solução de cloreto de sódio com concentração de 0,5 M foi colocada na câmara negativa, conforme experimento proposto por ANDRADE (1993).

A diferença de potencial foi aplicada utilizando-se uma fonte estabilizada de 12 V. Como eletrodos foram utilizadas barras de aço inoxidável ABNT (304), de 6 mm (1/4") nas câmaras positivas e uma chapa de aço inoxidável na câmara negativa.

Utilizou-se, para este experimento, fatias de 2,5 cm de espessura retiradas da parte central de cada corpo-de-prova cilíndrico de concreto de  $\phi$  9,5 cm x 19 cm. Estas foram

revestidas com resina epóxi nas laterais (Figura 4.10) para que a passagem de íons acontecesse somente pelas faces do corpo-de-prova.



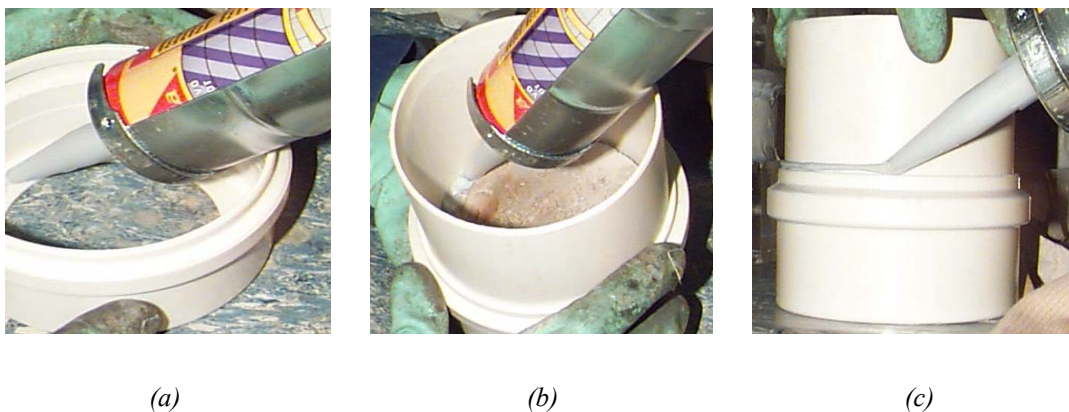
*Figura 4.10 Fatia de 2,5cm retirada da parte central do corpo-de-prova revestida com resina epoxi*

A câmara positiva utilizada no ensaio é formada por conexões de PVC de 100 mm de diâmetro, onde foram necessários: 1 Tê de 90°, 3 tampões e 0,30 cm de tubo, como é mostrado na Figura 4.11.



*Figura 4.11 Célula positiva utilizada no ensaio.*

O corpo-de-prova é então acondicionado na câmara positiva, através de um adesivo a base de silicone (Figura 4.12 (a)), tomando-se o cuidado de vedar todas as passagens possíveis de líquido para o interior da câmara positiva (Figura 4.12 (b) e (c)), impedindo, assim, qualquer troca de íons entre as câmaras a não ser pela área exposta da fatia de concreto.



*Figura 4.12 Corpo-de-prova fixado com silicone*

A vantagem do uso desta câmara positiva é que a célula de difusão permite ensaiar várias amostras ao mesmo tempo, ou seja, permite o uso de várias câmaras positivas, utilizando uma mesma fonte estabilizada e uma câmara negativa (Figura 4.13 (a) e (b)).



*Figura 4.13 Ensaio de migração de cloretos*

Com a finalidade de determinar os valores da corrente elétrica através de leituras, foram conectadas resistências ôhmicas de  $1 \Omega$  aos fios que interligavam a fonte estabilizada de 12 V às câmaras positivas. A corrente elétrica foi monitorada através de leituras diárias, para fornecer um indicativo do aumento da quantidade de íons cloreto na solução anódica.

Foram coletados 3 ml de solução de cada câmara positiva (através de uma seringa), 3 vezes por semana, até o término do ensaio.

Para a determinação da concentração de cloretos na amostra retirada da câmara positiva foi utilizado um eletrodo de íon seletivo. O procedimento para análise da amostra constou das seguintes etapas:

- pesar, em um Becker de 100 ml, 47 g de água deionizada;
- acrescentar os 3 ml de amostra ao Becker;
- com uma pipeta adicionar 1 ml de solução ajustadora de força iônica (ISA).

A solução era homogeneizada através de um misturador eletromagnético e, em seguida, determinava-se, através do eletrodo de íon seletivo, a concentração de íons cloreto na solução de 50 ml, como mostra a Figura 4.14. Sabendo-se o volume da amostra (3ml), determinava-se a concentração de cloretos das câmaras positivas, para aquele instante do ensaio.

Devido ao pequeno volume retirado como amostra (3ml), desconsiderou-se a alteração da concentração provocada pela diminuição do volume de solução da câmara positiva (volume inicial de 2500 ml).



*Figura 4.14 Determinação da concentração de cloretos através do eletrodo de íon seletivo*

De posse dos dados da concentração de cloretos ao longo do tempo, determina-se o fluxo de íons ( $J$ ), que passa através da fatia de concreto, pela inclinação da reta no estado estacionário (Figura 3.2). O valor encontrado para  $J$  é utilizado na equação de Nernst-Planck (Equação 3.4) para determinar o valor do coeficiente de difusão efetivo ( $D$ ). Segundo ANDRADE (1993), esta equação é válida somente para o estado estacionário, ou seja,  $J$  deve ser constante.

### **4.6.3 Ensaio de Resistência à Compressão Axial**

Os corpos-de-prova foram ensaiados à compressão axial, conforme a norma NBR 5739 (ABNT, 1994). De cada concreto moldado, 2 corpos-de-prova cilíndricos de  $\phi$  9,5 cm x 19 cm foram capeados com enxofre e rompidos. O resultado da resistência à compressão axial do concreto é expresso pelo maior valor alcançado (resistência potencial).

## **5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios detalhados no Capítulo 3, para cada ponto do projeto experimental referente a um tipo de concreto. Será apresentada também a análise estatística destes resultados, visualizada através de gráficos.

### **5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS**

#### **5.1.1 Ensaio de Penetração Acelerada de Cloretos**

Os resultados do ensaio de penetração de cloretos foram obtidos a partir dos dados de corrente registrados ao longo do ensaio, calculados conforme a Equação 4.1 prescrita pela ASTM C 1202/97.

A Tabela 5.1 apresenta os resultados do ensaio de penetração acelerada de cloretos, onde pode-se verificar a carga total passante pelo corpo-de-prova durante o ensaio, o coeficiente de variação dos resultados dos concretos que foram repetidos (em função do projeto estatístico) e a classificação quanto à permeabilidade a cloretos indicada pela norma.

Os valores encontrados no ensaio para a carga total passante dos concretos com repetição tiveram, em alguns casos, coeficientes de variação altos. Outros pesquisadores também encontraram valores elevados de coeficiente de variação neste ensaio, tais como KULAKOWSKI (1994) estudando a penetração de cloretos em argamassas, que encontrou coeficientes de variação de até 69%.

Com relação a uma das críticas de ANDRADE (1993) referente ao efeito Joule (item 3.4.1.2), a solução de nenhum concreto ensaiado nesta pesquisa alcançou temperaturas superiores a 45° C.

Tabela 5.1 Ensaio de penetração acelerada de cloretos

a/agl	SA (%)	Idade (dias)	Temperatura (°C)	Carga Total Passante (Coulombs)	Carga Total Passante (Coulombs) Repetição	Coef. de Variação (%)	Classificação de Permeabilidade (ASTM C 1202/97)
0,28	10	28	25	86,4	138,6	23,2	Desprezível / Muito Baixa
0,35	5	14	15	3266,1	-	-	Moderada
0,35	5	14	30	1156,5	-	-	Baixa
0,35	15	14	15	1787,4	-	-	Baixa
0,35	15	14	30	264,6	-	-	Muito Baixa
0,35	5	63	15	819,9	-	-	Muito Baixa
0,35	5	63	30	1121	-	-	Baixa
0,35	15	63	15	334,8	-	-	Muito Baixa
0,35	15	63	30	137,7	-	-	Muito Baixa
0,35	0	14	15	5980,5	-	-	Alta
0,35	0	14	30	4775,4	-	-	Alta
0,35	0	63	15	3871,8	-	-	Moderada
0,35	0	63	30	2071,8	-	-	Moderada
0,45	0	28	25	3530,7	2724,3	12,89	Moderada/Moderada
0,45	10	28	5	1190,7	3465	48,84	Baixa / Moderada
0,45	10	28	25	490,5	707,4	18,10	Muito Baixa/ Muito Baixa
0,45	10	28	40	304,2	499,5	24,30	Muito Baixa / Muito Baixa
0,45	10	91	25	437,4	547,2	11,15	Muito Baixa / Muito Baixa
0,45	20	28	25	470,7	270,9	26,94	Muito Baixa / Muito Baixa
0,45	10	7	25	5703	4314	13,86	Alta / Alta
0,60	5	14	15	3432,6	-	-	Moderada
0,60	5	14	30	2313	-	-	Moderada
0,60	15	14	15	2086,2	-	-	Moderada
0,60	15	14	30	1040,4	-	-	Baixa
0,60	5	63	15	3244,5	-	-	Moderada
0,60	5	63	30	2088,9	-	-	Moderada
0,60	15	63	15	1917,3	-	-	Baixa
0,60	15	63	30	848,7	-	-	Muito Baixa
0,60	0	14	15	6009,3	-	-	Alta
0,60	0	14	30	4588,2	-	-	Alta
0,60	0	63	15	4090,5	-	-	Alta
0,60	0	63	30	3436,2	-	-	Moderada
0,75	10	28	25	3530,7	2724,3	12,89	Moderada / Moderada

Os dados observados durante o ensaio de penetração acelerada, de 30 em 30 minutos, para o cálculo da carga total passante de todos os concretos ensaiados, encontram-se no Anexo 1.

## 5.1.2 Ensaio de Migração de Cloretos

Através dos dados da concentração de cloretos na célula positiva ao longo do tempo foi possível o cálculo do fluxo de íons cloreto para cada concreto. Este foi então aplicado na Equação 2.4 para o cálculo do coeficiente de difusão de cloretos. Os resultados são apresentados na Tabela 5.2, onde constam também os coeficientes de variação encontrados para os resultados dos concretos que sofreram repetição.

Tabela 5.2 Coeficientes de difusão de cloretos

a/agl	SA (%)	Idade (dias)	Temperatura (°C)	Coef. Dif. (cm <sup>2</sup> /s X 10 <sup>-9</sup> )	Coef. Dif. (cm <sup>2</sup> /s X 10 <sup>-9</sup> ) Repetição	Coef. Variação (%)
0,28	10	28	25	0,7529	0,4266	27,66
0,35	5	14	15	6,5944	-	-
0,35	5	14	30	4,9835	-	-
0,35	15	14	15	3,6294	-	-
0,35	15	14	30	2,9425	-	-
0,35	5	63	15	3,2208	-	-
0,35	5	63	30	4,4018	-	-
0,35	15	63	15	2,2326	-	-
0,35	15	63	30	1,3156	-	-
0,35	0	14	15	3,9399	-	-
0,35	0	14	30	4,3459	-	-
0,35	0	63	15	7,7354	-	-
0,35	0	63	30	5,9081	-	-
0,45	0	28	25	5,1437	7,2729	17,14
0,45	10	28	5	10,9136	9,4386	7,24
0,45	10	28	25	7,2412	7,0200	1,55
0,45	10	28	40	7,8962	7,1814	4,74
0,45	10	91	25	4,7402	5,3944	6,45
0,45	20	28	25	2,4096	2,5232	2,30
0,45	10	7	25	11,1575	6,1355	29,04
0,60	5	14	15	14,8402	-	-
0,60	5	14	30	8,1957	-	-
0,60	15	14	15	9,2223	-	-
0,60	15	14	30	6,3136	-	-
0,60	5	63	15	9,4718	-	-
0,60	5	63	30	7,1960	-	-
0,60	15	63	15	3,8587	-	-
0,60	15	63	30	3,2251	-	-
0,60	0	14	15	8,6629	-	-
0,60	0	14	30	8,6120	-	-
0,60	0	63	15	9,3502	-	-
0,60	0	63	30	6,4222	-	-
0,75	10	28	25	8,0589	8,3980	2,06



Os dados coletados durante o ensaio, como a corrente ao longo do tempo, a concentração de cloretos na célula positiva ao longo do tempo e a equação da reta que representa o fluxo de íons, são apresentados através de gráficos no Anexo 2.

### 5.1.3 Ensaio de Resistência à Compressão Axial

Os resultados do ensaio de resistência à compressão axial, assim como os resultados obtidos para os concretos que sofreram repetição e os respectivos coeficientes de variação, encontram-se na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 Resistência à compressão axial

a/agl	SA (%)	Idade (dias)	Temperatura (° C)	fc (MPa)	fc (MPa) repetição	Coefficiente de variação (%)
0,28	10	28	25	80,7	83,2	1,52
0,35	5	14	15	44,2	-	-
0,35	5	14	30	51,9	-	-
0,35	15	14	15	53,4	-	-
0,35	15	14	30	55,6	-	-
0,35	5	63	15	62,1	-	-
0,35	5	63	30	56,7	-	-
0,35	15	63	15	64	-	-
0,35	15	63	30	57,7	-	-
0,35	0	14	15	48,5	-	-
0,35	0	14	30	49,8	-	-
0,35	0	63	15	59	-	-
0,35	0	63	30	45,5	-	-
0,45	0	28	25	50,5	46,8	3,80
0,45	10	28	5	42,9	43,5	0,69
0,45	10	28	25	52,7	49,4	3,23
0,45	10	28	40	53	44,4	8,82
0,45	10	91	25	51,8	50,6	1,17
0,45	20	28	25	53,7	49,3	4,27
0,45	10	7	25	44,8	41,5	3,82
0,60	5	14	15	31,9	-	-
0,60	5	14	30	34,4	-	-
0,60	15	14	15	27,4	-	-
0,60	15	14	30	38,4	-	-
0,60	5	63	15	44	-	-
0,60	5	63	30	39,8	-	-
0,60	15	63	15	39,2	-	-
0,60	15	63	30	38,1	-	-
0,60	0	14	15	32,5	-	-
0,60	0	14	30	29,1	-	-
0,60	0	63	15	36,8	-	-
0,60	0	63	30	38,2	-	-
0,75	10	28	25	30,1	28,8	2,20

\*Os valores da tabela correspondem ao maior valor de resistência observado em dois corpos-de-prova.

## 5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises estatísticas dos dados obtidos nos ensaios foram realizadas através do *software* STATGRAPHICS plus, e são apresentadas a seguir, para cada experimento realizado. O Anexo 3 apresenta as tabelas de análise de variância e regressão múltipla para o ensaio de penetração de cloretos, de migração de cloretos e de resistência à compressão fornecidas pelo *software*.

### 5.2.1 Ensaio de Penetração Acelerada de Cloretos

O resultado da análise de regressão múltipla para o ensaio de penetração de cloretos resultou na Equação 5.1. O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) encontrado indica que este modelo explica 72,8 % da variabilidade dos resultados do ensaio.

$$C \text{ arg } a = 10024,7 - \frac{1350,02}{a / agl} + \frac{12871,1}{SA^{0,2}} - 3607,7 \cdot \sqrt{idade} - 15492,7 \cdot temp^{0,1} \quad (5.1)$$

Onde: Carga – carga total passante (Coulombs)

SA – teor de adição de sílica ativa (codificado conforme Tabela 5.4)

idade – idade de ensaio do concreto (codificado conforme Tabela 5.4)

temp – temperatura de exposição durante a cura (codificado conforme Tabela 5.4)

a/agl – relação água/aglomerante (codificado conforme Tabela 5.4)

O cálculo da carga total passante para qualquer combinação de teor de sílica ativa, temperatura de exposição durante a cura, idade e relação a/agl é possível através da utilização de uma codificação. Esta foi utilizada na análise estatística a fim de que fossem unificadas as escalas de cada variável estudada. A Tabela 5.4 apresenta as codificações utilizadas para cada variável do projeto experimental, sendo válida também para a análise estatística realizada para o ensaio de migração.

Tabela 5.4 Codificações utilizadas na análise estatística dos resultados do ensaio de penetração e migração de cloretos.

<b>a/agl</b>	<b>a/agl codificado</b>	<b>SA</b>	<b>SA codificado</b>	<b>Idade</b>	<b>Idade codificado</b>	<b>Temperatura</b>	<b>Temperatura codificado</b>
<b>0,28</b>	0,5	<b>0%</b>	0,5	<b>7</b>	0,5	<b>5° C</b>	0,5
<b>0,35</b>	0,723	<b>5%</b>	0,875	<b>14</b>	0,625	<b>15° C</b>	0,928
<b>0,45</b>	1,04	<b>10%</b>	1,25	<b>28</b>	0,875	<b>25° C</b>	1,357
<b>0,60</b>	1,52	<b>15%</b>	1,625	<b>63</b>	1,5	<b>30° C</b>	1,571
<b>0,75</b>	2	<b>20%</b>	2	<b>91</b>	2	<b>40° C</b>	2

Todas as variáveis que aparecem no modelo matemático são consideradas significativas com um nível de significância de 95%. Alguns termos dos modelos matemáticos aparecem em função de duas variáveis, representando que a interação entre estas variáveis é significativa. Os gráficos de comportamento apresentados neste capítulo foram elaborados considerando sempre os pontos centrais do projeto experimental, por exemplo, quando a variável significativa for a temperatura de exposição durante a cura, as outras variáveis foram fixadas em 28 dias de idade, teor de 10% de sílica ativa e relação a/agl 0,45.

Como era de se esperar, a relação a/agl aparece como variável significativa no modelo matemático da penetração de cloretos. A Figura 5.1 apresenta seu comportamento isolado com relação à carga total passante no ensaio proposto pela ASTM 1202/97, fixando o teor de adição de sílica ativa em 10%, a temperatura de exposição durante a cura em 25° C e a idade em 28 dias.

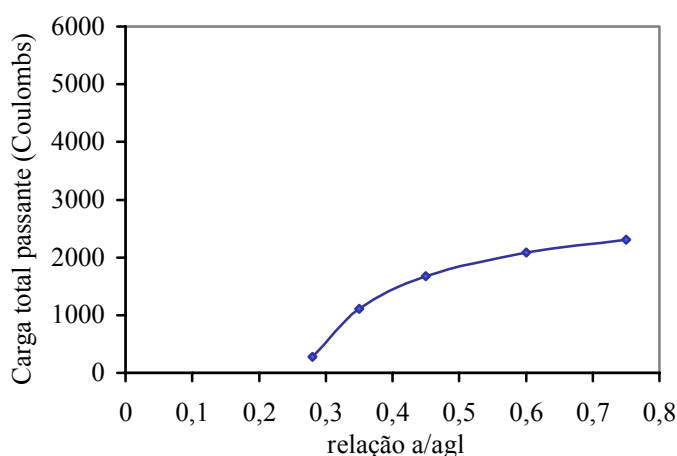


Figura 5.1 Comportamento da carga total passante com a relação a/agl (para o teor de adição de 10%, idade de 28 dias e temperatura de exposição durante a cura de 25° C).

Observa-se, na Figura 5.1, que com a redução da relação a/agl de 0,75 para 0,28 há uma redução da carga total passante devido à redução da porosidade, tornando a estrutura da pasta mais fechada e densa, o que dificulta a passagem dos íons através do concreto. Esta redução foi da ordem de 88%.

O decréscimo da penetração de cloretos com a redução da relação a/agl, devido a redução da porosidade do concreto, já foi muito estudado. Existem vários trabalhos que abordam este comportamento, tais como estudos realizados por FERREIRA et al. (1998), em concretos com adição de até 20% de sílica ativa. Avaliando a penetração de cloretos (método ASTM 1202/97) os autores encontraram, para os concretos com 10% de adição, reduções da ordem de 90% na carga total passante, com a redução da relação a/agl de 0,80 para 0,30. KULAKOWSKI (1994), que avaliou a durabilidade de argamassas para reparos estruturais com adição de até 15% de sílica ativa pelo mesmo ensaio, obteve redução da ordem de 70% para as argamassas com 10% de adição, variando a relação a/agl de 0,55 para 0,35.

A adição de sílica ativa aparece como variável significativa no modelo estatístico. Para a visualização do seu comportamento isolado com a carga passante foram fixados os valores da idade em 28 dias e da temperatura de exposição durante a cura em 25° C (Figura 5.2).

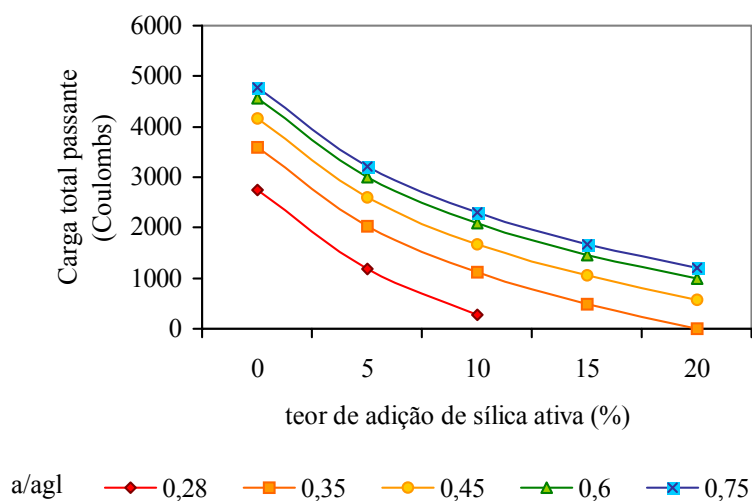


Figura 5.2 Comportamento da carga total passante com a adição de sílica ativa (para a temperatura de exposição durante a cura de 25° C e idade de 28 dias).

A partir da Figura 5.2 observa-se um decréscimo da penetração de cloretos com o aumento do teor de adição de sílica ativa para todas as relações a/agl. Esta redução da carga

total passante foi de 100% para a relação a/agl 0,28 e 99%, 86%, 78% e 75%, respectivamente, para as relações a/agl 0,35 , 0,45 , 0,60 e 0,75, ao adicionar 20% de sílica ativa em relação aos concretos de referência.

Este comportamento se deve ao efeito pozolânico e microfíler proporcionado pela sílica ativa, que resulta em um maior refinamento da estrutura de poros do concreto e em uma microestrutura mais fechada e densa, dificultando assim a entrada dos íons cloreto para o interior do concreto.

A Tabela 5.5 apresenta a classificação da ASTM C 1202/97, quanto à penetração de cloretos, para os concretos expostos à temperatura de 25° C e com 28 dias de idade.

Tabela 5.5 Classificação quanto à penetração de cloretos dos concretos expostos à temperatura de 25° C curados por 28 dias (ASTM C 1202/97)

Teor de adição de sílica ativa (%)	Relação a/agl				
	0,28	0,35	0,45	0,60	0,75
0	Moderada	Moderada	Alta	Alta	Alta
5	Baixa	Moderada	Moderada	Alta	Alta
10	Desprezível	Baixa	Baixa	Moderada	Moderada
15	Desprezível	Muito Baixa	Baixa	Baixa	Baixa
20	Desprezível	Desprezível	Muito Baixa	Baixa	Baixa

Dos resultados encontrados a partir do modelo estatístico observou-se um aumento da resistência à penetração de íons cloreto dos concretos, ao se adicionar 20% de sílica ativa, de até 7 vezes para a relação a/agl 0,45. FORNASIER (1995), utilizando o mesmo teor de adição de sílica ativa (20%), encontrou uma variação na carga total passante de 6 vezes em relação ao concreto de referência, para a relação a/agl 0,45. CABRERA & CLAISSE (1990) utilizaram teor de substituição de 20% de sílica ativa e também encontraram uma redução, em relação ao concreto de referência, de 7 vezes na carga total passante para a relação a/agl 0,46.

KULAKOWSKI (1994), quando avaliava a durabilidade de argamassas contendo teores de 0 a 15% de adição de sílica ativa, obteve redução da carga total passante (ensaio normalizado pela ASTM C 1202) da ordem de 85% para os concretos com relação a/agl 0,45. FERREIRA et al. (1998), estudando a penetração de cloretos em concretos com adição de até 20% de sílica ativa, variando a relação a/agl de 0,80 a 0,30, concluíram que o aumento do teor de adição de sílica ativa ao concreto causa reduções de carga total passante (ensaio ASTM C 1202/97) de 90% para a relação a/agl 0,45.

MALHOTRA & RAMEZANIAMPOUR (1995) avaliaram a resistência à penetração de cloretos e porosidade de concretos contendo adições de sílica ativa e, do mesmo modo, concluíram que o aumento da quantidade de adição resulta em um acréscimo da resistência à penetração de íons cloreto, produzindo concretos com muito baixa porosidade.

Outro fator significativo para o modelo estatístico é a idade de cura dos concretos. Este efeito pode ser visualizado na Figura 5.3, onde foram fixados os valores de adição de sílica ativa em 10% e temperatura de 25° C.

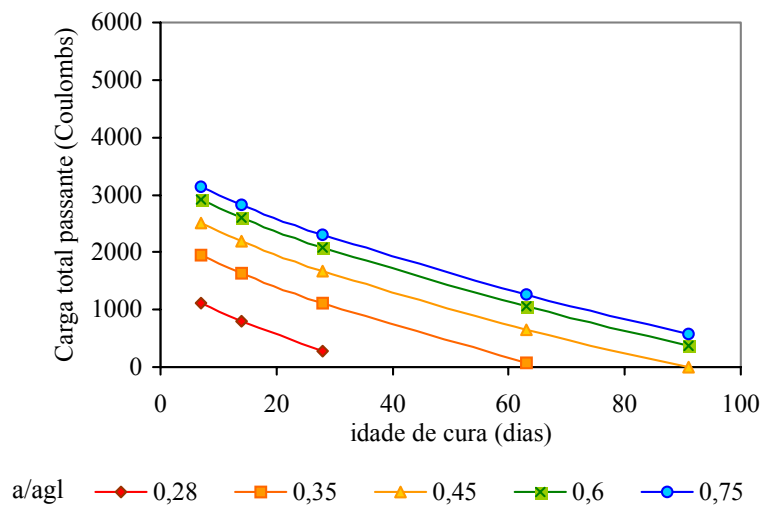


Figura 5.3 Comportamento da carga total passante com a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e teor de adição de 10% de sílica ativa)

Nota-se, na Figura 5.3, que a carga total passante diminui com a evolução da idade. Isto ocorre devido à evolução das reações de hidratação tanto do cimento quanto da reação pozolânica da sílica ativa, que resulta em uma redução na porosidade, tornando a matriz mais fechada e menos suscetível à passagem de íons.

A Tabela 5.6 apresenta a classificação dos concretos quanto à penetração de cloretos, baseada na norma ASTM C 1202/97, para os concretos com 10% de adição de sílica ativa, expostos à temperatura de 25° C durante a cura.

Tabela 5.6 Classificação quanto à penetração de cloretos dos concretos com adição de 10% de sílica ativa expostos à temperatura de 25° C durante a cura (ASTM C 1202/97)

Idade (dias)	Relação a/agl				
	0,28	0,35	0,45	0,60	0,75
7	Muito Baixa	Baixa	Moderada	Moderada	Moderada
14	Muito Baixa	Baixa	Moderada	Moderada	Moderada
28	Desprezível	Baixa	Baixa	Moderada	Moderada
63	Desprezível	Desprezível	Muito Baixa	Baixa	Baixa
91	Desprezível	Desprezível	Desprezível	Muito Baixa	Muito Baixa

Para os concretos com relação a/agl de 0,45 a redução na carga total passante, de 7 para 91 dias, é da ordem de 100 %. Já os concretos com a/agl maiores (0,60 e 0,75) sofreram um decréscimo na carga total passante de 87% e 81%, respectivamente.

Em estudos sobre a influência do tempo de cura na permeabilidade a cloretos, WHITING & KUHLMANN (1987) avaliaram a penetração de cloretos em várias idades durante 12 meses e concluíram que há uma tendência geral de decréscimo da permeabilidade a cloretos com o tempo, sendo mais pronunciado nos dois primeiros meses, devido a maior taxa de hidratação do cimento neste período, resultando numa redução da porosidade capilar. Neste trabalho também foi observado que para uma dada idade, a carga total passante aumenta com o incremento da relação a/c (avaliada de 0,26 a 0,48).

O efeito da temperatura de exposição durante a cura também é significativo no modelo estatístico da penetração de cloretos. O comportamento da carga total passante com a temperatura pode ser visualizado na Figura 5.4, onde foram fixados o teor de sílica ativa em 10% e a idade em 28 dias, variando a relação a/agl de 0,28 a 0,75.

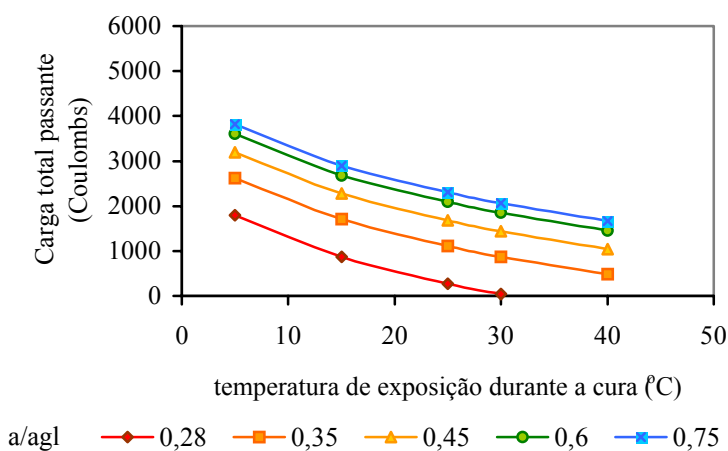


Figura 5.4 Comportamento da carga total passante com a temperatura de exposição durante a cura (para idade de 28 dias e teor de adição de 10% de sílica ativa).

Observa-se na Figura 4.4 que quanto maior temperatura de exposição durante a cura, menor a carga total passante. A temperatura de exposição influencia na velocidade das reações de hidratação do cimento, portanto concretos curados em temperaturas mais elevadas, cujas reações são aceleradas, possuem estrutura mais densa. Variando a temperatura de exposição de 5 a 40° C, os concretos com relação a/agl 0,28 obtiveram carga total passante desprezível, enquanto que os concretos com a/agl 0,35, 0,45, 0,60 e 0,75 reduziram em 81%, 67 %, 59% e 56%, respectivamente, a carga total passante.

A Tabela 4.7 apresenta a classificação dos concretos com 10% de adição de sílica ativa, curados durante 28 dias, quanto à penetração de cloretos, baseada na norma ASTM C 1202/97.

Tabela 5.7 Classificação quanto à penetração de cloretos dos concretos com adição de 10% de sílica ativa curados durante 28 dias (ASTM C 1202/97)

Temperatura de exposição durante a cura (° C)	Relação a/agl				
	0,28	0,35	0,45	0,60	0,75
5	Baixa	Moderada	Moderada	Moderada	Moderada
15	Muito Baixa	Baixa	Moderada	Moderada	Moderada
25	Muito Baixa	Baixa	Baixa	Moderada	Moderada
30	Desprezível	Muito Baixa	Baixa	Baixa	Moderada
40	Desprezível	Muito Baixa	Baixa	Baixa	Baixa

CABRERA & CLAISSE (1990) estudaram a penetração de cloretos em concretos contendo 20% de substituição de sílica ativa, com relação a/agl 0,30 e 0,46, variando o tipo de cura: a 20° C e 100% UR, a 20° C e 70% UR e a 6° C e 100% UR. Concluíram que o melhor tipo de cura foi a 20° C e 100% de UR, e os piores resultados foram encontrados para os concretos curados a 6° C. A cura a baixas temperaturas aumentou a penetração de cloretos em todas as idades estudadas (3, 28 e 91 dias).

### 5.2.2 Ensaio de Migração de Cloretos

A análise de regressão múltipla para o ensaio de migração de cloretos resultou na Equação 5.2. O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) encontrado indica que este modelo explica 73,43 % da variabilidade dos resultados do ensaio de migração de cloretos.



$$CD = -10,14 + 15,13\sqrt{a/agl} - 9,21 \cdot idade + 3,18 \cdot \frac{\sqrt{a/agl}}{temp} - 8,21 \cdot \sqrt{a/agl} \cdot idade - 0,88 \cdot idade \cdot e^{SA} \quad (5.2)$$

Onde: CD – Coeficiente de difusão de cloretos ( X 10<sup>-9</sup> cm<sup>2</sup>/s)

SA – teor de sílica ativa (codificado conforme Tabela 5.4)

idade – idade de ensaio do concreto (codificado conforme Tabela 5.4)

a/agl – relação água/aglomerante (codificado conforme Tabela 5.4)

temp – temperatura de exposição durante a cura (codificado conforme Tabela 5.4)

No modelo matemático encontrado para a o coeficiente de difusão de cloretos a relação a/agl aparece como variável significativa. Seu comportamento é apresentado na Figura 5.5, onde foram fixados o teor de adição de sílica ativa em 10%, a temperatura de exposição durante a cura em 25° C e a idade em 28 dias.

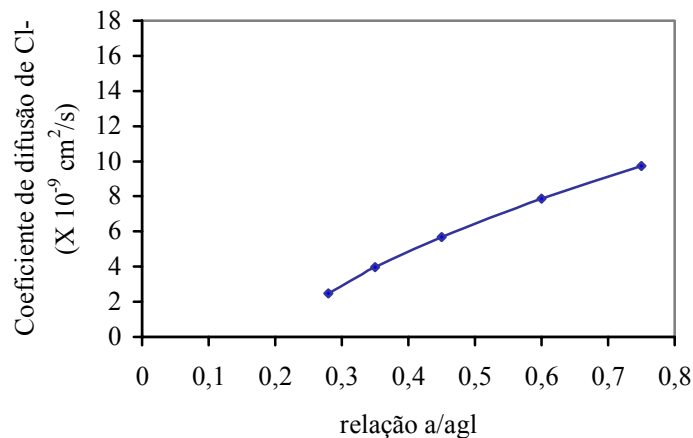


Figura 5.5 Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a relação a/agl (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C, teor de adição de 10% de sílica ativa e idade de 28 dias).

Na Figura 5.5 observa-se a redução do coeficiente de difusão de cloretos com a diminuição da relação a/agl, devido à redução da porosidade capilar, tornando a microestrutura mais fechada e densa. O que também justifica a redução do coeficiente de difusão para as relações a/agl mais baixas é a redução da quantidade de água livre, que pode servir como meio para o transporte de substâncias no concreto. Esta redução na carga total passante, alterando a relação a/agl 0,75 a 0,28, foi da ordem de 74%.

O comportamento do coeficiente de difusão de cloretos também é influenciado significativamente pela idade e pela interação entre a relação a/agl e a idade. A Figura 5.6 apresenta este comportamento, onde foram fixados o teor de adição de sílica ativa em 10% e a temperatura em 25° C, variando a relação a/agl de 0,28 a 0,75.

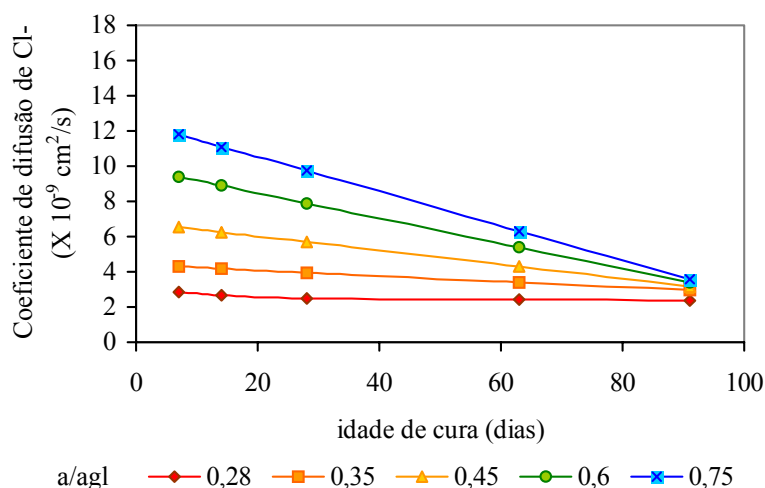


Figura 5.6 Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos em função da interação entre a relação a/agl e a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° e teor de adição de 10% de sílica ativa).

Observa-se na Figura 5.6 que o coeficiente de difusão de cloretos diminui com a evolução da idade, devido ao maior refinamento dos poros resultante da hidratação do cimento e da reação pozolânica da sílica ativa. Este comportamento é menos pronunciado para as relações a/agl mais baixas (0,28 e 0,35), pois nestes concretos os grãos de cimento estão mais próximos e a estrutura se fecha mais rapidamente. Já nos concretos com a/agl mais elevadas, onde há mais espaço para a formação dos produtos de hidratação, devido a maior quantidade de água com relação à quantidade de cimento, as reações ocorrem mais lentamente.

O coeficiente de difusão de cloretos dos concretos com relação a/agl 0,28, considerando as idades de 7 e 91 dias, apresentam um decréscimo de 16%, enquanto que os concretos com a/agl 0,35, 0,45, 0,60 e 0,75 obtiveram decréscimos de, respectivamente, 30%; 51%, 64%, 69% com a evolução da idade.

Conforme pesquisa realizada por IRASSAR et al. (1999), o coeficiente de difusão de cloretos depende do grau de maturação do concreto e, por outro lado, a fixação dos cloretos pelos compostos presentes no cimento diminui o avanço da frente de difusão. Ambas

situações provocam uma modificação na estrutura de poros do concreto, resultando na redução da difusão à medida que transcorre o tempo de exposição.

Outro fator significativo no modelo matemático da difusão de cloretos é a interação entre a relação a/agl e a temperatura de exposição. Para representar esta interação (Figura 5.7) foram fixados o teor de sílica ativa em 10% e a idade em 28 dias, variando a relação a/agl de 0,28 a 0,75.

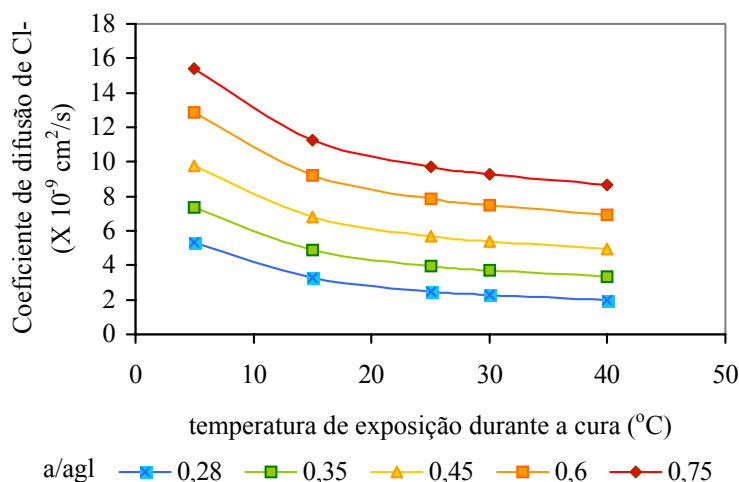


Figura 5.7 Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos em função da interação entre a relação a/agl e a temperatura de exposição durante a cura ( para idade de 28 dias e teor de adição de 10% de sílica ativa).

Observa-se na Figura 5.7 que o coeficiente de difusão de cloretos diminui com o aumento da temperatura de exposição para todas as relações a/agl. Nota-se também que para as temperaturas acima de 25° C o comportamento do coeficiente de difusão é muito semelhante, sendo bem evidente o acréscimo da difusão de cloretos quando as temperaturas diminuem para 5 ou 15° C. O decréscimo observado no coeficiente de difusão com o aumento da temperatura é mais acentuado para as relações a/agl mais baixas. Para a relação a/agl 0,28 a redução é de 63%, para a relação a/agl 0,35 é de 55% e para as relações a/agl 0,45, 0,60 e 0,75 a redução é de 50%, 46% e 44 %, respectivamente.

Esta diminuição do coeficiente de difusão com a temperatura de exposição durante a cura é devida a maior maturidade do concreto, pois em temperaturas mais elevadas ocorre um aumento da velocidade das reações de hidratação, fazendo com que a estrutura da pasta se forme mais rapidamente.

Em estudos sobre os efeitos da temperatura de exposição no coeficiente de difusão de cloretos em concretos com adição de cinza volante, DHIR et al. (1993) analisaram o comportamento de concretos curados em temperaturas variando de 5 a 45° C, e também concluíram que o coeficiente de difusão diminuiu em 80% em média, com o aumento da temperatura para o teor de adição de 30%.

Conforme estudos realizados por HUSSAIN et al. (1995) sobre os fatores que afetam a entrada de cloretos no concreto, os autores concluíram que com um aumento da temperatura de exposição de 20 para 70° C houve uma redução do conteúdo de cloretos de até 5 vezes.

CABRERA et al. (1995), estudando a corrosão em concretos com adição de 20 % de sílica ativa, utilizaram temperaturas de 6 e 20° C e constataram, do mesmo modo, que concretos curados a baixas temperaturas possuem ingresso de cloretos em torno de 125 % maior que os curados a altas temperaturas, aos 28 dias.

O coeficiente de difusão de cloretos também é influenciado significativamente, conforme o modelo matemático, pela interação entre o teor de sílica ativa e a idade. O comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a idade é demonstrado através da Figura 5.8, onde foram fixadas a temperatura em 25° C e a relação a/agl de 0,45, variando o teor de sílica ativa de 0 a 20%.

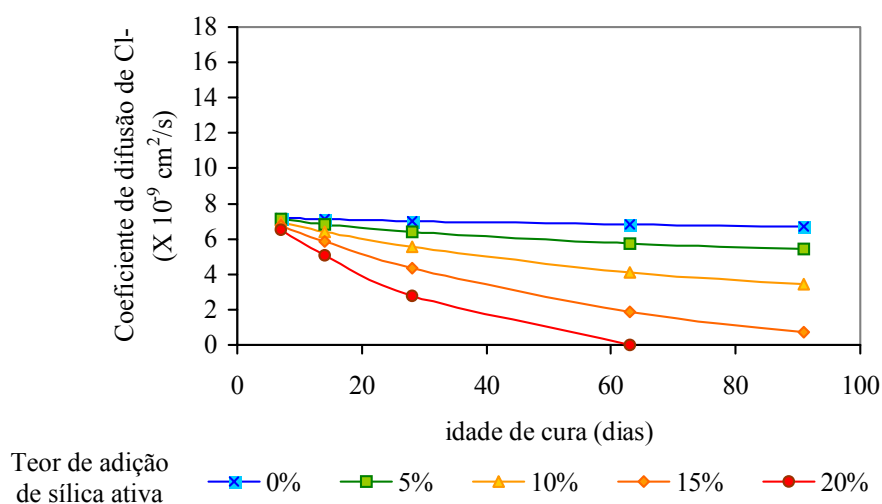


Figura 5.8 Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos em função da interação entre o teor de sílica ativa e a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e relação a/agl 0,45).

Na Figura 5.8, observa-se um decréscimo do coeficiente de difusão de cloretos com a idade e este comportamento é mais acentuado à medida que se aumenta o teor de sílica ativa. Isto se deve, provavelmente, ao maior refinamento dos poros proporcionado pelas reações

pozolânicas e pelo efeito microfíler da sílica ativa. Estas reações pozolânicas da sílica ativa com o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento geram mais C-S-H, reduzindo a porosidade e capilaridade ao longo do tempo.

A redução no coeficiente de difusão verificado, de 7 para 91 dias, para os concretos sem adição foi de 13%, já os concretos com 5%, 10% e 15% de adição de sílica ativa sofreram redução de, respectivamente, 28%, 51% e 94%, e os concretos com 20% de adição reduziram em aproximadamente 100% a difusão de cloretos. Nota-se também que há uma tendência de estabilização do coeficiente de difusão a partir de uma certa idade.

O coeficiente de difusão de cloretos dos concretos sem adição tem a tendência de estabilizar-se mais cedo que os concretos com adição, pois a contribuição para o maior fechamento da estrutura através das reações pozolânicas da sílica ativa ocorrem em idades posteriores à formação do hidróxido de cálcio nas reações de hidratação do cimento.

Para explicar este comportamento, FORNASIER (1995) diz que durante a hidratação dos grãos de cimento, são precipitados também os produtos da reação das partículas de sílica ativa, e o resultado destas reações ao longo da idade representa um refinamento do sistema de poros. O autor diz que os poros capilares tornam-se mais finos com o acréscimo da quantidade de sílica ativa. Este refinamento reflete na durabilidade do concreto, reduzindo a taxa de difusão de íons, diminuindo a deterioração dos concretos por mecanismos que envolvem transferência de massa.

TANG (1996), estudando métodos para determinar a difusão de cloretos no concreto, também concluiu que a difusividade de cloretos decresce ao longo do tempo e após uma certa idade, esta se torna gradualmente constante.

ZHANG & GJORV (1996) estudaram a difusão de cloretos no concreto e concluíram que, se os poros capilares são muito pequenos, os íons não são capazes de se difundir através do concreto, mesmo que a concentração de cloretos seja alta. Esta é uma das razões apontadas pelos pesquisadores para que a sílica ativa aumente eficientemente a resistência à difusão de cloretos, pois é um material que reduz efetivamente o tamanho dos poros, proporcionando um refinamento e dificultando a difusão dos íons, caracterizando o concreto de alto desempenho.

Estudos realizados por BENTZ & STUTZMAN (1994) em concretos com adição de 10% e 20% de sílica ativa indicaram que esta altera as propriedades do concreto de duas maneiras: pelo pequeno tamanho das partículas resultando num efeito filer preenchendo os

vazios entre os grãos de cimento e entre os grãos de cimento e o agregado; e também reage pozolanicamente com o  $\text{Ca(OH)}_2$  produzindo mais silicato de cálcio hidratado na forma de gel, levando a uma redução adicional na capilaridade e porosidade durante a hidratação.

Conforme estudos sobre a difusão de cloretos em concretos com adição de sílica ativa realizados por LOPES (1999), foram encontrados menores concentrações de cloretos nas células positivas ao longo do tempo para os concretos contendo 8% de adição de sílica ativa comparados aos de referência, este decréscimo foi da ordem de 60%. Esta adição mostrou-se efetiva para fins de reduzir a absorção capilar, refinar a estrutura de poros, concluindo, da mesma forma, que a sílica ativa tem efeito benéfico reduzindo o coeficiente de difusão de cloretos.

*- Aspecto dos corpos-de-prova após o ensaio de migração de cloretos*

Após a retirada dos corpos-de-prova das câmaras positivas, ao término do ensaio, foi constatado que havia um depósito de material na face do corpo-de-prova interna à câmara positiva. Este material depositado era proveniente dos produtos de corrosão das barras de aço inoxidável ABNT (304), que serviam como eletrodo positivo. A Figura 5.9 apresenta o aspecto dos corpos-de-prova, onde observa-se que o depósito dos produtos de corrosão ocorreu sobre a pasta de cimento e não sobre o agregado graúdo, devido a maior permeabilidade da pasta, por onde ocorre a passagem dos íons cloreto .



*Figura 5.9 Face do corpo-de-prova exposta a câmara positiva*

Na face exposta à câmara negativa, havia o depósito de um composto esbranquiçado. Este material foi analisado através do método de difração de raios-x em equipamento da marca SIEMENS, modelo D500, radiação  $\text{CuK}\alpha$ , tensão 36 kV, corrente 20mA e varredura com passo de  $0,02^\circ 2\theta$ . A Figura 5.10 apresenta o difratograma de raios-x do material.

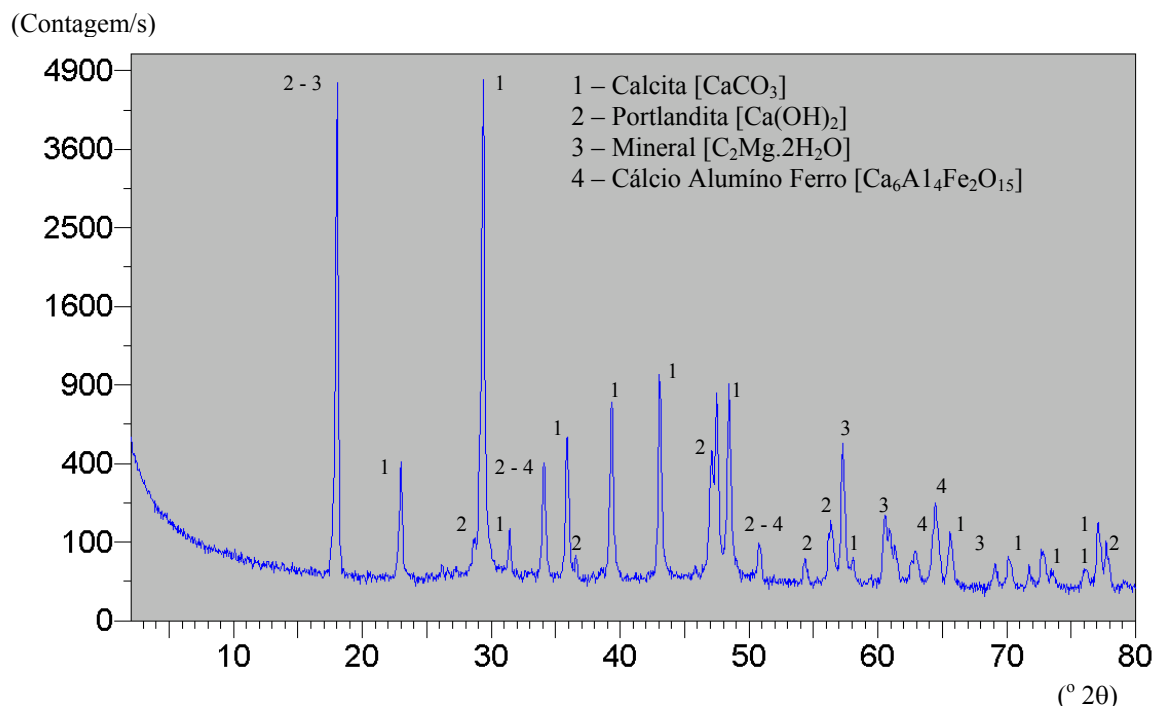


Figura 5.11 Difratoograma de raio-x do material retirado da face do corpo-de-prova exposto à câmara negativa

Neste ensaio de difração de raios-x foi detectada a presença de hidróxido de cálcio, podendo-se concluir que este foi lixiviado para fora do corpo-de-prova durante o ensaio; carbonato de cálcio (calcita), provavelmente devido à carbonatação durante o período (após o ensaio) em que ficou estocado no laboratório; os demais compostos detectados (C<sub>2</sub>Mg.2H<sub>2</sub>O e Ca<sub>6</sub>Al<sub>4</sub>Fe<sub>2</sub>O<sub>15</sub>) são provenientes da contaminação com os produtos de corrosão presentes no outro lado do corpo-de-prova (face exposta à câmara positiva), quando estes foram estocados em laboratório.

A Figura 5.11 apresenta a aparência da face exposta à câmara negativa de três corpos-de-prova, onde visualiza-se que quanto melhor a qualidade do concreto, menor a quantidade deste material depositada sobre a face do corpo-de-prova. Isto ocorreu devido a uma menor porosidade dos concretos com relação a/agl mais baixas, o que proporcionou uma menor lixiviação do hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento hidratado.



(a) (b) (c)

Figura 5.11 Face do corpo-de-prova exposta à câmara negativa  
*a/agl* = 0,28 , 28 dias, 10% de adição de sílica ativa, 25° C de temperatura  
*a/agl* = 0,35 , 14 dias, 5% de adição de sílica ativa, 30° C de temperatura  
*a/agl* = 0,45 , 28 dias, 10% de adição de sílica ativa, 25° C de temperatura

Como foi salientado anteriormente, os gráficos que representam a intensidade de corrente medida ao longo do tempo para cada concreto do ensaio de migração encontram-se no Anexo 2, e, como LOPES (1999), verificou-se o mesmo comportamento para todos os traços tanto na medida da concentração de cloretos quanto na intensidade da corrente.

Embora existam críticas a respeito da medição de corrente no ensaio de difusão de cloretos, onde se alega que o registro da corrente total que passa através da célula é uma função da quantidade e tipo de íons, não apenas do fluxo dos íons cloreto e da sua mobilidade (UEMOTO, et al., 1995), neste trabalho mediu-se ao teor de cloretos na célula positiva e a intensidade de corrente com o tempo. ANDRADE (1993), analisando o método da AASHTO TSA4177-83 (*Rapid Chloride Permeability Test*), mostrou que o método tem deficiência, porém também mostra que embora a carga total medida não seja somente devida ao transporte pelo íon cloreto, ela é proporcional a este.

### 5.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Axial

A análise de regressão múltipla para o ensaio de resistência à compressão axial resultou na Equação 5.3. O coeficiente de correlação ( $R^2$ ) encontrado indica que este modelo explica 89,91 % da variabilidade dos resultados deste ensaio.

$$f_c = 24,80 + \frac{29,64}{a/agl} - \frac{6,71}{idade} - 10,41 \cdot temp + 10,606 \cdot \frac{temp}{idade} + 3,57 \cdot \frac{SA}{a/agl} \quad (5.3)$$



Onde:  $f_c$  – Resistência à compressão axial (MPa)

SA – teor de sílica ativa (codificado conforme Tabela 5.8)

idade – idade de ensaio do concreto (codificado conforme Tabela 5.8)

a/agl – relação água/aglomerante (codificado conforme Tabela 5.8)

temp – temperatura de exposição durante a cura (codificado conforme Tabela 5.8)

Tabela 5.8 Codificações utilizadas na análise estatística dos resultados de resistência à compressão axial

a/agl	a/agl codificado	AS	SA codificado	Idade	Idade codificado	Temperatura	Temperatura codificado
<b>0,28</b>	0,5	<b>0%</b>	-1	<b>7</b>	0,5	<b>5° C</b>	-1
<b>0,35</b>	0,723	<b>5%</b>	-0,5	<b>14</b>	0,625	<b>15° C</b>	-0,43
<b>0,45</b>	1,04	<b>10%</b>	0	<b>28</b>	0,875	<b>25° C</b>	0,14
<b>0,60</b>	1,52	<b>15%</b>	0,5	<b>63</b>	1,5	<b>30° C</b>	0,43
<b>0,75</b>	2	<b>20%</b>	1	<b>91</b>	2	<b>40° C</b>	1

Através da análise de regressão múltipla dos resultados a relação a/agl aparece como variável significativa para o modelo matemático. A Figura 5.12 apresenta o comportamento da resistência à compressão em função da relação a/agl, onde foram fixados o teor de sílica ativa em 10%, a temperatura em 25° C e a idade de 28 dias.

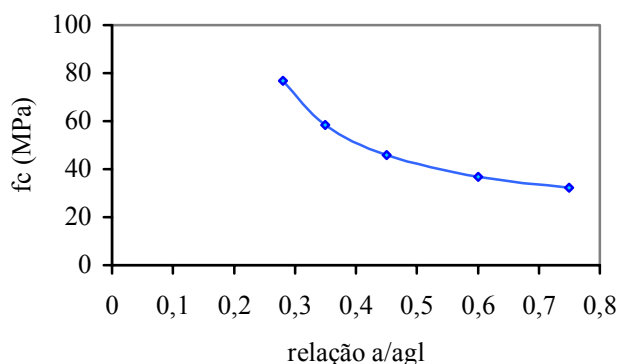


Figura 5.12 Comportamento da resistência à compressão axial com a relação a/agl (para idade de 28 dias, teor de adição de 10% de sílica ativa e temperatura de exposição durante a cura de 25° C)

Como pode-se observar na Figura 5.12 a resistência à compressão diminui com o aumento da relação a/agl, conforme o esperado. Este comportamento é devido ao aumento da porosidade tanto na pasta como na zona de transição pasta-agregado, assim como pela

presença de cristais de hidróxido de cálcio mais desenvolvidos e orientados com o aumento da relação a/agl.

Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), em um concreto de resistência baixa ou média, a porosidade da zona de transição e da matriz determinam a resistência, porém, em concretos de alta resistência, com relação a/agl abaixo de 0,3, o aumento de resistência devido à diminuição da relação a/agl é atribuído principalmente à melhoria significativa da resistência da zona de transição, pois o tamanho dos cristais de hidróxido de cálcio diminui com a redução da relação a/agl.

A interação entre o teor de adição de sílica ativa e a relação a/agl também é considerada significativa na análise estatística, e seu comportamento é demonstrado na Figura 5.13, onde são fixadas a temperatura em 25° C e a idade em 28 dias, variando a relação a/agl de 0,28 a 0,75.

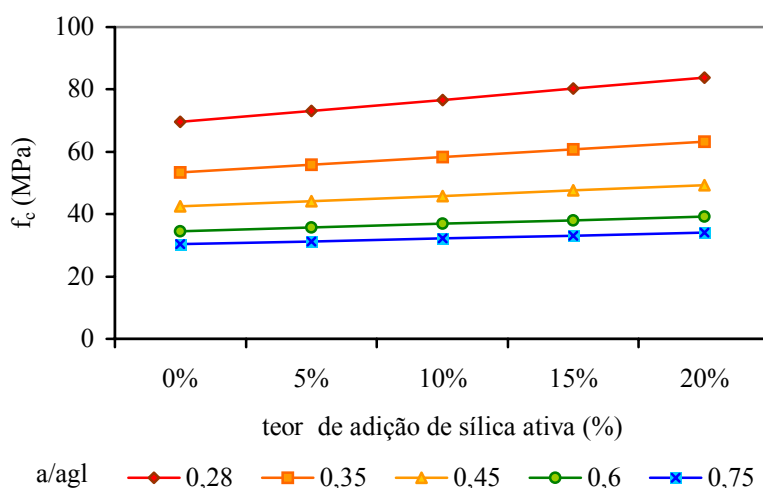


Figura 5.13 Comportamento da resistência à compressão axial em função da interação entre o teor de adição de sílica ativa e a relação a/agl (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e idade de 28 dias).

Analisando a Figura 5.13 observa-se que a medida que se acrescenta sílica ativa ao concreto ocorre um aumento da resistência à compressão, conforme o esperado. Isto ocorre pois há um maior refinamento da estrutura de poros devido ao efeito pozolânico, assim como a densificação da pasta devido à extrema finura das partículas através do efeito microfíler proporcionado pela adição de sílica ativa.

Estes acréscimos de resistência são mais significativos para as relações a/agl mais baixas, alcançando 20%, 18%, 16%, 13% e 11%, respectivamente, para as relações a/agl 0,28, 0,35, 0,45, 0,60 e 0,75.

Vários trabalhos indicam a eficiência da sílica ativa com relação ao aumento da resistência de concretos e argamassas (MAAGE & SALLEVOLD, 1987; MALHOTRA, 1993; DAL MOLIN, 1995; VIEIRA et al. 1997; LOPES, 1999). Segundo WILD et al. (1995) este aumento de resistência é atribuído à formação de uma estrutura mais densa e homogênea na zona de transição entre a pasta e o agregado.

Outra variável significativa para o modelo estatístico da resistência à compressão é a idade. A Figura 5.14 representa o comportamento da idade em função da relação a/agl, fixando a temperatura em 25° C e o teor de sílica ativa em 10%.

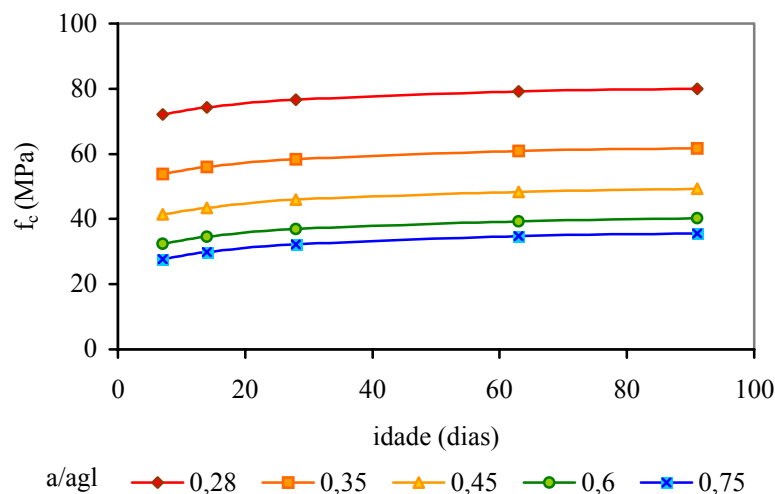


Figura 5.14 Comportamento da resistência à compressão axial com a idade (para temperatura de exposição durante a cura de 25° C e teor de adição de 10% de sílica ativa).

Observa-se, na Figura 5.14, que a resistência à compressão aumenta com a idade devido ao desenvolvimento dos compostos hidratados do cimento e das reações pozolânicas da sílica ativa. Estas reações acontecem de maneira mais intensa durante as primeiras idades, portanto nota-se uma tendência de estabilização da curva ao longo do tempo; este comportamento condiz com o esperado.

O acréscimo de resistência à compressão com a evolução da idade (de 7 a 91 dias), para os concretos expostos à temperatura de 25° C e com 10% de adição de sílica ativa, foi de 10,8%, 14,5%, 19%, 24,1% e 28,2%, respectivamente, para a relação a/agl 0,28, 0,35, 0,45,

0,60 e 0,75. Portanto, quanto maior a relação a/agl, maior foi o ganho de resistência com a idade.

Segundo NEVILLE (1997), misturas com relação a/agl baixas têm aumento de resistência mais rápido, devido o fato que os grãos de cimento estão mais próximos uns dos outros e se forma mais rapidamente um sistema contínuo de gel.

A temperatura de exposição também é significativa no modelo matemático da resistência à compressão axial e seu comportamento, fixando a idade em 28 dias e o teor de sílica ativa em 10%, pode ser visualizado na Figura 5.15.

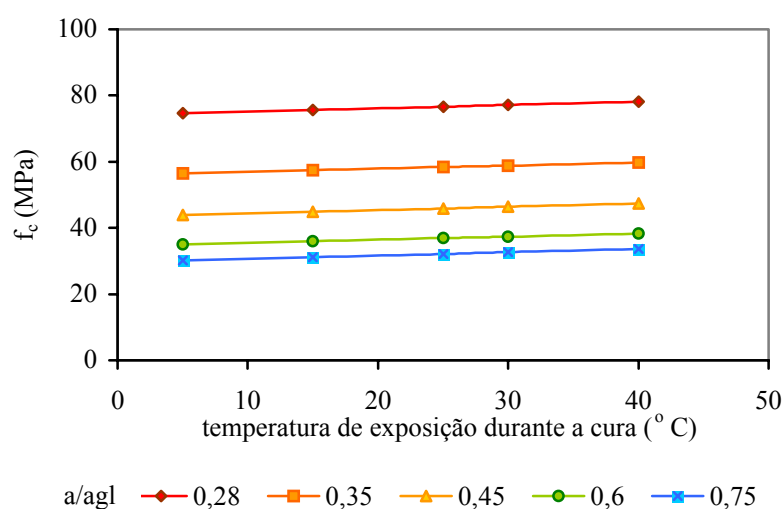


Figura 5.15 Comportamento da resistência à compressão axial com a temperatura de exposição durante a cura (para a idade de 28 dias e teor de adição de 10% de sílica ativa).

Observam-se para todas as relações a/agl um acréscimo de resistência à compressão com o aumento da temperatura, para a idade de 28 dias (Figura 5.15). Pois a resistência à compressão, cresce com a temperatura, devido ao aumento da velocidade das reações de hidratação do cimento preenchendo os vazios mais rapidamente, isto ocorre em maior escala em concretos com relação a/agl mais elevados, pois há mais espaço para a formação dos produtos de hidratação. Este acréscimo de resistência é mais significativo para as relações a/agl mais elevadas, chegando a 11,5% no caso da relação a/agl 0,75, para a relação a/agl 0,60, 0,45, 0,35 e 0,28 este acréscimo de resistência é de, respectivamente, 9,8%, 7,7%, 6% e 4,5%.

Por último, o modelo matemático encontrado para a resistência à compressão axial apresenta a interação entre a temperatura e a idade como significativa. Este comportamento

pode ser verificado através da Figura 5.16 onde foram fixados o teor de sílica ativa em 10% e a relação a/agl em 0,45, variando a temperatura de exposição de 5 a 40° C.

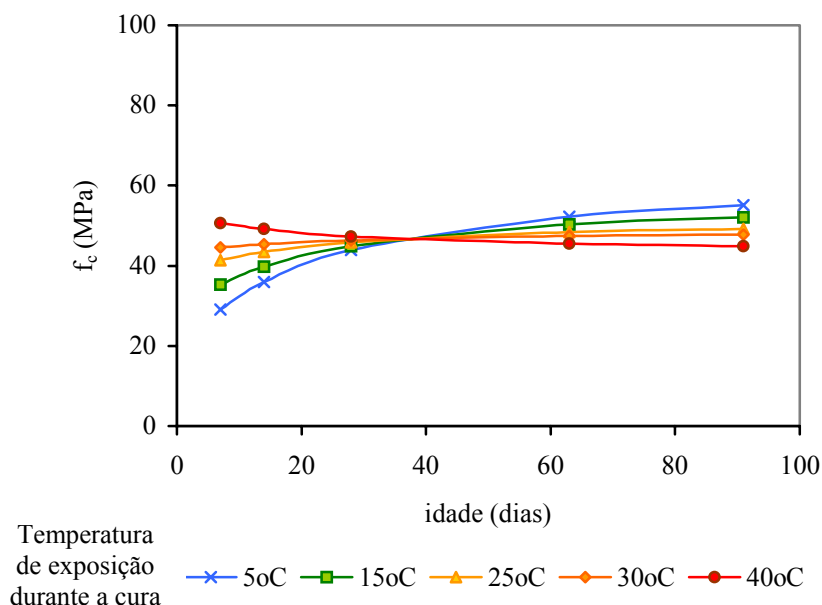


Figura 5.16 Comportamento da resistência à compressão axial em função da interação entre a temperatura de exposição durante a cura e a idade (para relação a/agl 0,45 e teor de adição de 10% de sílica ativa).

Observa-se que para as primeiras idades (até 28 dias) as temperaturas de cura mais elevadas fornecem valores de resistência à compressão maiores, pois as reações de hidratação do cimento são aceleradas. Porém este comportamento se inverte para as idades mais avançadas, sendo prejudicial para a resistência à compressão a cura em temperaturas elevadas (Figura 5.16).

Este decréscimo de resistência ao longo do tempo para os concretos expostos à temperatura de 40° C durante o período da cura, apresentado na Figura 5.16, é explicado pela retração hidráulica, que acontece devido a elevada temperatura fazendo com haja uma perda de água para o ambiente, causando tensões e microfissuras, reduzindo assim a resistência à compressão.

RAMIRES (1993) diz que a elevação da temperatura acelera as reações de hidratação aumentando a resistência inicial, porém pode comprometer as resistências em idades mais avançadas devido a uma rápida hidratação inicial, resultando em uma estrutura mais porosa.

Na faixa de temperatura de 4 a 46° C, MEHTA & MONTEIRO (1994) e NEVILLE (1997) explicam que até os 28 dias, quanto maior a temperatura mais rápida é a hidratação do

cimento e o ganho de resistência resultante. A idades maiores, quando se reduzem as diferenças no grau de hidratação do cimento, estas diferenças na resistência do concreto não são mantidas, pois quanto maior a temperatura de cura, menor será a resistência final do concreto. Porém a cura em temperaturas baixas proporciona uma microestrutura relativamente mais uniforme da pasta de cimento hidratada, principalmente quanto à distribuição e tamanho dos poros, e isto explicaria, segundo os autores, a maior resistência do concreto.

Estudos em concretos contendo sílica ativa, realizados por WILD et al. (1995), variando a temperatura de exposição (20 e 50° C), permitiram concluir que nas primeiras idades os concretos curados a 50° C obtiveram resistências maiores que os concretos curados a 20° C, porém em idades mais avançadas o comportamento se inverte. Os autores explicam que este comportamento em idades avançadas é devido a estrutura interna da pasta ser pouco refinada com cristais de hidróxido de cálcio bem desenvolvidos, tornando fraca a zona de transição.

### **5.3 COMPORTAMENTO DA PENETRAÇÃO E MIGRAÇÃO DE CLORETOS EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO**

O comportamento da carga total passante no ensaio de penetração de cloretos em função da resistência à compressão, para diferentes teores de adição de sílica ativa, encontra-se na Figura 5.17. Estes gráficos foram elaborados com os valores calculados a partir dos modelos matemáticos obtidos para cada ensaio, considerando a relação  $a/agl$  variando de 0,28 a 0,75, a temperatura de exposição durante a cura variando de 5 a 40° C e a idade de cura de 7 a 91 dias. Obteve-se uma grande dispersão dos resultados, não sendo possível a obtenção de uma curva de comportamento com um bom coeficiente de determinação ( $R^2$ ).

Pode-se observar, na Figura 5.17, que a medida que se acrescenta sílica ativa à mistura, os gráficos apresentam uma maior dispersão de pontos na região onde a carga passante é mais baixa (concentrado-se na região abaixo de 2000 coulombs), o que indica que há ganho de durabilidade, para uma mesma resistência à compressão.

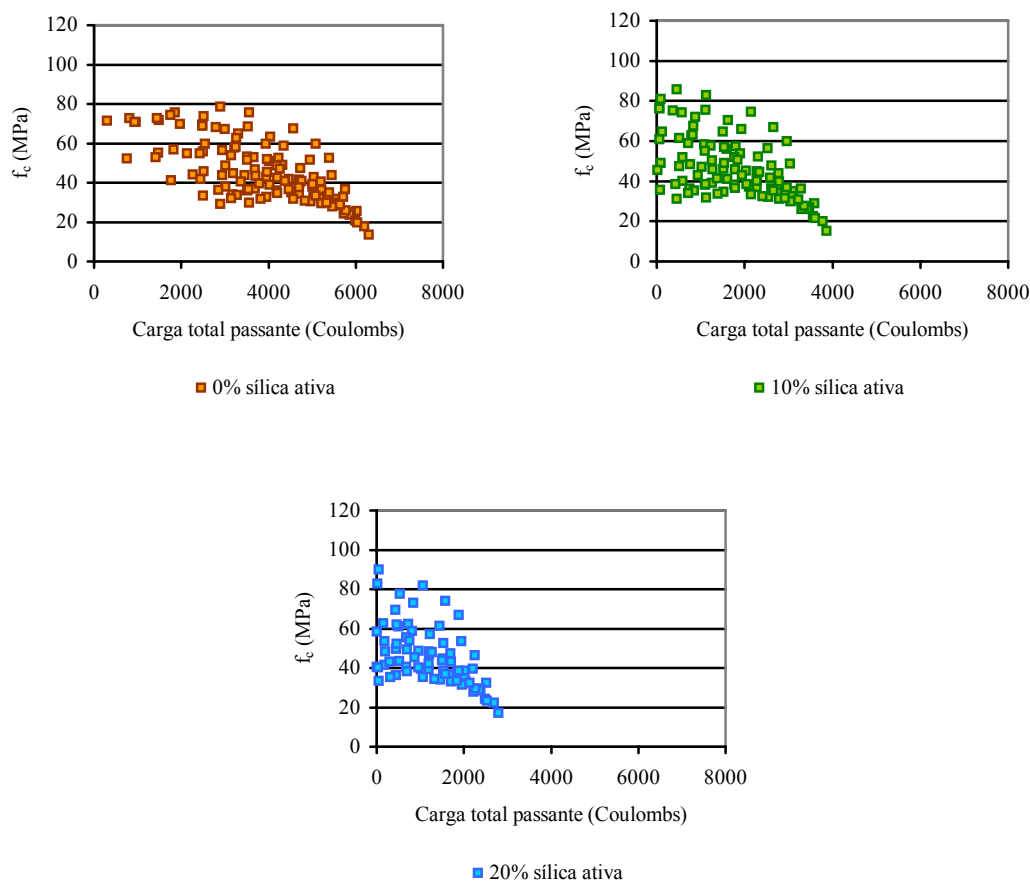
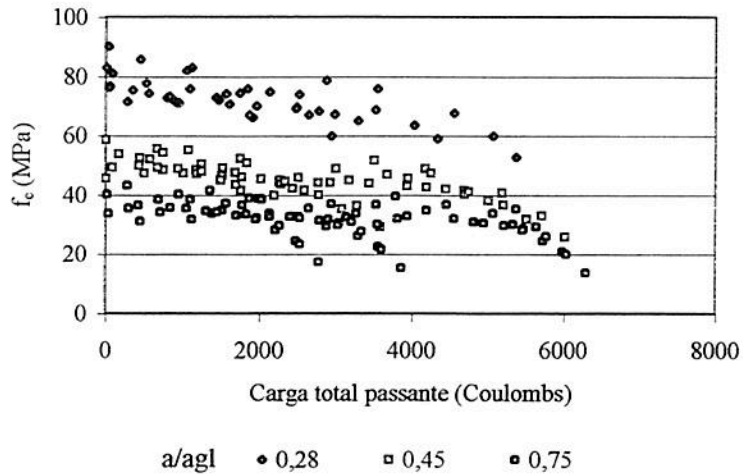


Figura 5.17 Comportamento da carga total passante com a resistência à compressão para os concretos confeccionados com 0, 10 e 20% de sílica ativa.

Analisando-se a Figura 5.17, observa-se que para uma dada resistência, por exemplo 40 MPa, há uma grande variação na durabilidade dos concretos. Sem adição de sílica ativa a carga total passante varia de 2000 a 6000 Coulombs, para os concretos confeccionados com 10% de adição de sílica ativa, a carga total passante varia de zero a 3000 Coulombs, já os concretos com 20% de adição de sílica ativa apresentam carga total passante de zero a 2000 Coulombs.

A Figura 5.18 apresenta o comportamento da carga total passante em função da resistência à compressão axial para os concretos confeccionados com diferentes relações a/agl (0,28, 0,45 e 0,75), considerando o teor de adição de sílica ativa variando de 0 a 20%, a temperatura de exposição durante a cura de 5 a 40° C e a idade de cura de 7 a 91 dias. Também se observa uma grande dispersão dos resultados, não sendo possível a obtenção de uma curva de comportamento com um bom coeficiente de determinação.



*Figura 5.18 Comportamento da resistência à compressão axial com a carga total passante para os concretos confeccionados com relação  $a/agl$  0,28 , 0,45 e 0,75*

Na figura 5.18 observa-se que a resistência à compressão varia de 20 a 40MPa para a relação  $a/agl$  0,75, varia de 30 a 60MPa para a relação  $a/agl$  0,45 e varia de 50 a 90MPa para a relação  $a/agl$  0,28. Nesta figura, observa-se também que para qualquer resistência à compressão há uma grande variação na carga total passante, dependendo do tempo de cura, da utilização de adição e da temperatura de exposição durante a cura.

O comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a resistência à compressão axial, para concretos com diferentes teores de sílica ativa, pode ser visualizado na Figura 5.19. Este comportamento também foi obtido a partir dos valores calculados com os modelos matemáticos do ensaio de migração de cloretos e de resistência à compressão. Devido à dispersão dos resultados, também não foi possível obter-se uma curva do comportamento devido ao baixo coeficiente de determinação encontrado, porém são valores um pouco melhores que os encontrados para o comportamento da penetração de cloretos com a resistência à compressão, o que indica que o ensaio de migração fornece resultados com menor dispersão.



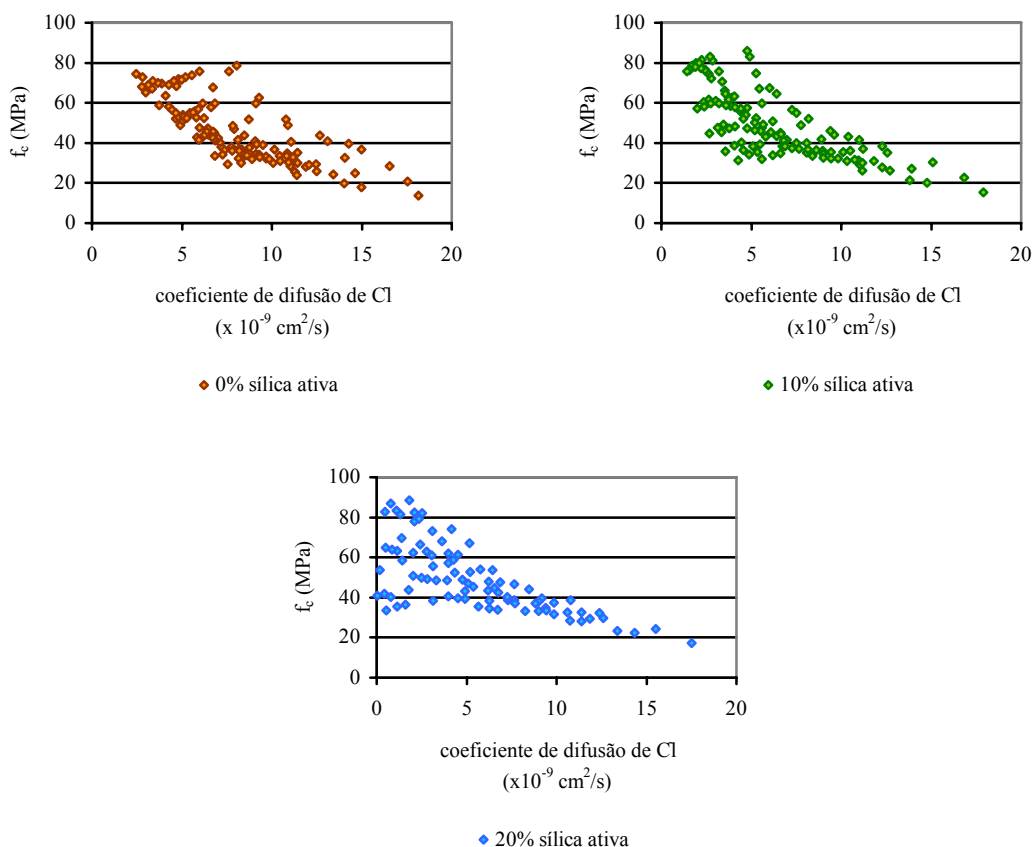


Figura 5.19 Comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a resistência à compressão para os concretos confeccionados com 0, 10 e 20% de adição de sílica ativa

Na figura 5.19 observa-se que o comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a resistência à compressão é semelhante para todos os teores de adição de sílica ativa, porém nota-se que há uma maior concentração de pontos na região onde os coeficientes de difusão são mais baixos, para os concretos com adição. Também observou-se o mesmo comportamento encontrado para a penetração de cloretos com a resistência à compressão, para uma dada resistência à compressão há uma grande variação de valores de difusão de cloretos no concreto.

A Figura 5.20 apresenta o comportamento da resistência à compressão axial com o coeficiente de difusão de cloretos para os concretos confeccionados com diferentes relações a/agl (0,28, 0,45 e 0,75), considerando o teor de sílica ativa variando de 0 a 20%, a temperatura de exposição durante a cura de 5 a 40° C e a idade de 7 a 91 dias. Da mesma forma que as figuras anteriores, não foi possível a obtenção de uma curva de comportamento com um bom coeficiente de determinação devido a grande dispersão dos resultados.

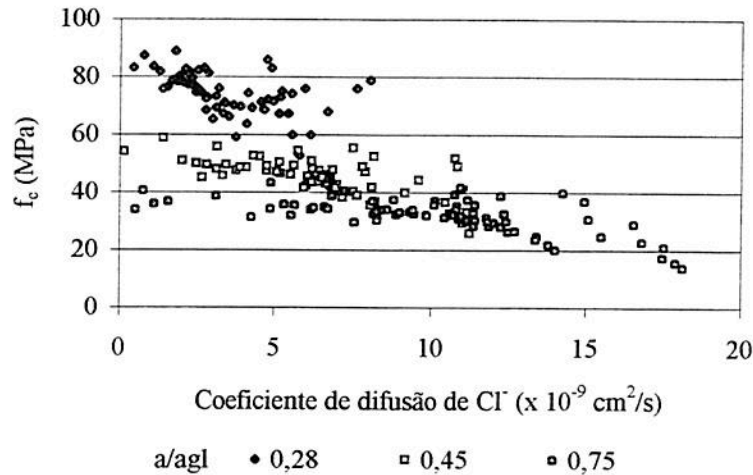


Figura 5.20 Comportamento da resistência à compressão axial com o coeficiente de difusão de cloretos para os concretos confeccionados com relação  $a/agl$  0,28 , 0,45 e 0,75

Na Figura 5.20 observa-se que há faixas de resistências para cada relação  $a/agl$ , como foi observado na análise da carga total passante em função da resistência à compressão para os concretos confeccionados com diferentes relações  $a/agl$ . Observa-se também que para uma mesma resistência à compressão há uma grande variação no coeficiente de difusão de cloretos, influenciado também pelas outras variáveis (temperatura de exposição durante a cura, idade de cura e teor de adição de sílica ativa), indicando que há uma grande variação na qualidade dos concretos, conseqüentemente na sua durabilidade frente ao ataque de íons cloreto.

Observa-se também, na Figura 5.20, que quanto menor a relação  $a/agl$  menor é a variação do coeficiente de difusão de cloretos para uma mesma resistência à compressão, indicando que a redução da relação  $a/agl$  gera concretos com melhor qualidade, e menos influenciáveis pelas outras variáveis como temperatura de exposição durante a cura, idade de cura e teor de adição de sílica ativa.

Isto indica que a resistência à compressão não é um bom parâmetro para a avaliação da durabilidade das estruturas de concreto, pois as variações na carga total passante e do coeficiente de difusão de cloretos são muito significativas para uma mesma resistência à compressão.

## 5.4 PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DOS CONCRETOS A PARTIR DE MODELOS MATEMÁTICOS

Embora não fizesse parte dos objetivos deste trabalho prever a vida útil através de modelos, utilizando os dados obtidos nesta pesquisa aliados a uma linha de estudo que vem sendo desenvolvida no Núcleo Orientado para a Inovação nas Edificações / UFRGS, utilizou-se modelos matemáticos de previsão de vida útil, para fazer uma estimativa do tempo até a despassivação da armadura de alguns concretos estudados sob determinadas condições de agressividade.

Como foi mencionado no Capítulo 2, os modelos de degradação das estruturas seguem a proposta de TUUTTI para o estudo da vida útil. Este a divide em período de iniciação da corrosão, que é definido como o período de tempo em que os agentes agressivos levam até atingirem a armadura, sem comprometer a funcionalidade da estrutura, e outro período, chamado de propagação da corrosão, onde os fenômenos de degradação agem de maneira efetiva sobre a estrutura, comprometendo-a, tanto em sua estabilidade estrutural quanto em seu aspecto estético.

Os modelos de previsão de vida útil subdividem-se quanto ao período de ação dos agentes agressivos, na iniciação e na propagação da corrosão. Os modelos propostos para a penetração de íons cloreto provenientes do ambiente são os que despertam maior interesse. Para o período de iniciação, existem vários modelos, como o proposto por SHA'AT et al. (1994), onde a maioria se baseia na segunda lei de Fick.

Com o objetivo de comparar o desempenho dos concretos quanto à etapa de iniciação, utilizou-se os dados obtidos em laboratório para sete concretos através da aplicação da segunda lei de Fick.

A segunda lei de Fick considera o fluxo de íons no estado não-estacionário, variável com o tempo e com a profundidade de penetração, conforme foi destacado no item 3.4.1. Esta pode ser escrita em função do tempo de exposição aos cloretos e considerando a concentração superficial do íon na solução externa constante, sua solução é dada pela Equação 3.3.

Segundo CABRAL (2000), pode-se utilizar a segunda lei de Fick para prever a vida útil de um elemento de concreto armado, pois através do conhecimento dos parâmetros  $C_x$ ,  $C_o$ ,  $C_s$  e  $D_{ef}$ , é possível estimar em quanto tempo (t) os agentes agressivos alcançarão a

armadura localizada a uma certa profundidade (x). Pode-se obter também o tempo (t) necessário para que a concentração de cloretos ( $C_x$ ), na profundidade (x), onde se encontram as armaduras, alcance a concentração limite para que haja a corrosão (concentração crítica).

O procedimento para encontrar o coeficiente de difusão pelo teste normal de difusão pode levar mais de 8 meses, isto irá depender da qualidade do concreto e da espessura da fatia a ser testada (SHA'AT et al., 1994). Então se utiliza uma diferença de potencial para acelerar este processo, reduzindo o tempo do ensaio. Segundo os autores, o coeficiente de difusão calculado a partir de testes acelerados é superestimado, comparado com o teste de difusão convencional. Portanto, caso a vida útil de um concreto fosse calculada utilizando estes valores estar-se-ia subestimando o tempo necessário para que à frente de cloretos atinja a armadura.

SHA'AT et al. (1994) desenvolveram um modelo matemático (Equação 5.4) para o cálculo do coeficiente de difusão a partir dos resultados do ensaio acelerado de difusão.

$$\frac{C_t}{C_0} = \operatorname{erfc} \left\{ \frac{\left[ L - \left( \frac{D \cdot z \cdot F \cdot \Delta\phi \cdot t}{R \cdot T \cdot L} \right) \right]}{2\sqrt{D \cdot t}} \right\} \quad (5.4)$$

Onde: L – espessura do cobrimento (m)  
z – carga elétrica (para cloretos = 1)  
F – constante de Faraday (= 23063 cal/volt/eq)  
R – constante dos gases (1,9872 cal/mol.Kelvin)  
U – diferença de potencial aplicada (12 Volts)  
T – temperatura (Kelvin)  
 $C_0$  – concentração na célula negativa (0,5 M)  
 $C_t$  – concentração de cloretos no tempo t (mol/l)  
t – tempo considerado para a concentração  $C_0$  (s)  
D – coeficiente de difusão ( $m^2/s$ )

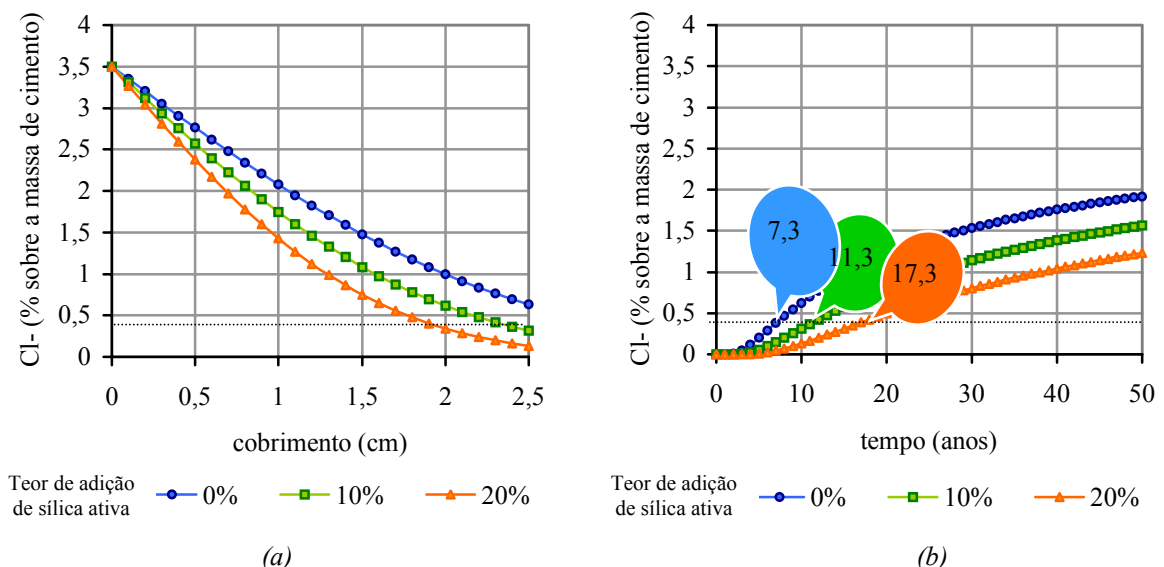
Os valores de coeficiente de difusão encontrados a partir da Equação 5.4, conforme estudos de SHA'AT et al. (1994), são muito próximos aos encontrados no ensaio sem a aplicação de diferença de potencial, o que seria mais próximo da condição real da estrutura.

Este valor de coeficiente de difusão encontrado a partir do modelo matemático proposto por SHA'AT et al. (1994) é então utilizado na Equação (3.3) (solução da segunda lei de Fick), para o cálculo do tempo em que os agentes agressivos alcançarão a armadura ou o tempo necessário para que a concentração crítica de cloretos alcance a profundidade onde se encontram as armaduras.

#### 5.4.1 Previsão da vida útil dos concretos ensaiados

Para possibilitar o cálculo do perfil de penetração de cloretos ao longo da profundidade (x), a concentração externa de cloretos foi considerada 3,5% em relação à massa de cimento, por representar um ambiente bastante agressivo, correspondente à concentração de cloretos da água do mar.

Os perfis de penetração de cloretos, modelados a partir da segunda lei de Fick, para um período de 10 anos, dos concretos com relação a/agl de 0,45, 28 dias de idade e temperatura de exposição de 25° C, encontram-se representados na Figura 5.21 (a), e a Figura 5.21 (b) representa as curvas de evolução da concentração de cloretos no concreto em função ao tempo de exposição ao sal.



(a) (b)  
 Teor de adição de sílica ativa — 0% — 10% — 20% Teor de adição de sílica ativa — 0% — 10% — 20%  
 Figura 5.21 Comportamento de concretos contendo diferentes teores de sílica ativa  
 (a) perfil de penetração de cloretos ao longo da profundidade de 2,5 cm, para 10 anos de exposição  
 (b) evolução da concentração de cloretos em função do tempo de exposição, para profundidade de 2,5 cm

Em geral a maioria das normas e recomendações, como as do CEB, aceitam como um valor de consenso para o teor crítico de conteúdo de cloretos, 0,4% sobre a massa de cimento. Este valor para o conteúdo crítico de cloretos, dependendo da experiência de cada país, pode oscilar entre 0,1 a 1%. BOWNE citado por LIMA (1990) diz que a corrosão poderá iniciar após o conteúdo de íons cloretos alcançar teores entre 0,4 e 0,6% em relação à massa de cimento, estando presentes todas as outras condições (eletrólito, oxigênio e diferença de potencial).

Considerando 0,4% um teor crítico para a concentração de cloretos, pode-se observar, a partir da Figura 5.21 (a), que os concretos com adição de 10 e 20% de sílica ativa, em 10 anos de exposição, ainda não teriam atingido o teor crítico na profundidade de 2,5 cm, o que já teria ocorrido para o concreto sem adição.

Analisando a Figura 5.21 (b) conclui-se que um concreto sem adição alcançaria a concentração crítica próxima à armadura, em uma ambiente com agressividade alta (3,5% de cloretos sobre a massa de cimento), para um cobrimento de 2,5 cm, em 7,3 anos, o concreto com 10% de sílica ativa alcançaria em 11,3 anos e com 20% de adição em 17,3 anos.

Realizando a mesma análise para concretos expostos à mesma temperatura (25° C) e teor de sílica ativa de 10%, o comportamento do perfil de concentração de cloretos ao longo da profundidade, para concretos com diferentes relações a/agl, pode se visualizado na Figura 5.22 (a) e a evolução da concentração com o tempo de exposição na Figura 5.22 (b).

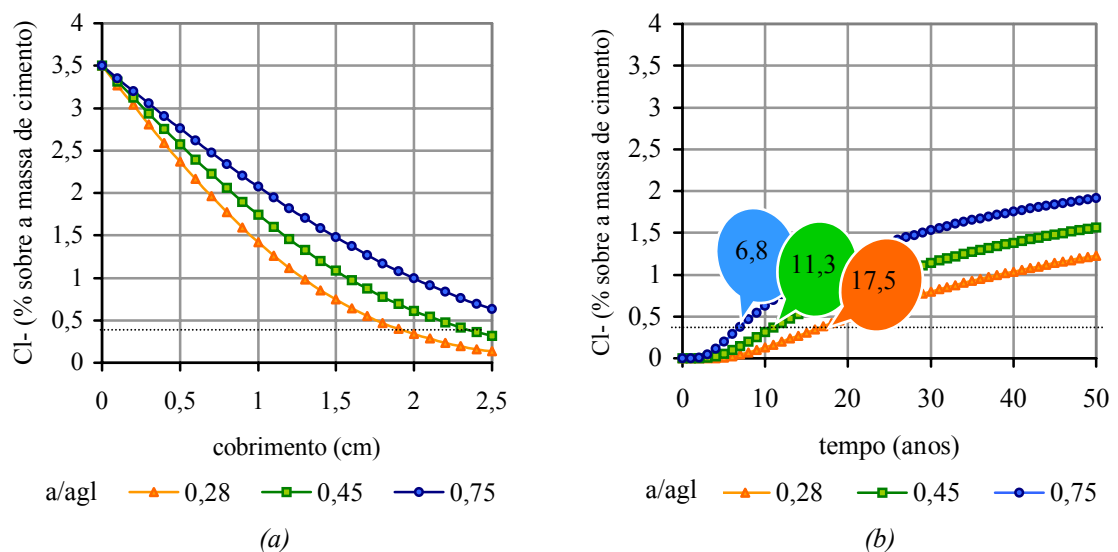
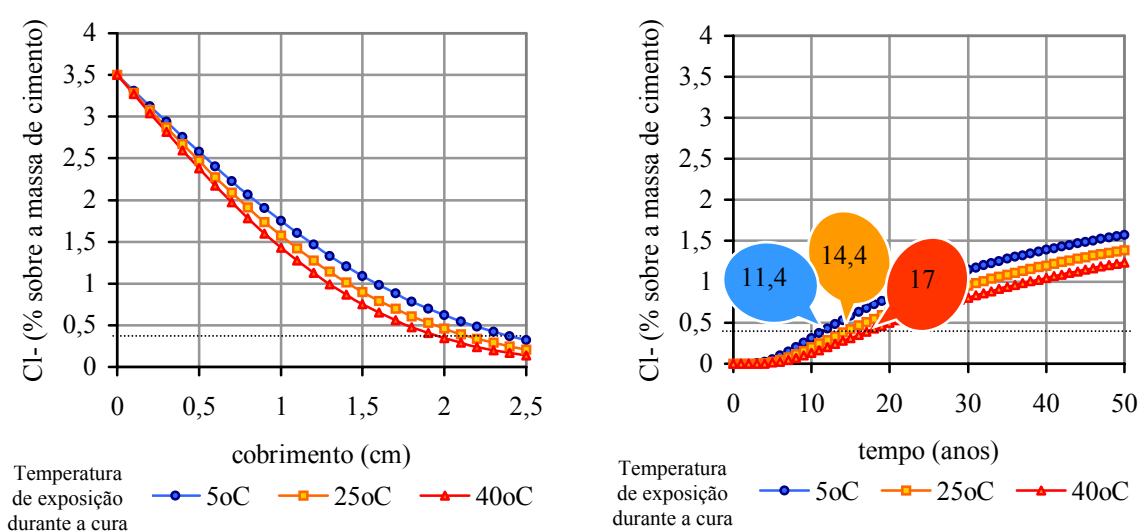


Figura 5.22 Comportamento de concretos contendo diferentes relações a/agl  
 (a) perfil de penetração de cloretos ao longo da profundidade de 2,5 cm, para 10 anos de exposição  
 (b) evolução da concentração de cloretos em função do tempo de exposição, para profundidade de 2,5 cm

Na Figura 5.22 (a) observa-se que os concretos com relação a/agl 0,28 e 0,45 , após 10 anos de exposição ainda não teriam alcançado a concentração de cloretos crítica na profundidade de 2,5 cm. O concreto com a/agl = 0,75 estaria com concentração de 0,57% em relação à massa de cimento, valor maior que a concentração crítica, portanto há risco de corrosão.

A Figura 5.22 (b) mostra que o concreto com relação a/agl 0,28 alcançaria a concentração crítica, a uma profundidade de 2,5 cm, para um ambiente com agressividade alta (3,5% sobre a massa de cimento), em 17,5 anos. Já os concretos de relação a/agl de 0,45 e 0,75 alcançariam a concentração crítica em 11,3 e 6,8 anos, respectivamente.

O comportamento do perfil de concentração de cloretos, na profundidade de 2,5 cm, dos concretos expostos às temperaturas de 5, 25 e 40° C, com relação a/agl = 0,45 e teor de adição de sílica de 10%, pode ser visualizado na Figura 5.23 (a) e o comportamento da concentração ao longo do tempo para a profundidade de 2,5 cm na Figura 5.23 (b).



(a) (b)  
 Figura 5.23 Comportamento de concretos expostos a diferentes temperaturas

(a) perfil de penetração de cloretos ao longo da profundidade de 2,5 cm, para 10 anos de exposição  
 (b) evolução da concentração de cloretos em função do tempo de exposição, para profundidade de 2,5 cm

Os concretos expostos a estas temperaturas não alcançariam a concentração crítica em 10 anos, como pode-se observar na Figura 5.23 (a). O risco de corrosão da armadura ocorreria após os 11,4 anos para o concreto exposto à temperatura de 5° C, 14,4 anos para o concreto exposto a 25° C e 17 anos para o concreto exposto a 40° C, conforme mostra a Figura 5.23 (b).

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento do coeficiente de difusão de cloretos com a variação da relação água/aglomerante (0,28 a 0,75), do teor de adição de sílica ativa (0 a 20%), da temperatura de exposição durante a cura (5 a 40° C) e com a evolução da idade (7 a 91 dias). Com base nestes resultados pretende-se colaborar para um melhor conhecimento do comportamento destes concretos, fornecendo dados para a avaliação de sua durabilidade e estimando a vida útil de estruturas realizadas com estes concretos.

Diante dos resultados obtidos nos ensaios de durabilidade e mecânico, considerando-se as limitações deste estudo, pode-se constatar a seguinte influência das variáveis estudadas:

- Conforme o modelo estatístico encontrado para a penetração de cloretos, as variáveis estudadas poderiam ser classificadas, conforme sua maior influência na penetração de cloretos nos concretos, de uma forma geral, da seguinte maneira: relação a/agl (com decréscimos da ordem 90%), teor de sílica ativa e idade (com decréscimos de 85%), e temperatura (com reduções na ordem de 70%).

- Analisando o modelo estatístico encontrado para a difusão de cloretos, as variáveis estudadas poderiam ser classificadas, conforme sua maior influência no coeficiente de difusão dos concretos, da seguinte maneira: relação a/agl (com um decréscimo de 70% com a redução da relação a/agl), teor de sílica ativa (com decréscimos de até 60%), temperatura e idade (com decréscimos da ordem de 50%).

- A partir do modelo estatístico encontrado para a resistência à compressão, as variáveis estudadas poderiam ser classificadas, conforme sua maior influência na resistência dos concretos, da seguinte forma: relação a/agl (com um decréscimo da ordem de 60%), idade (com acréscimo da ordem de 25%), teor de sílica ativa (com acréscimo da ordem de 15%) e temperatura (com acréscimos da ordem de 80% para a idade de 7 dias até decréscimos da ordem de 20% para os concretos com 91 dias de idade).



- Quanto maior a relação a/agl, menor a resistência à compressão e maior a penetração e a difusão de cloretos.
- Os resultados encontrados para o coeficiente de difusão são da ordem de  $10^{-8}$  (cm<sup>2</sup>/s) para concretos com relação a/agl 0,75 curados a temperaturas acima de 25° C e com menos de 28 dias, e  $10^{-9}$  (cm<sup>2</sup>/s) para os demais concretos.
- A utilização da sílica ativa trouxe maiores benefícios ao concreto com relação à durabilidade, reduzindo a carga total passante e o coeficiente de difusão dos concretos, enquanto que o aumento de resistência à compressão não foi tão significativo.
- A carga total passante e o coeficiente de difusão de cloretos diminuem com a evolução da idade e a resistência à compressão aumenta, para todas as relações a/agl.
- A redução no coeficiente de difusão de cloretos é mais significativa nas primeiras idades, e também para os concretos com relação a/agl mais elevados, tendendo a estabilizar-se ao longo do tempo.
- O acréscimo da temperatura de exposição diminui a penetração e a difusão de cloretos no concreto de forma equivalente, e aumenta a resistência à compressão dos concretos nas primeiras idades.
- Para as temperaturas acima de 25° C o comportamento do coeficiente de difusão é muito semelhante, sendo bem evidente o acréscimo da difusão de cloretos quando as temperaturas diminuem para 5 ou 15° C.
- O acréscimo da resistência com a temperatura de exposição (de 5 a 40° C) não é muito elevado nas idades até 28 dias, sendo mais significativa para relações a/agl mais altas, chegando a 11,5% no caso da relação a/agl 0,75. Para a relação a/agl 0,28 este acréscimo de resistência é de 4,5%. Porém nas idades mais avançadas, este comportamento se inverte, sendo prejudicial a exposição a temperaturas como 40° C.

Comparando os resultados calculados a partir do modelo estatístico para os três ensaios realizados, observou-se uma grande dispersão dos dados não sendo possível a obtenção de uma curva de comportamento com um bom coeficiente de determinação. Porém o comportamento da carga total passante X resistência à compressão demonstrou que à medida que se acrescenta sílica ativa à mistura, os gráficos apresentam uma maior concentração de pontos na região onde a carga total passante é mais baixa (abaixo de 2000

Coulombs), o que indica que possivelmente há ganho de durabilidade para uma mesma resistência à compressão. Observou-se também que a resistência distribui-se em faixas correspondentes a cada relação  $a/agl$ , e para uma mesma resistência à compressão observa-se a existência de uma grande variação na carga total passante, portanto na durabilidade dos concretos.

Os gráficos do coeficiente de difusão de cloretos X resistência à compressão apresentaram-se semelhantes para todos os teores de adição de sílica ativa, apresentando também grande dispersão, portanto não foi possível a obtenção de uma curva de comportamento com um bom coeficiente de determinação, porém nota-se uma maior concentração de pontos na região onde os coeficientes de difusão são baixos, para os concretos com adição. O mesmo comportamento foi observado em função da relação  $a/agl$ .

Este comportamento indica que a resistência à compressão não é um bom parâmetro para a avaliação da durabilidade das estruturas de concreto, pois as variações na carga total passante e no coeficiente de difusão de cloretos, para uma mesma resistência à compressão, são muito grandes.

Com relação à realização do ensaio de migração de cloretos conclui-se que:

- a diferença de potencial utilizada (12V) foi adequada, pois acelerou o processo sem elevar a temperatura da solução das células;
- o eletrodo de aço inoxidável ABNT (304) foi escolhido com o intuito de se utilizar um material que não fosse atacado pela solução presente na célula positiva, porém o uso deste material não se mostrou satisfatório, ocorrendo o depósito de produtos de corrosão da barra do eletrodo, na face do corpo-de-prova exposta à solução da célula positiva, o que poderá ter influenciado no resultado;
- na face do corpo-de-prova exposta à solução da célula negativa, observou-se o depósito de hidróxido de cálcio, lixiviado para fora do corpo-de-prova. A quantidade de material depositado aumenta com o incremento da relação  $a/agl$ , e com a diminuição da qualidade do concreto.

Com relação à realização do ensaio de penetração acelerada de cloretos conclui-se que:

- as soluções das células alcançaram temperaturas máximas de 45° C durante o ensaio, não comprometendo nenhum resultado;

- embora a carga total passante medida não seja somente devido ao transporte de íons cloreto, comparando com os resultados de difusão de cloretos, observa-se que ela é proporcional a este;

- este ensaio se mostrou eficiente quando utilizado com o intuito de comparar resultados com concretos de referência, apresentando as mesmas tendências de comportamento que o ensaio de migração, frente as variáveis estudadas neste trabalho.

A partir dos cálculos de vida útil de alguns concretos, foram obtidas as seguintes conclusões sobre o tempo necessário para que o teor crítico de cloretos (0,4% sobre a massa de cimento) alcançasse a profundidade de 2,5 cm, quando expostos a um ambiente muito agressivo (3,5% de cloretos sobre a massa de cimento):

- a redução da relação a/agl de 0,75 para 0,45 e 0,28 resultou em um acréscimo de 56% e 157%, respectivamente, no período de iniciação da corrosão;

- a adição de 10% e 20% de sílica ativa ao concreto aumentou, respectivamente, em 54% e 137% a duração da fase de iniciação da corrosão;

- o aumento da temperatura de exposição durante a cura do concreto de 5° C para 25° C e 40° C causou um aumento no período de iniciação da corrosão de 24% e 50%, respectivamente.

## **6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Realizar o ensaio de migração em concretos com outros tipos de adições avaliando a durabilidade, assim como a resistência à compressão.

Utilizar como eletrodo na câmara positiva o aço inoxidável ABNT (316), por ser mais resistente ao ataque de cloretos, diminuindo a deposição de compostos provenientes das reações de corrosão na face do corpo-de-prova, o que pode influenciar nos resultados do ensaio de migração.

Realizar o ensaio de penetração de cloretos com voltagem mais baixa e o ensaio de migração com voltagem mais alta, ou com concentrações de cloreto mais elevadas na câmara negativa, diminuindo o tempo de ensaio que ainda é longo.

Avaliar o comportamento de temperaturas de exposição maiores que 40° C, visto que até esta temperatura as características de durabilidade dos concretos são melhoradas, reduzindo somente as resistências à compressão em idades mais avançadas.

Avaliar a difusão de cloretos em concretos curados em temperaturas variadas porém com a mesma umidade relativa em todos os ambientes de cura, avaliando somente o efeito da temperatura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AÍTCIN, P.C. **Concreto de alto desempenho**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2000. 667p.

ALSAYED, S. H.; AMJAD, M. A. Effect of curing conditions on strength, porosity, absorptivity, and shrinkage of concrete in hot and dry climate. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 7, p. 1390-1398, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration**. ASTM C 1202, 1997.

ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992. 104p.

ANDRADE, C. Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. **Cement and Concrete Research**, V. 23, n. 3, p. 724 – 742, 1993.

ANDRADE, C.; SANJUAN, M. A.; ALONSO, C. Measurement of chloride diffusion coefficient from migration tests. In: NACE Annual Conference and Corrosion Show. **Anais...**no. 319, 1993.

ANDRADE, C.; SANJUÁN, M. A.; RECUERO, A.; RÍO, O. Calculation of chloride diffusivity in concrete from migration experiments, in non steady-state conditions. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 7, p. 1214-1228, 1994.

ANDRADE, C. Corrosão da armadura do concreto, causas do início e propagação. In: Seminário Internacional: Prevenção, Inspeção e Reparo de Estruturas de Concreto Atacadas pela Corrosão de Armadura, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, UFRGS, agosto, 1995.

ANDRADE, C. Chloride penetration modeling. In: Workshop “Design of Durability of Concrete”.1995, Berlin. **Anais...** Berlin, 15-16 junho, 1999.

ANDRADE, C. Ultimos avances em el calculo de la vida util Del hormigon estructural. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 29., 2000, Punta Del Este. **Anais...** Punta Del Este, Uruguai, novembro, 2000. 1 CD.

ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas do estado de Pernambuco.** 1997. 148p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados para concreto.** NBR 7211. Rio de Janeiro, 1983.

\_\_\_\_\_. **Agregados – Determinação da composição granulométrica.** NBR 7217. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. **Agregados – determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman.** NBR 9776. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. **Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** NBR 7223. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **Concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** NBR 5739, Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **Projeto e execução de obras de concreto armado.** NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.

ATKINSON, A.; NICKERSON, A. K. The diffusion of ions through water-saturated cement. **Journal of Materials Science**, V. 19, p. 3068-3078, 1984.

BABU, G. K.; PRAKASH, P. V. S. Efficiency of silica fume in concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 6, p. 1273-1283, 1995.

BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas.** 1995. 235p. Tese (Doutorado em engenharia Civil) escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

BENTZ, D. P.; STUTZMAN, P. E. Evolution of porosity and calcium hydroxide in laboratory concretes containing silica fume. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 6, p. 1044-1050, 1994.

BUENFELD, N. R.; OKUNDI, E. Effect of cement content on transport in concrete. **Magazine of Concrete Research**, V. 50, no. 4, pp. 339-351, 1998.

CABRAL, A. E. B. **Avaliação de sistemas de reparo utilizados em estruturas atacadas por cloretos, através da resistência de polarização**. 2000. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

CABRERA, J. G.; CLAISSE, P. A. Measurement of chloride penetration into sílica fume concrete. **Cement and Concrete Composites**, V. 12, no. 3, p. 157-161, 1990.

CABRERA, J. G.; CLAISSE, P. A.; HUNT, D. W. A statistical analysis of the factors which contribute to the corrosion of steel in ordinary Portland cement and silica fume concrete. **Construction and Building Materials**, no. 9, p. 105-113, 1995.

CHATTERJI, S. Transportation of ions through cement based materials. Part 1: Fundamental equations and basic measurement techniques. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 5, p. 907-912, 1994.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Durable Concrete Structures. CEB Design Guide. **Bulletin D'information**, no.183. Paris, 1992. 112p.

\_\_\_\_\_. Durable Concrete Structures. CEB Design Guide. **Bulletin D'information**, no. 182. Paris, 1989. 268p.

COUTINHO, A. S.; GONÇALVES, A. **Fabrico e propriedades do betão**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1994.

DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul**. 1988, 196p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.

DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adição de microssílica**. 1995, 186p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

DETWILER, R. J.; KJELLSSEN, K. O.; GJØRV, O. E. Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures. **ACI Materials Journal**, V.88, no. 1, pp. 19-24, jan/feb, 1991.

DHIR, R. K.; BYARS, E. A. PFA concrete: chloride diffusion rates. **Magazine of Concrete Research**, V. 45, no. 162, p.1-9, 1993.

DHIR, R. K.; JONES, M. R.; ELGHALY, A. E. PFA concrete: exposure temperature effects on chloride diffusion. **Cement and Concrete Research**, V. 23, no. 5, p. 1105-1114, 1993.

DHIR, R. K.; JONES, M. R.; NG, S. L. D. Prediction of total chloride content profile and concentration/time – dependent diffusion coefficients for concrete. **Magazine of Concrete Research**, V. 50, no. 1, p. 37-48, mar, 1998.

EWERTSON, C.; PETERSSON, P. E. The influence of curing condition on the permeability and durability of concrete. Results from a field exposure test. **Cement and Concrete Research**, V.23, no. 3, p. 683-692, 1993.

FERREIRA, A. A.; STOLFO, R. M.; DAL MOLIN, D. C. C. Estudo da penetração de íons cloreto em concreto com adições minerais. In: International congress of Concrete Technology, 1, p. 351-362, 1998, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires, Argentina, june, 1998.

FERREIRA, A. A. **Concreto de alto desempenho com adição de cinza de casca de arroz: avaliação de propriedades relacionadas com a durabilidade**. 1999, 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

FORNASIER, R. S. **Porosidade e permeabilidade do concreto de alto desempenho com sílica ativa**. 1995, 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

FREY, R.; BALOGH, T.; BALÁZS, G. L. Kinetic method to analyse chloride diffusion in various concretes. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 8, p. 863-873, 1994.

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

GJØRV, O. E.; VENNESLAND, Ø. Diffusion of chloride ions from seawater into concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 9, p.229-238, 1979.

GOWRIPLAN, N.; CABRERA, J. G.; CUSENS, A. R.; WAINWRIGHT, P. J. Effect of curing on durability. **Concrete International**, V. 12, no. 2, p. 47-53. feb, 1990.

GUIMARÃES, E. A. **Avaliação da capacidade protetora da resina de óleo de mamona contra a penetração de agentes agressivos no concreto**. 1997, 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Universidade de Brasília. Brasília.

HAUSMANN, D. A. Steel corrosion in concrete: how does it occur? **Materials Protection**. V.11, p. 19-23. Houston, 1967.

HELENE, P. R. L. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. 1. ed., São Paulo: Pini, 1986. 47p.



HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. 1. ed., São Paulo: Pini, 1992. 349p.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. Tese (Livre Docência em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

HELENE, P. R. L. Durabilidade das estruturas de concreto armado. In: Seminário Internacional: Prevenção, Inspeção e Reparo de Estruturas de Concreto Atacadas pela Corrosão de Armadura. 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, agosto, 1995. p. 6-14.

HELENE, P. R. L. Vida útil das estruturas de concreto. In: International Conference on High-Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures, 2. 1999, Gramado. **Anais...** Gramado, junho, 1999. 1 CD.

HUSSAIN, S. E.; AL-MUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A. S. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 7, pp. 1543-1555, 1995.

IHEKWABA, N. M.; HOPE, B. B.; HANSSON, C. M. Carbonation and electrochemical chloride extraction from concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 26, no. 7, p. 1095-1107, 1996.

IRASSAR, E. F.; BONAVETTI, V.; TREZZA, M.; DONZA, H. Difusión de cloruros em hormigones conteniendo cements com filler calcáreo. In: V Congresso Iberoamericano de Patologia de Las Construcciones. 1999, Montevideo. **Anais...** Montevideo, outubro 1999. p. 305-312.

ISAIA, G. C. **Efeito de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo com vistas à corrosão da armadura**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

JUSTNES, H.; RODUM, E. Chloride ion diffusion coefficients for concrete – a review of experimental methods. In: International Congress on the Chemistry of Cement., 10. 1997, Gothenburg. **Proceedings...** Gothenburg, Sweden, june, 1997. p. 559-568.

KAYYALI, O. A.; HAQUE, M. N. The Cl-/OH- ratio in chloride – contaminated concrete – a most important criterion. **Magazine of Concrete Research**, V. 47, no. 172, p. 235-242, sept., 1995.

KULAKOWSKI, M. P. **Argamassa com adição de microsilica para reparos estruturais: estudo da penetração de cloretos**. 1994, 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

LEE, S. L.; WONG, S. F.; SWADDIWUDHIPONG, S.; WEE, T. H.; LOO, Y. H. Accelerated test of chloride ions in concrete under pressure and concentration gradients. **Magazine of Concrete Research**, V. 48, no. 174, p. 15-25, 1996.

LIMA, M. G. **Influência dos Componentes de Concreto na Corrosão das Armaduras**. 1990, 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

LIN, S. H. Chloride diffusion in a porous concrete slab. **Science**, V.46, no. 12, p. 964-967, dec., 1990.

LIN, S. H. Chloride diffusion in a porous cylindrical concrete column. **Chemical Engineering Science**, V. 46, no. 4, p. 1189-1192, 1991.

LIN, S. H. Effective diffusion coefficient of chloride in porous concrete. **Chem.Tech. Biotechnol.** V. 54, p. 145-149, 1992.

LOPES, A. N. M. **Avaliação comparativa de concretos com e sem sílica ativa para resistências entre 50 e 65 MPa**. 1999, 170p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Brasília.

LÓPEZ, W.; GONZÁLEZ, J. A. Influence of the degree of pore saturation on the resistivity of concrete and the corrosion rate of steel reinforcement. **Cement and Concrete Research**, V. 23, no. 2, pp. 368-376, 1993.

MAAGE, M.; SELLEVOLD, E. J. Effect of microsilica on the durability of concrete structures. **Concrete International**, V. 9, no. 12, p. 39-43, dec., 1987.

MACDONALD, K.; NORTHWOOD, D. O. Experimental measurements of chloride ion diffusion rates using a two-compartment diffusion cell: effects of material and test variables. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 7, p. 1407-1416, 1995.

MALHOTRA, V. M. Fly ash, slag, sílica fume, and rice-hush ash in concrete: a review. **Concrete International**, V. 15, no. 4, p. 23-28, apr., 1993.

MALHOTRA, V. M.; RAMEZANIANPOUR, A. A. Effect of curing on the compressive strength, resistance to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or silica fume. **Cement and Concrete Composites**, V. 17, p. 125-133, 1995.

MANGAT, P. S.; MOLLOY, B. T. Prediction of free chloride concentration in concrete using routine inspection data. **Magazine of Concrete Research**, V. 46, no. 169, p. 279-287, 1994.

MAYS, G. C. The behaviour of concrete. In: Durability of concrete structures: investigation, repair, protection. 1992, London. **Anais...** London: Chapman & Hall, 1992. 270 p.

MCCARTER, W. J.; EZIRIM, H.; EMERSON, M. Properties of concrete in the cove zone: water penetration, sorptivity and ionic ingress. **Magazine of Concrete Research**, V. 48, no. 176, p. 149-156, sept., 1996.

MEDEIROS, M. H. F., MONTEIRO E.; BARKOKÉBAS Jr. B. A corrosão de armaduras sob a ação de íons cloreto em relação a capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais com adições pozolânicas. In: Congresso Iberoamericano de Patologia de Las Construcciones, 5., 1999, Montevideo. **Anais...** Montevideo, 1999. p. 499-506.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. **Concreto : estrutura, propriedades e materiais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1994, 573p.

MONTEIRO, P. J. M. **Caracterização da microestrutura do concreto: fases e interfaces; aspectos de durabilidade e de microfissuração**. 1993. Tese (Livre Docência em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MONTEIRO, E.; PIMENTEL, H.; BENÍCIO, A.; HELENE, P. Estudo da influência do tipo de cimento em relação a frente de penetração de íons cloreto. In: Congresso Iberoamericano de Patologias de las Construcciones, 5., e Congresso de Control de Calidad, 7., 1999, Montevideo. **Anais...** Montevideo, 1999. p. 297-304.

MONTEIRO, P. J. M.; ZHANG, K.; KURTIS, K. E.; TREJO, D.; WANG, K. Pesquisas sobre durabilidade do concreto realizadas em Berkeley. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 29., 2000, Punta Del Este. **Anais...** Punta Del Este, Uruguai, novembro, 2000. 1 CD.

NAGESH, M.; BISHWAJIT, B. Modeling of chloride diffusion in concrete and determination of diffusion coefficients. **ACI Materials Journal**, V. 95, no. 2, p. 113-120, mar/ apr., 1998.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed., São Paulo: Pini, 1997, 828p.

NGALA, V. T.; PAGE, C. L.; PARROTT, L. J.; YU, S. W. Diffusion in cementitious materials: further investigations of chloride and oxygen diffusion in well-cured OPC and OPC/30% PFA pastes. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 4, p. 819-826, 1995.

NINCE, A. A. **Levantamento de dados sobre a deterioração de estruturas na Região Centro-oeste**. 1996. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UnB, Brasília.

PATEL, H. H.; BLAND, C. H.; POOLE, A. B. The microstructure of concrete cured at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 3, p. 485-490, 1995.

PAULON, V. A. Interface entre pasta de cimento e agregado: a influência na durabilidade dos concretos. **Revista Técnica**, no. 25, p. 29-31, nov/dez 1996.

PEREIRA, L. F. L. C.; FIGUEIREDO, E. J. P.; MOREIRA, H. M. P. Primeiros estudos sobre penetração de cloretos em estruturas de concreto da região metropolitana do Recife. In: International Conference on High-Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures, 2. 1999, Gramado. **Anais...** Gramado, june, 1999. 1 CD.

PEREIRA, V. G. A. **Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: influência do tipo de cimento, relação água/cimento, temperatura e tempo de cura.** 2001, 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2001.

PEREPÉREZ, B. O.; BARBERÁ, E. O. ; ANDRADE, C. La agresividad ambiental y la durabilidad de las estructuras de hormigón. **Informes de la Construcción**, Madrid: IETcc , V. 38, no. 388, p. 17-24, mar/apr ,1987.

PRUDÊNCIO, W.J. Durabilidade das estruturas de concreto em água do mar. In: Colóquio sobre "Patologia do concreto e recuperação das estruturas". **Anais...** IBRACON, 1987.

RAMIRES, M. V. V. **Estudo da influência da cura na resistência à compressão em concretos de alta resistência.** 1993, 92p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 1993.

REGATTIERI, C. E.; SILVA, M. G.; HELENE, P. R. L.; ABREU, J. V. Contribuição ao estudo das propriedades do concreto com vistas a sua durabilidade. In: International Congress on High-performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures, 1996, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis, junho, 1996. p. 480-491.

REGATTIERI, C. E.; SILVA, M. G.; PECCIO, M.; SILVA, V. G.; HELENE, P. The influence of the cement type and w/c on the microstructure of plastic concrete. In: International Conference on High Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures, 2., 1999, Gramado. **Anais...** Gramado, 1999. 1 CD.

RIBEIRO, J. L. D. **Projeto de experimentos na otimização de produtos e processos.** Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996. Porto Alegre. [ notas de aula da disciplina de Projeto de Experimentos].

RODOLPHO, P. M.; ISA, M. M. A influência da resistência à penetração de íons cloreto na carbonatação e na durabilidade das construções de microconcreto. In: Congresso Iberoamericano de Patologias de las Construcciones, 5., e Congresso de Control de Calidad, 7., 1999, Montevideo. **Anais...** Montevideo, 1999. p. 313-320.

SATO, N. M. N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos.** 1998, 163p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

SHA'AT, A. A-H.; BASHEER, P. A. M.; LONG, A. E.; MONTGOMERY, F. R. Reliability of the accelerated chloride migration test as a measure of chloride diffusivity in concrete. In: Corrosion & corrosion Protection of Steel in Concrete. V. 1, **Proceedings...** of International Conference Held at University of Sheffield, 1994. p. 446-460.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica.** 1994. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

STREICHER, P. E.; ALEXANDER, M. G. A chloride conduction test for concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 6, pp. 1284-1294, 1995.

TANG, L. Electrically accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete – current development. **Magazine of Concrete Research**, V. 48, no. 176, p. 173-179, sept, 1996.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação.** 1. ed., Escola Politécnica da USP, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo:Pini, 1989. 194p.

TUMIDAJSKI, P. J.; CHAN, G. W.; FELDMAN, R. F.; STRATHDEE, G. A Boltzmann-Matano analysis of chloride diffusion. **Cement and Concrete Research**, V 25, no. 7, p. 1556-1566, 1995.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete.** Swedish Cement and Concrete Research Institute. 469p. Stockholm, 1982.

UEMOTO, K. L.; AGOPYAN, V.; QUARCIONI, V. A. Resistência à penetração de íons cloreto em concretos tratados com sistemas de proteção. In: Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, 37. - Seminário sobre durabilidade do concreto, concreto de alto desempenho, uso de aditivos e adições, informática aplicada ao concreto. 1995, Goiânia. **Anais...**, V. 1. Goiânia, 1995.p. 77-90.

VIEIRA, F. P.; KULAKOWSKI, M. P.; DAL MOLIN, D. C.; VILELA, A. F. Durabilidade e Resistência mecânica de concretos e argamassas com adição de sílica ativa. In: Workshop – Durabilidade das construções. 1997, São Leopoldo. **Anais...** São Leopoldo, 1997. p.107-116.

WHITING, D.; KUHLMANN, L. Curing and chloride permeability. **Concrete International**, V. 9, no. 4, p. 18-21, apr., 1987.

WILD, S.; SABIR, B.B.; KHATIB, J. M. Factors influencing strength development of concrete containing silica fume. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 7, p. 1567-1580, 1995.

WOLF, J. **Estudo sobre a durabilidade de concretos de alta resistência com adições de microssilica**. 1991, 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

ZHANG, T.; GJØRV, O. E. Effect of silica fume on pore structure and chloride diffusivity of low porosity cement pastes. **Cement and Concrete Research**, V. 21, p. 1006-1114, 1991.

ZHANG, T.; GJØRV, O. E. An electrochemical method for accelerated testing of chloride diffusivity in concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 8, p. 1534-1548, 1994.

ZHANG, T.; GJØRV, O. E. Effect of ionic interaction in migration testing of chloride diffusivity in concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 7, p. 1535-1542, 1995.

ZHANG, T.; GJØRV, O. E. Diffusion behavior of chloride ions in concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 26, no. 6, p. 907-917, 1996.

ZHANG, J.Z.; McLOUGHLIN, I. M.; BUENFELD, N. R. Modelling of chloride diffusion into surface treated concrete. **Cement and Concrete Composites**, V. 20, p. 253-261, 1998.

## **ANEXOS**

## **ANEXO 1**

(Corrente passante no corpo-de-prova durante  
ensaio de Penetração acelerada de cloretos – ASTM C 1202-97)



	a/agl = 0,45	a/agl = 0,45	a/agl = 0,28	a/agl = 0,45	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60
<b>Leituras</b>	10%AS - 28 dias	10%AS - 28 dias	10%AS - 28 dias	10%AS - 28 dias	5%AS - 14 dias	15%AS - 14 dias	15%AS - 14 dias
	T = 40oC	T = 5oC	T = 25oC	T = 25oC	T = 30oC	T = 15oC	T = 30oC
1	0,02	0,12	0,006	0,028	0,074	0,065	0,038
2	0,021	0,131	0,006	0,029	0,08	0,074	0,039
3	0,021	0,143	0,006	0,03	0,087	0,08	0,041
4	0,022	0,153	0,006	0,031	0,092	0,086	0,044
5	0,023	0,163	0,006	0,032	0,099	0,091	0,046
6	0,023	0,168	0,006	0,032	0,103	0,095	0,048
7	0,023	0,169	0,006	0,033	0,108	0,099	0,049
8	0,024	0,174	0,007	0,034	0,114	0,104	0,05
9	0,024	0,175	0,007	0,034	0,118	0,106	0,052
10	0,024	0,173	0,007	0,035	0,122	0,109	0,053
11	0,025	0,169	0,007	0,035	0,127	0,112	0,054
12	0,025	0,166	0,007	0,036	0,131	0,113	0,055
13	0,025	0,162	0,006	0,036	0,134	0,115	0,056
Q	499,5	3465	138,6	707,4	2313	2086,2	1040,4
Classificação	muito baixa	moderada	muito baixa	muito baixa	moderada	moderada	baixa
ASTM C 1202							

	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,75	a/agl = 0,45	a/agl = 0,45
<b>Leituras</b>	5%AS - 14 dias	5%AS - 14 dias	15%AS - 14 dias	15%AS - 14 dias	10%AS - 28 dias	0%AS - 28 dias	20%AS - 28 dias
	T = 25oC	T = 25oC	T = 5oC	T = 40oC	T = 25oC	T = 25oC	T = 25oC
1	0,004	0,021	0,048	0,013	0,079	0,081	0,01
2	0,004	0,021	0,05	0,013	0,089	0,09	0,01
3	0,004	0,021	0,051	0,014	0,099	0,099	0,011
4	0,004	0,022	0,052	0,014	0,111	0,109	0,012
5	0,004	0,022	0,053	0,014	0,119	0,116	0,012
6	0,004	0,022	0,055	0,014	0,126	0,124	0,012
7	0,004	0,023	0,056	0,014	0,133	0,131	0,013
8	0,004	0,023	0,057	0,014	0,139	0,137	0,013
9	0,004	0,024	0,058	0,014	0,145	0,141	0,014
10	0,004	0,024	0,058	0,014	0,15	0,145	0,013
11	0,004	0,024	0,059	0,015	0,155	0,15	0,014
12	0,004	0,024	0,059	0,015	0,159	0,153	0,014
13	0,004	0,024	0,059	0,015	0,159	0,156	0,015
Q	86,4	490,5	1190,7	304,2	2779,2	2724,3	270,9
Classificação	desprezível	muito baixa	baixa	muito baixa	moderada	moderada	muito baixa
ASTM C 1202							

	a/agl = 0,35	a/agl = 0,35	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,35	a/agl = 0,45	a/agl = 0,35
<b>Leituras</b>	0%SA - 14 dias	0%SA - 14 dias	0%SA - 14 dias	0%SA - 14 dias	5%AS - 63 dias	10%AS - 91 dias	5%AS - 63 dias
	T = 30oC	T = 15oC	T = 30oC	T = 15oC	T = 15oC	T = 25oC	T = 30oC
1	0,132	0,152	0,145	0,181	0,028	0,016	0,041
2	0,156	0,184	0,165	0,212	0,03	0,017	0,042
3	0,172	0,206	0,179	0,233	0,032	0,018	0,044
4	0,188	0,229	0,193	0,253	0,033	0,018	0,046
5	0,202	0,251	0,205	0,27	0,035	0,019	0,049
6	0,216	0,268	0,214	0,282	0,037	0,019	0,051
7	0,228	0,286	0,221	0,293	0,039	0,02	0,053
8	0,24	0,305	0,228	0,303	0,039	0,021	0,054
9	0,248	0,316	0,232	0,307	0,041	0,022	0,056
10	0,256	0,33	0,236	0,311	0,043	0,022	0,058
11	0,266	0,341	0,239	0,313	0,044	0,023	0,059
12	0,276	0,351	0,243	0,314	0,045	0,024	0,06
13	0,278	0,359	0,243	0,314	0,047	0,024	0,061
Q	4775,4	5980,5	4588,2	6009,3	819,9	437,4	1121,4
Classificação	alta	alta	alta	alta	muito baixa	muito baixa	baixa
ASTM C 1202							

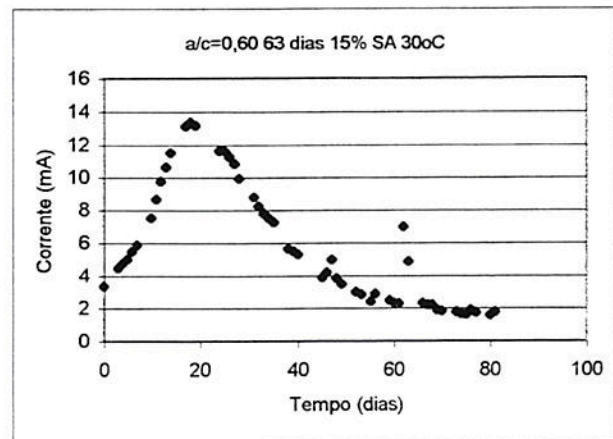
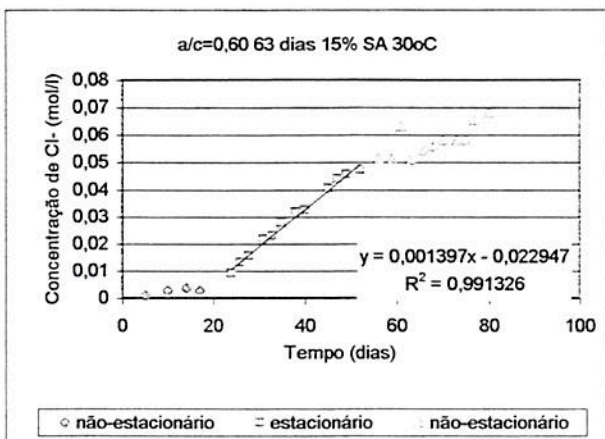
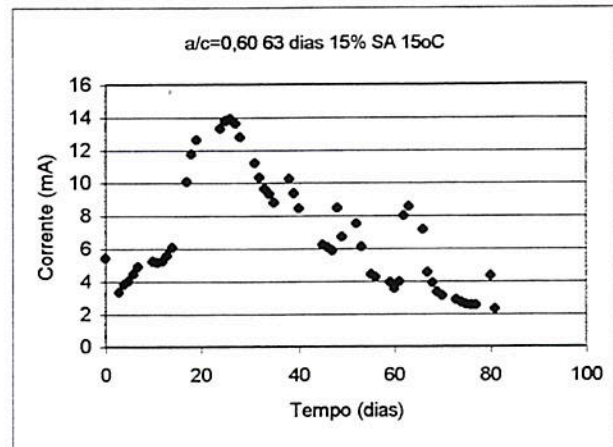
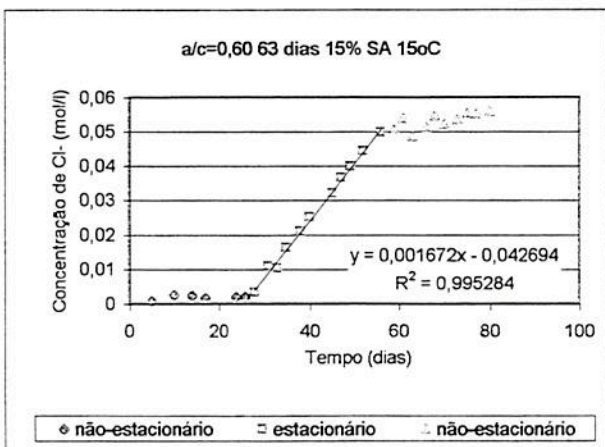
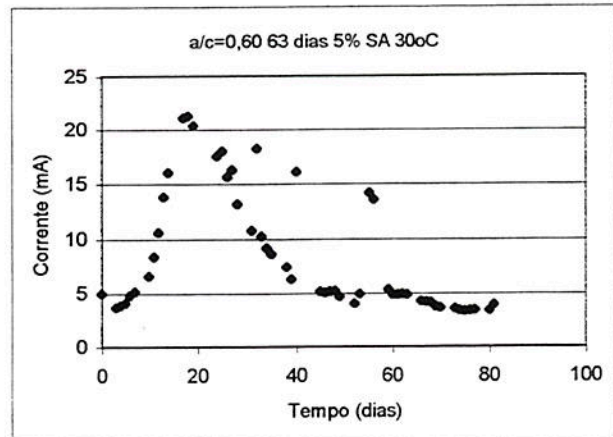
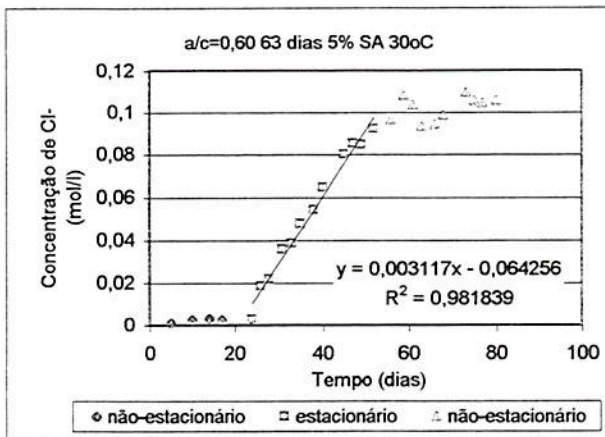
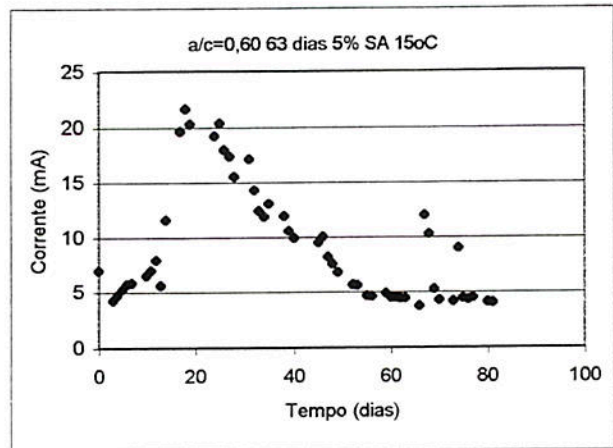
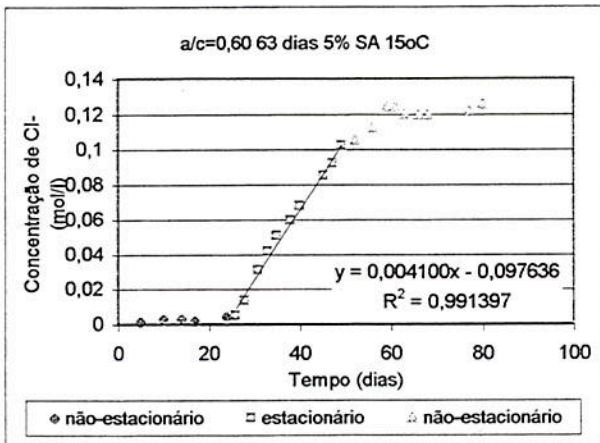
	a/agl = 0,35	a/agl = 0,35	a/agl = 0,45	a/agl = 0,45	a/agl = 0,75	a/agl = 0,45	a/agl = 0,45
<b>Leituras</b>	15%SA - 63 dias	15%SA - 63 dias	10%SA - 7 dias	10%SA - 91 dias	10%SA - 28 dias	0%SA - 28 dias	20%SA - 28 dias
	T = 15oC	T = 30oC	T = 25oC	T = 25oC	T = 25oC	T = 25oC	T = 25oC
1	0,013	0,006	0,125	0,021	0,111	0,113	0,019
2	0,014	0,005	0,148	0,022	0,124	0,123	0,019
3	0,014	0,005	0,167	0,022	0,139	0,135	0,02
4	0,014	0,006	0,182	0,023	0,15	0,145	0,021
5	0,015	0,006	0,196	0,024	0,162	0,155	0,021
6	0,016	0,006	0,209	0,025	0,171	0,162	0,021
7	0,016	0,007	0,217	0,026	0,179	0,168	0,022
8	0,016	0,007	0,223	0,026	0,185	0,174	0,022
9	0,016	0,007	0,226	0,027	0,19	0,179	0,023
10	0,016	0,007	0,225	0,027	0,194	0,184	0,023
11	0,017	0,007	0,222	0,028	0,195	0,188	0,024
12	0,017	0,007	0,215	0,029	0,197	0,194	0,024
13	0,017	0,007	0,208	0,029	0,197	0,196	0,024
<b>Q</b>	<b>334,8</b>	<b>137,7</b>	<b>4313,7</b>	<b>547,2</b>	<b>3672</b>	<b>3530,7</b>	<b>470,7</b>
Classificação	muito baixa	muito baixa	alta	muito baixa	moderada	moderada	muito baixa
ASTM C 1202							

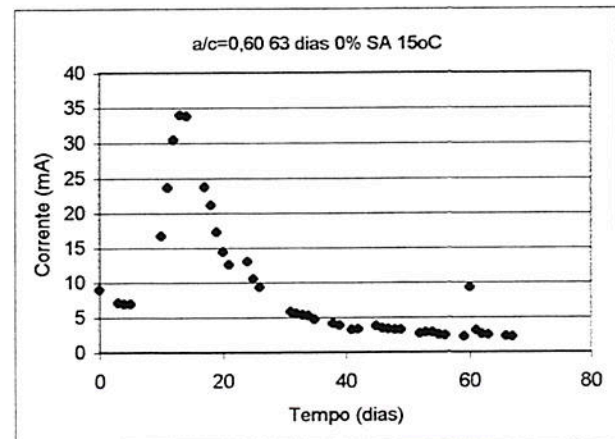
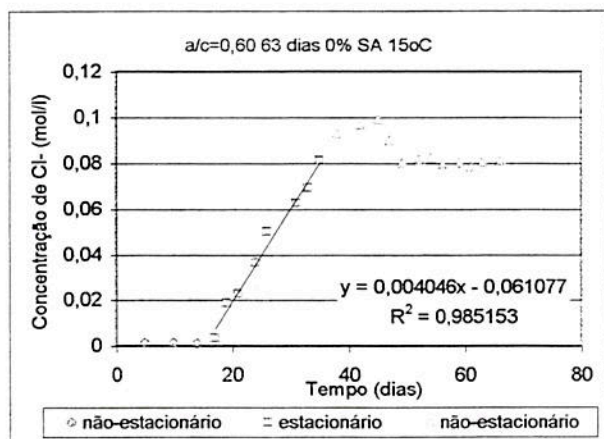
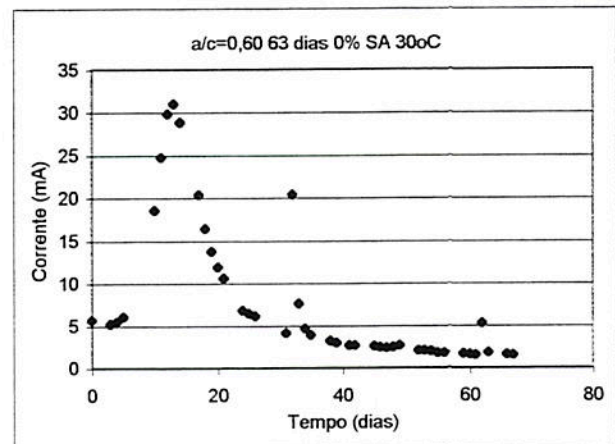
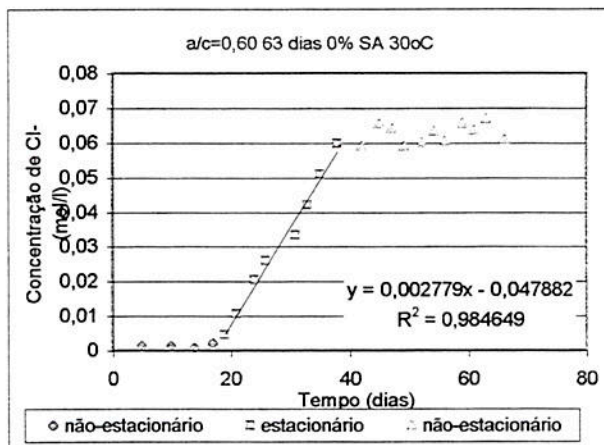
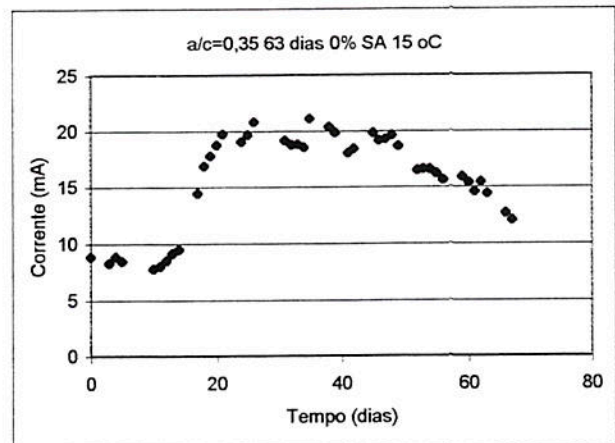
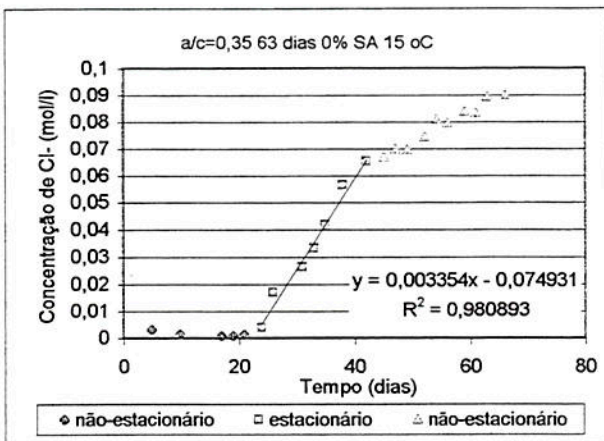
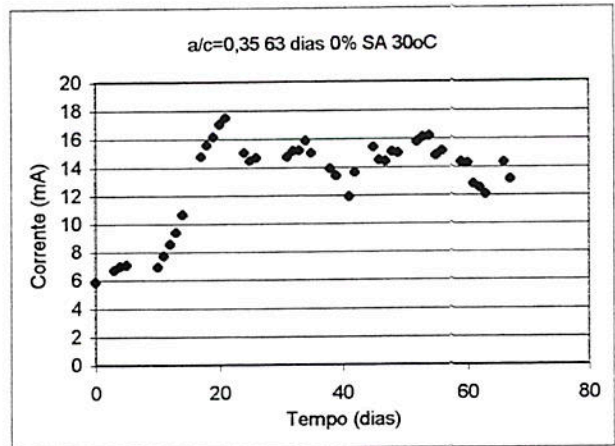
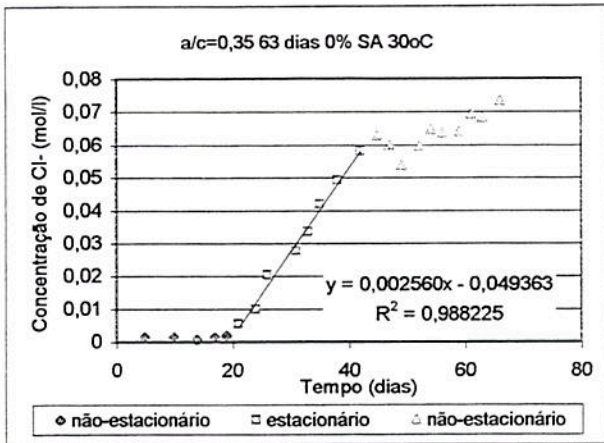
	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,35	a/agl = 0,35	a/agl = 0,60
<b>Leituras</b>	5%SA - 63 dias	5%SA - 63 dias	15%SA - 63 dias	15%SA - 63 dias	0%SA - 63 dias	0%SA - 63 dias	0%SA - 63 dias
	T = 15oC	T = 30oC	T = 15oC	T = 30oC	T = 30oC	T = 15oC	T = 30oC
1	0,102	0,067	0,063	0,031	0,064	0,103	0,098
2	0,114	0,074	0,067	0,034	0,072	0,12	0,112
3	0,124	0,078	0,071	0,035	0,076	0,132	0,123
4	0,133	0,083	0,076	0,036	0,081	0,145	0,135
5	0,142	0,09	0,079	0,037	0,086	0,159	0,146
6	0,151	0,095	0,083	0,039	0,092	0,168	0,156
7	0,157	0,098	0,085	0,039	0,096	0,181	0,163
8	0,16	0,102	0,087	0,041	0,102	0,193	0,172
9	0,166	0,107	0,09	0,042	0,107	0,206	0,18
10	0,17	0,111	0,092	0,043	0,111	0,215	0,185
11	0,172	0,113	0,094	0,043	0,115	0,225	0,191
12	0,174	0,116	0,095	0,044	0,119	0,234	0,197
13	0,177	0,12	0,096	0,046	0,124	0,243	0,2
<b>Q</b>	<b>3244,5</b>	<b>2088,9</b>	<b>1797,3</b>	<b>848,7</b>	<b>2071,8</b>	<b>3871,8</b>	<b>3436,2</b>
Classificação	moderada	moderada	baixa	muito baixa	moderada	moderada	moderada
ASTM C 1202							

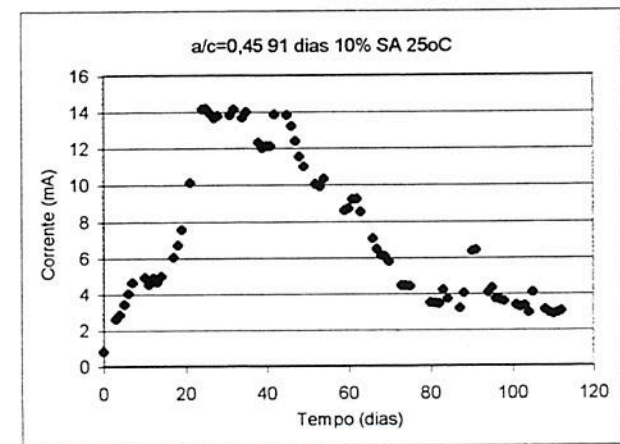
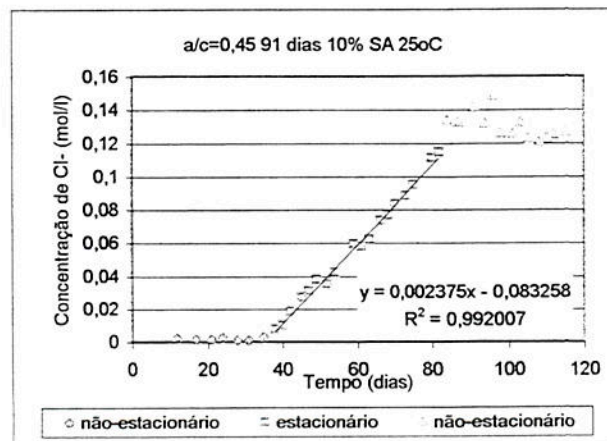
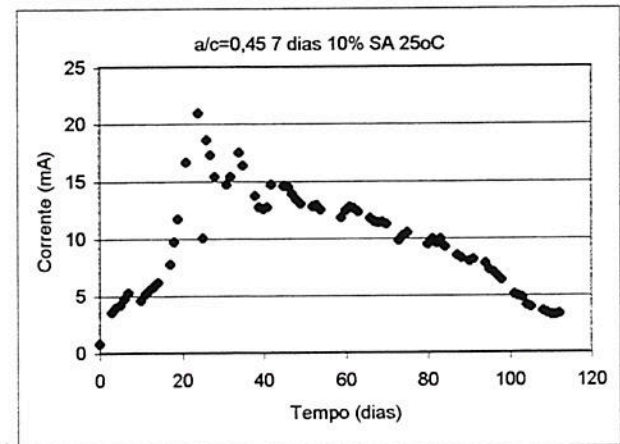
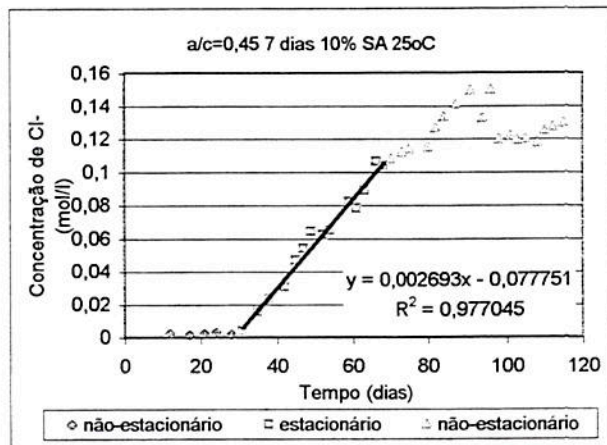
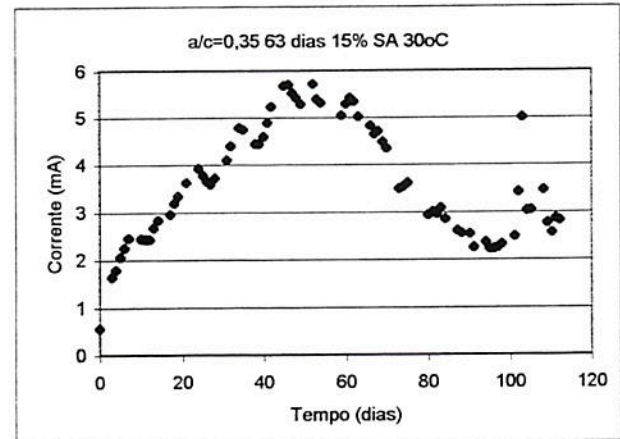
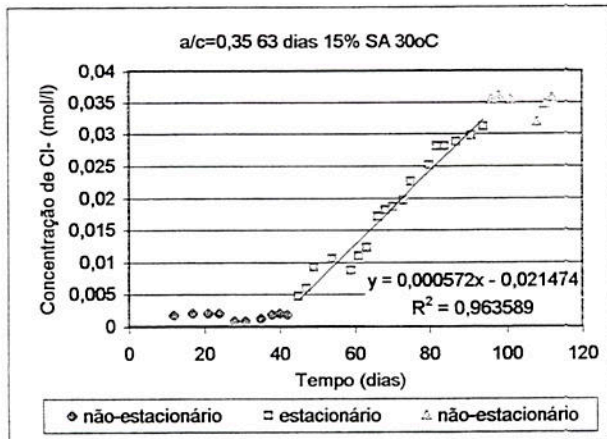
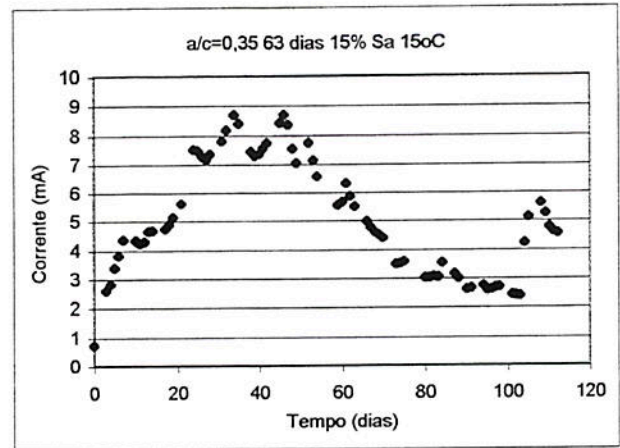
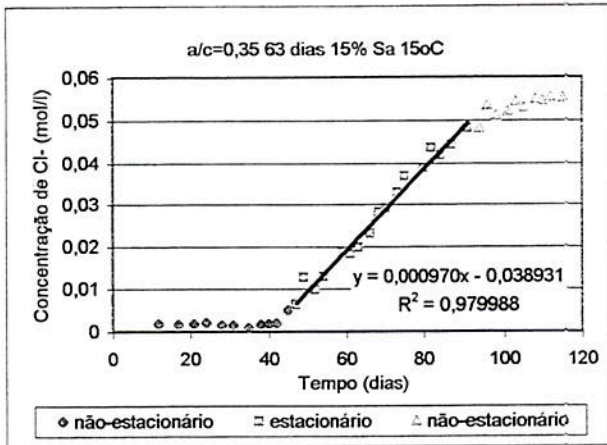
	a/agl = 0,35	a/agl = 0,35	a/agl = 0,35	a/agl = 0,35	a/agl = 0,60	a/agl = 0,60	a/agl = 0,45
<b>Leituras</b>	5%SA - 14 dias	5%SA - 14 dias	15%SA - 14 dias	15%SA - 14 dias	0%SA - 63 dias	5%AS - 14 dias	10%AS - 7 dias
	T = 15oC	T = 30oC	T = 15oC	T = 30oC	T = 15oC	T = 15oC	T = 25oC
1	0,1	0,043	0,064	0,011	0,125	0,103	0,162
2	0,114	0,046	0,07	0,011	0,143	0,117	0,194
3	0,125	0,048	0,073	0,011	0,156	0,128	0,224
4	0,134	0,05	0,077	0,012	0,17	0,139	0,253
5	0,142	0,051	0,081	0,012	0,18	0,15	0,28
6	0,15	0,053	0,084	0,012	0,19	0,157	0,296
7	0,159	0,054	0,086	0,012	0,195	0,165	0,314
8	0,165	0,055	0,087	0,013	0,202	0,173	0,314
9	0,169	0,056	0,088	0,013	0,209	0,177	0,303
10	0,173	0,058	0,09	0,013	0,213	0,181	0,285
11	0,173	0,059	0,09	0,013	0,218	0,185	0,265
12	0,174	0,06	0,09	0,013	0,222	0,188	0,246
13	0,173	0,062	0,09	0,013	0,224	0,191	0,227
<b>Q</b>	<b>3266,1</b>	<b>1156,5</b>	<b>1787,4</b>	<b>264,6</b>	<b>4090,5</b>	<b>3432,6</b>	<b>5703,3</b>
Classificação	moderada	baixa	baixa	muito baixa	alta	moderada	alta
ASTM C 1202							

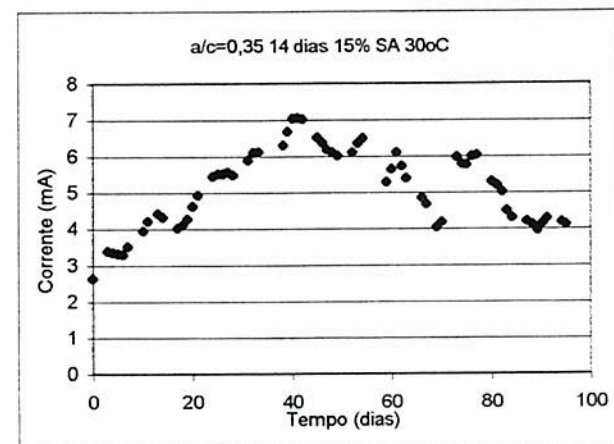
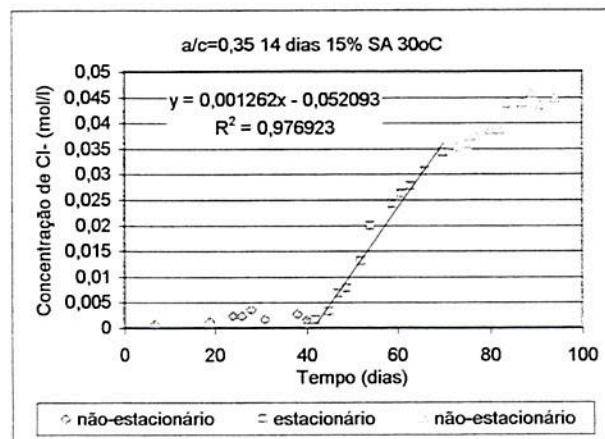
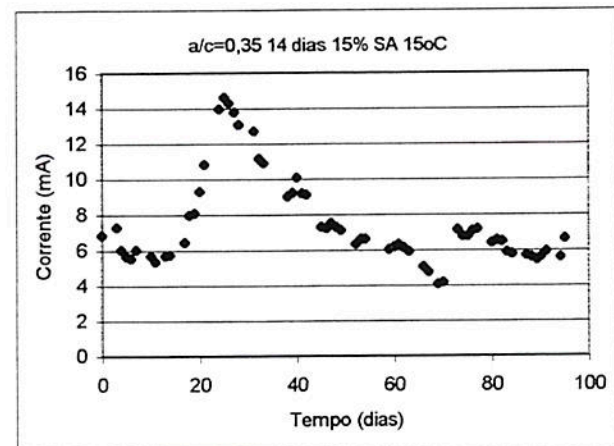
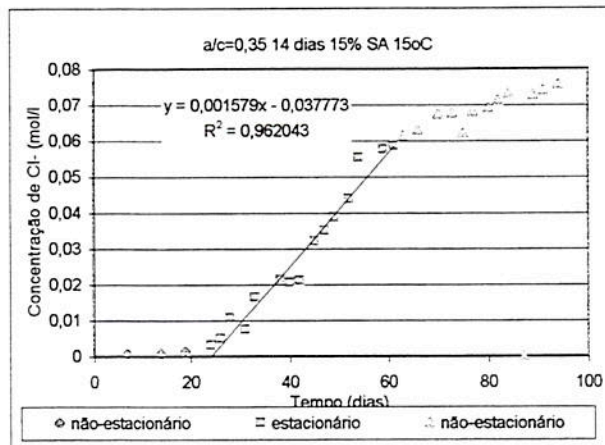
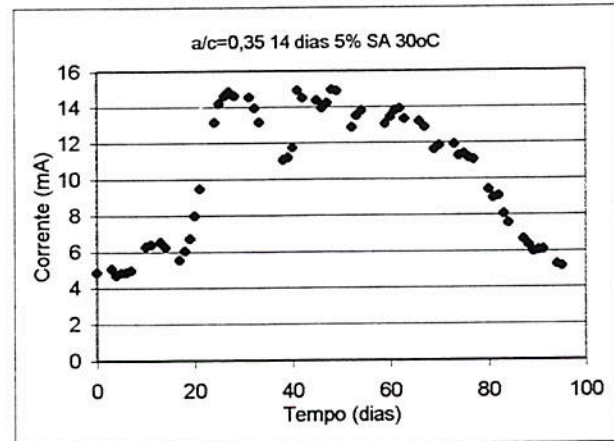
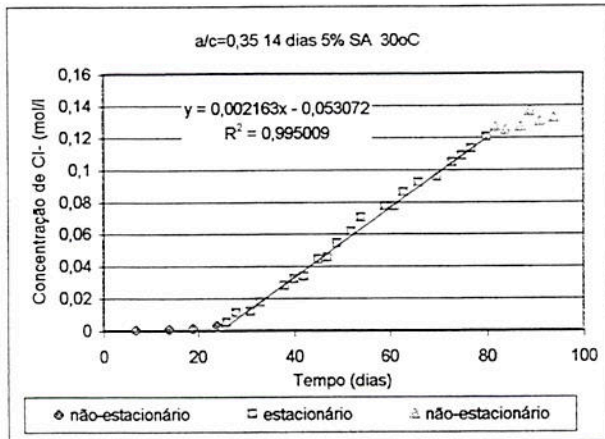
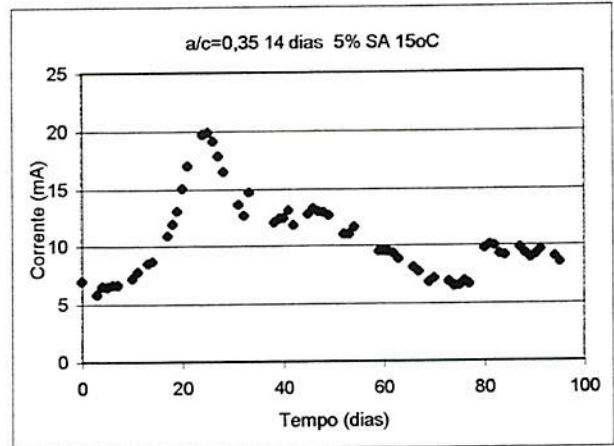
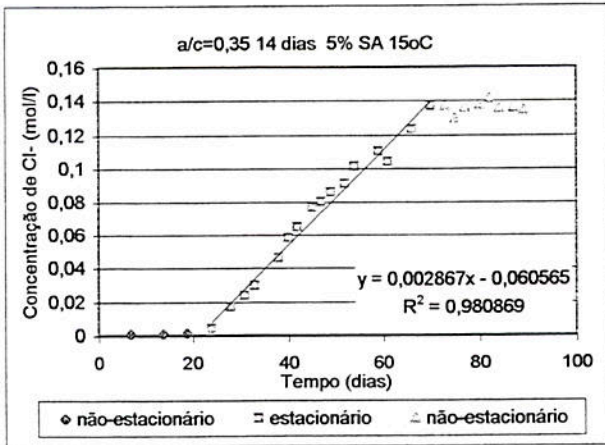
## **ANEXO 2**

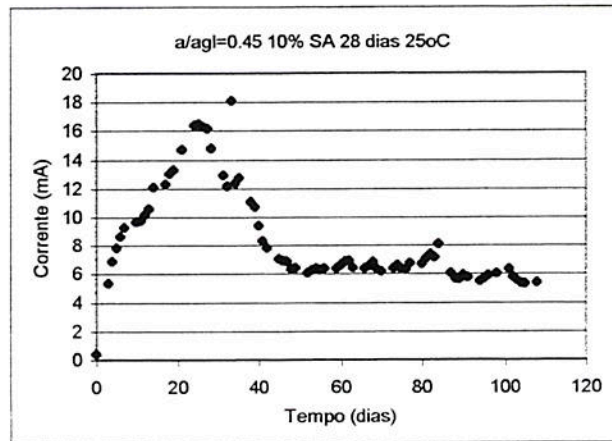
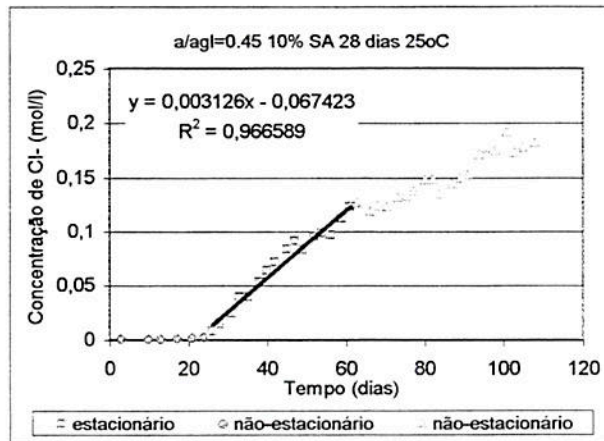
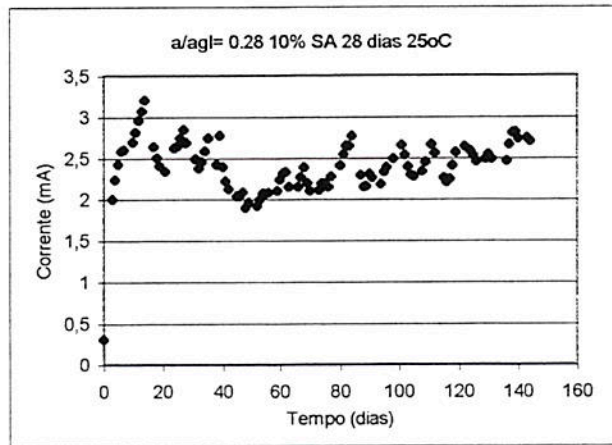
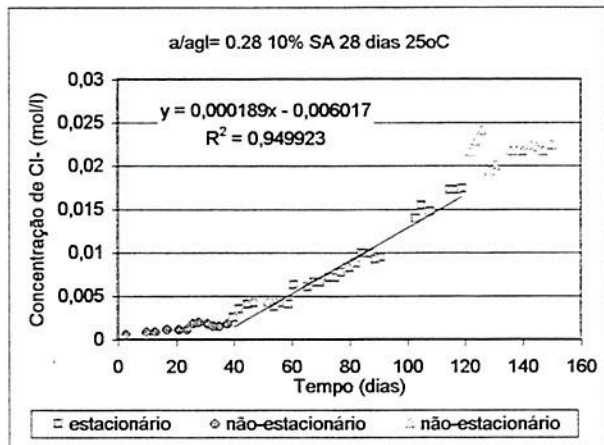
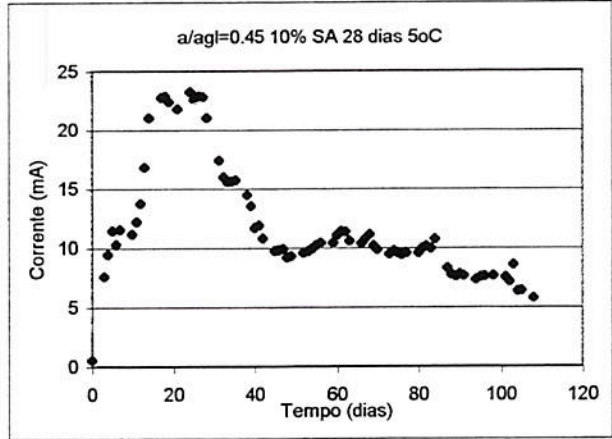
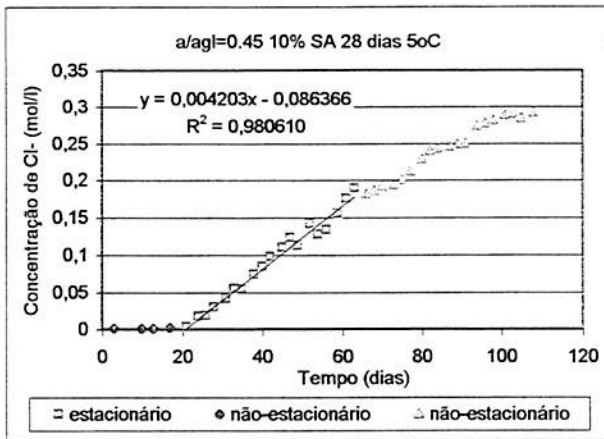
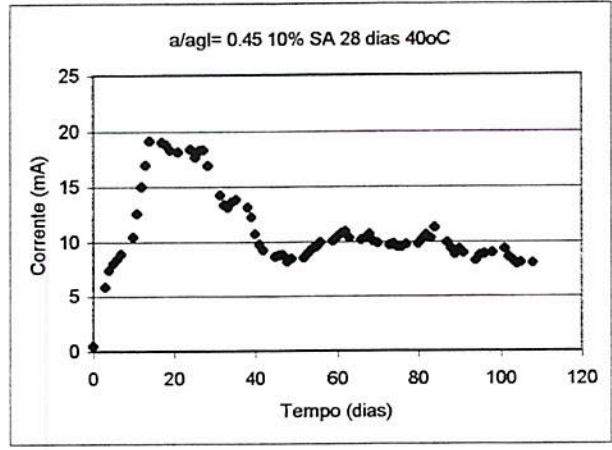
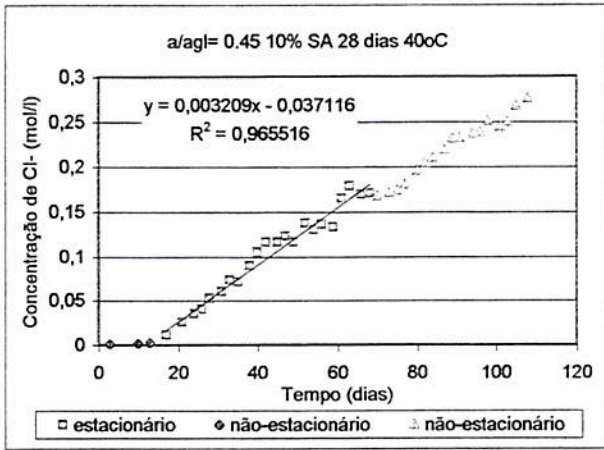
(Comportamento da corrente com o tempo e evolução da concentração de cloretos na célula positiva com o tempo – Ensaio de migração de cloretos)



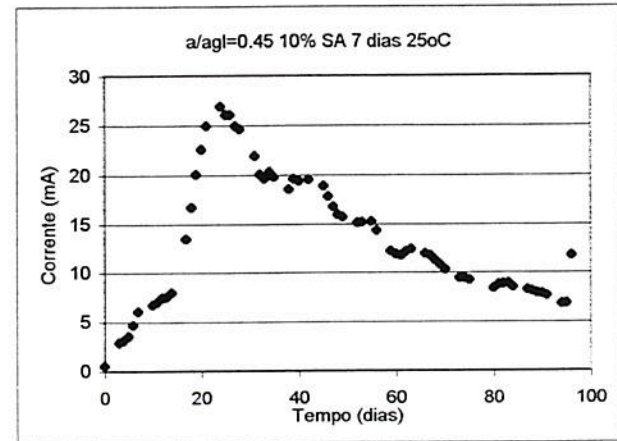
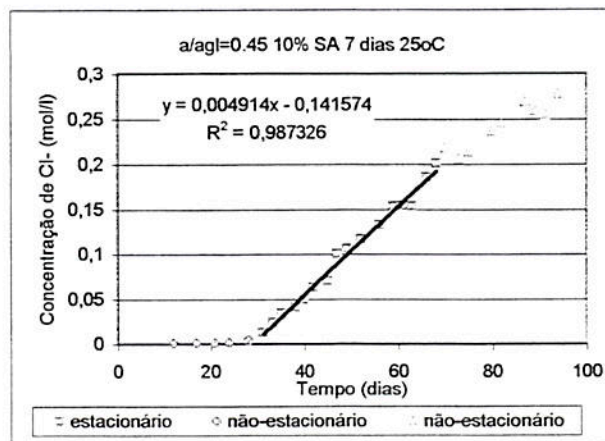
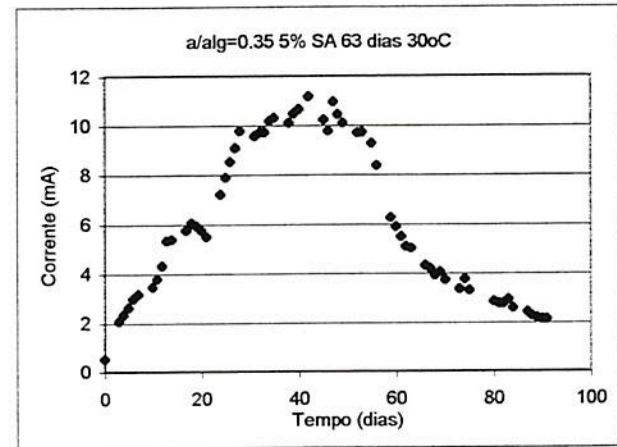
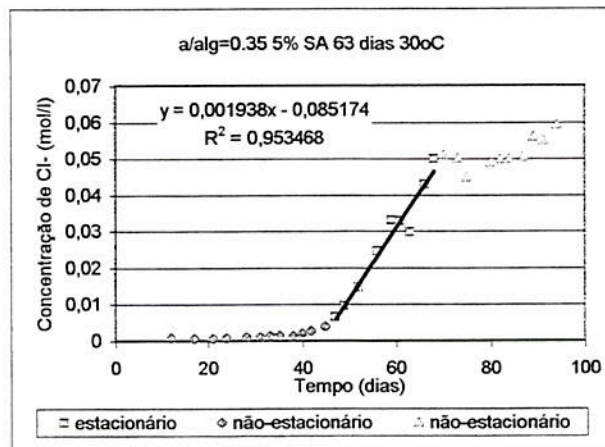
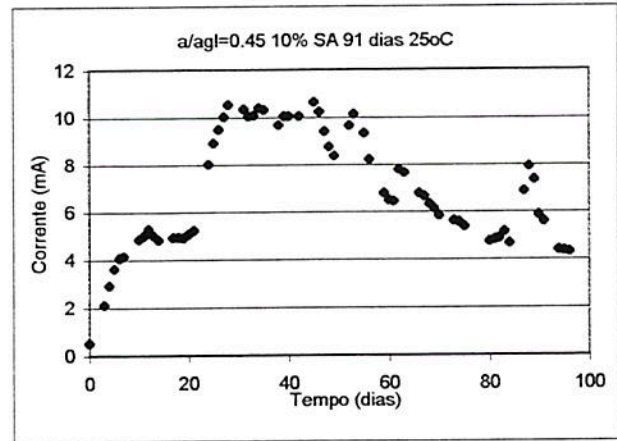
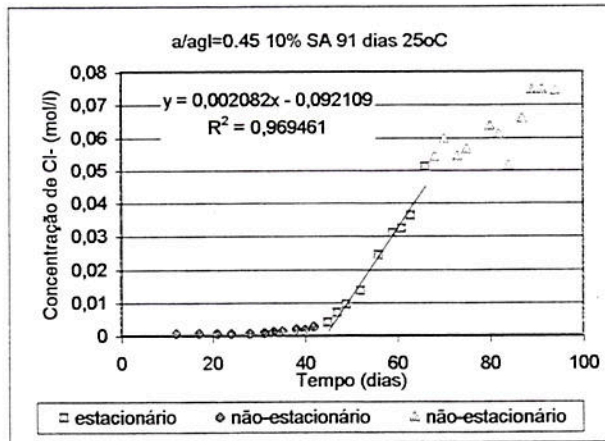
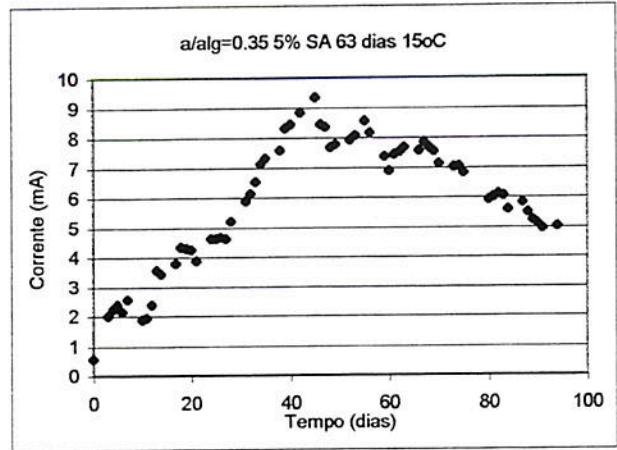
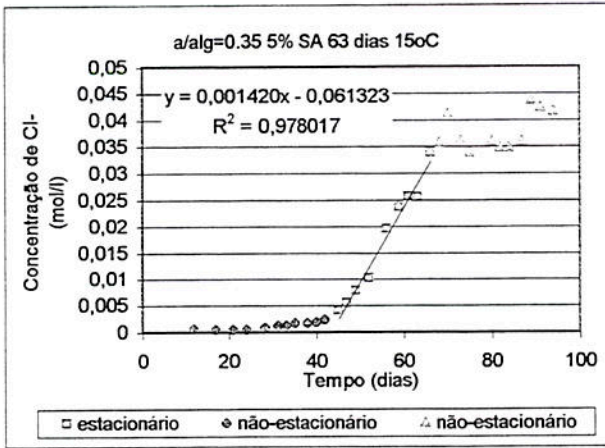


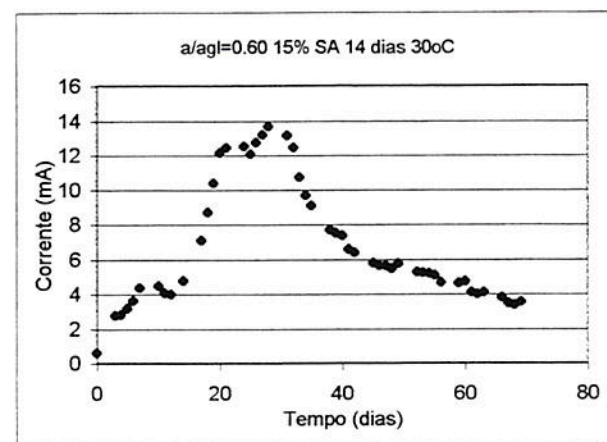
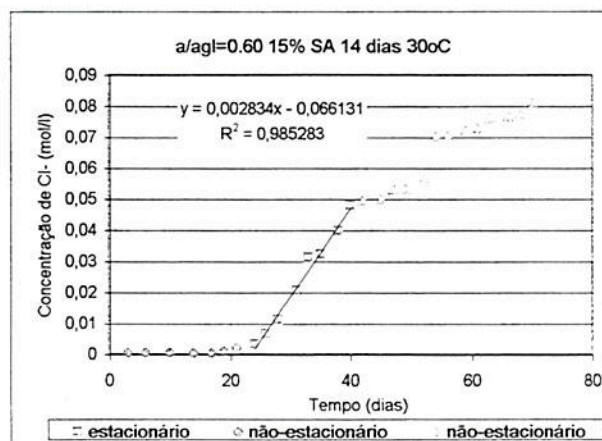
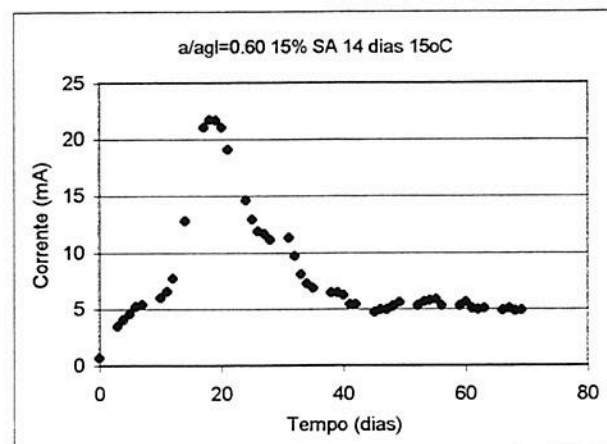
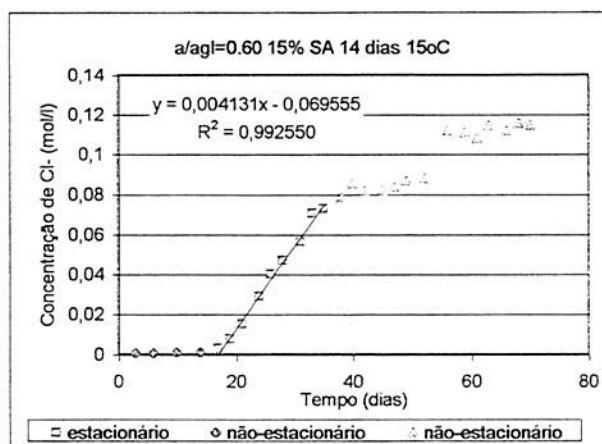
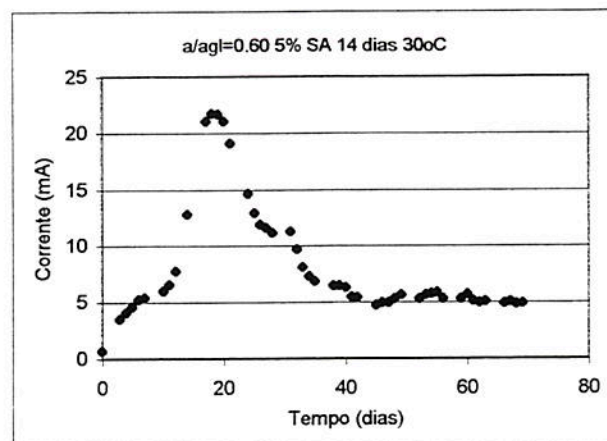
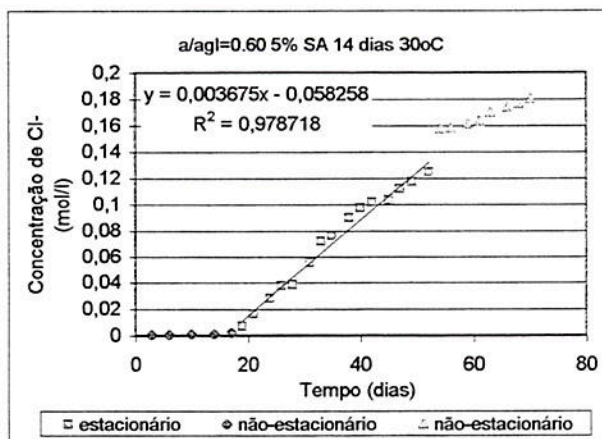
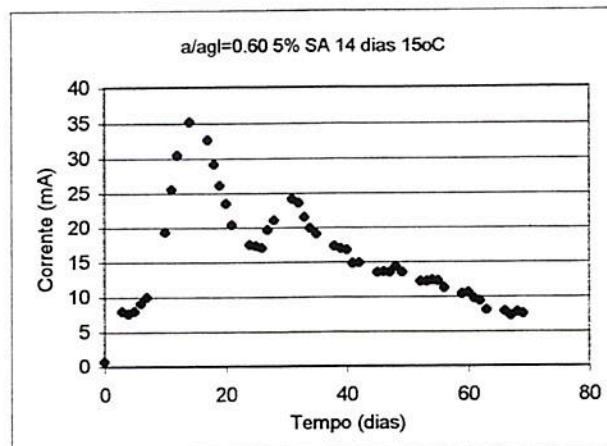
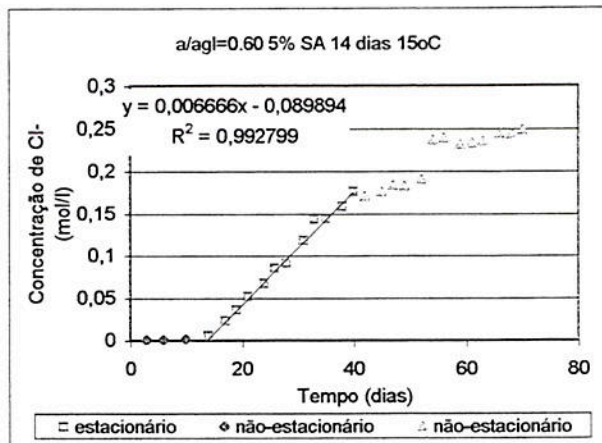


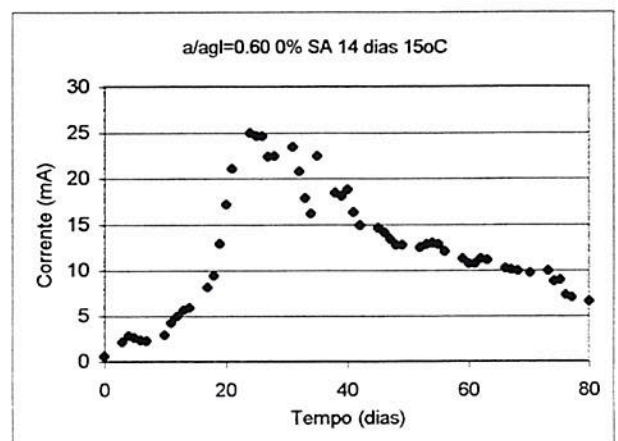
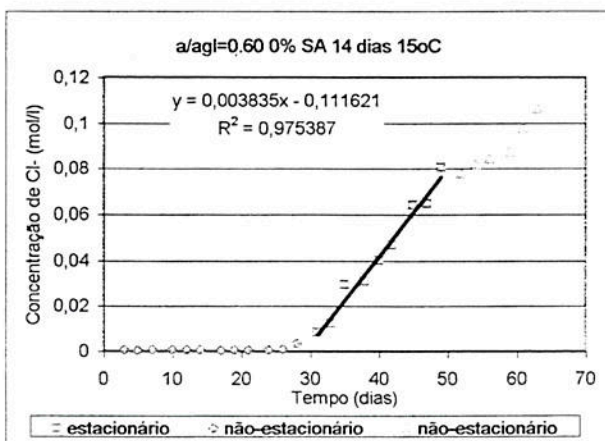
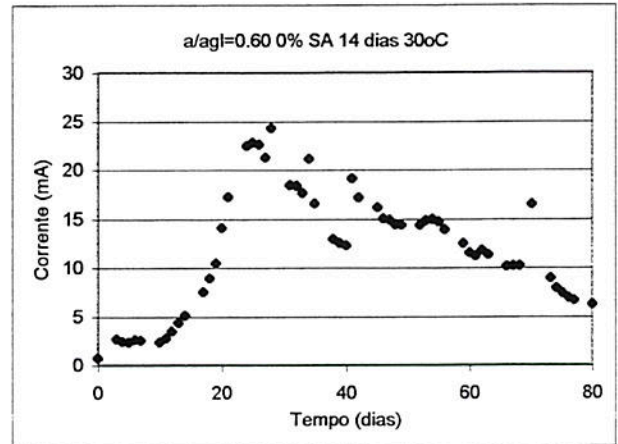
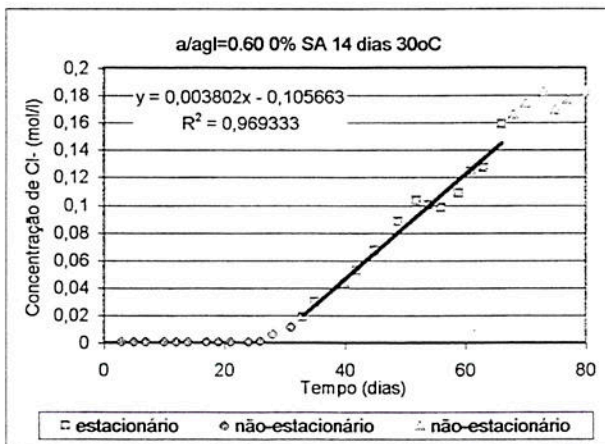
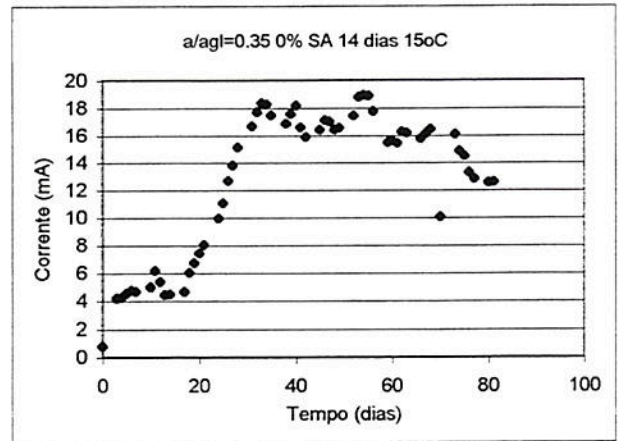
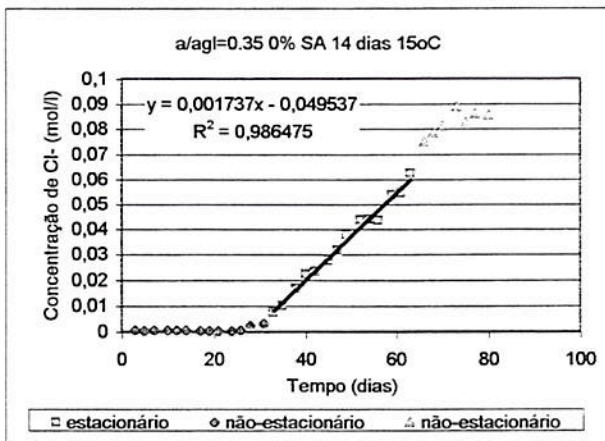
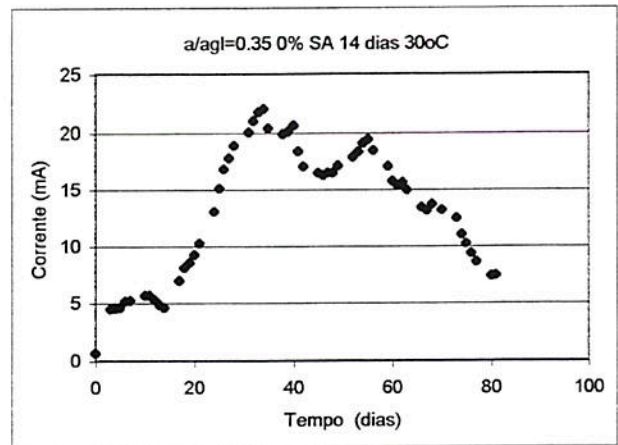
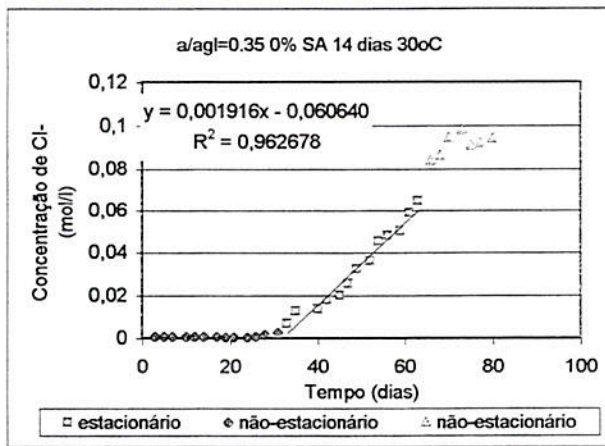


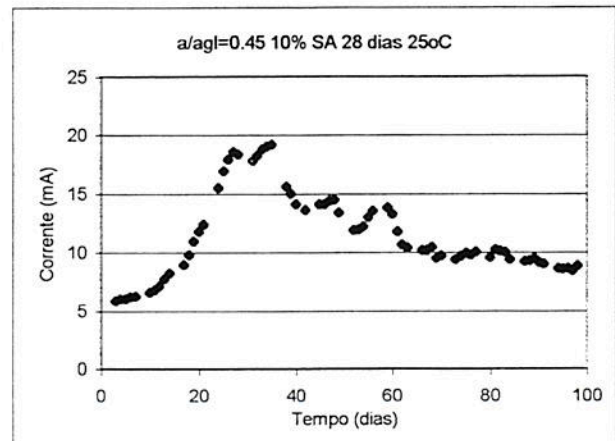
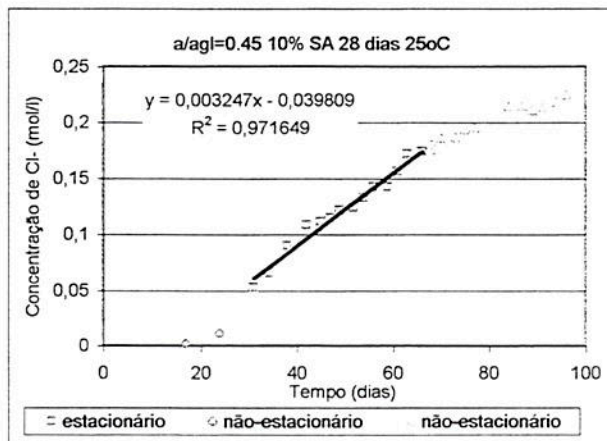
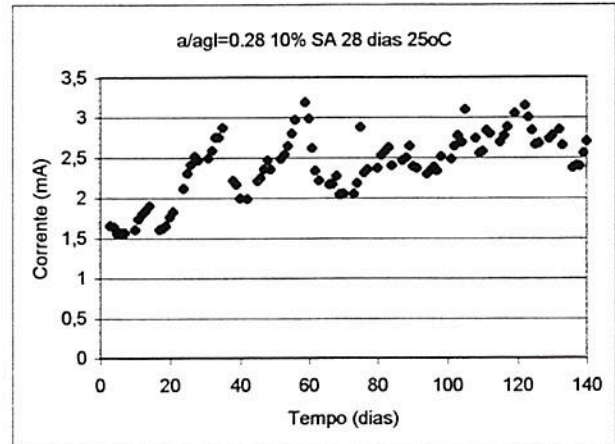
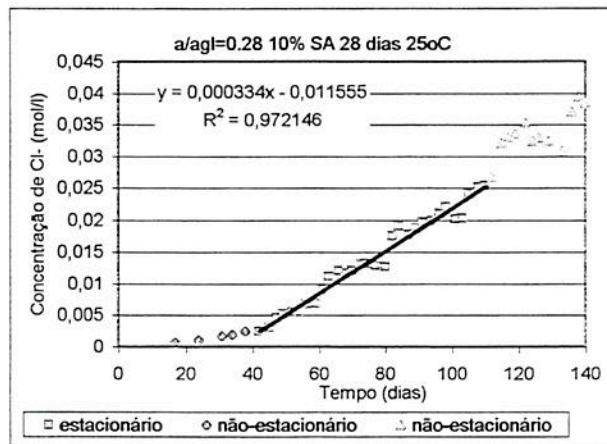
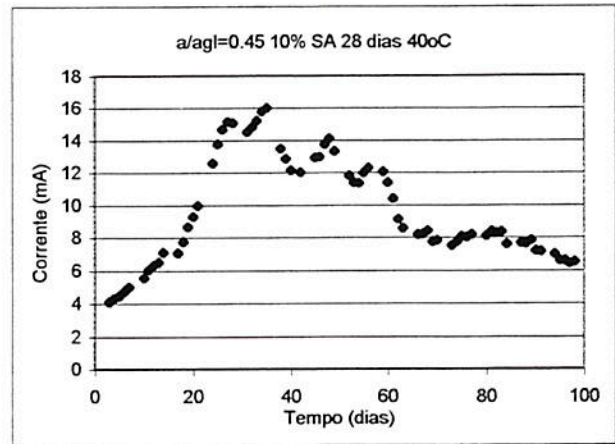
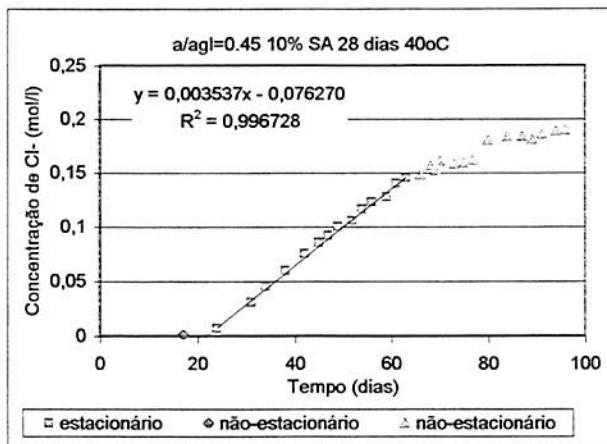
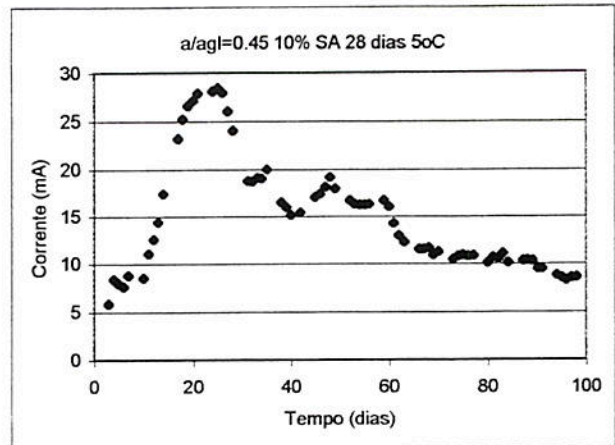
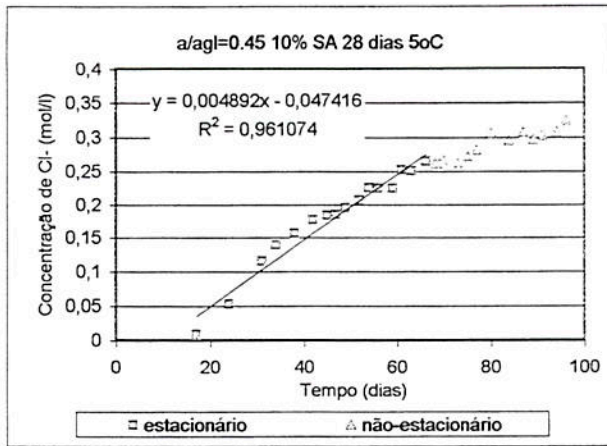


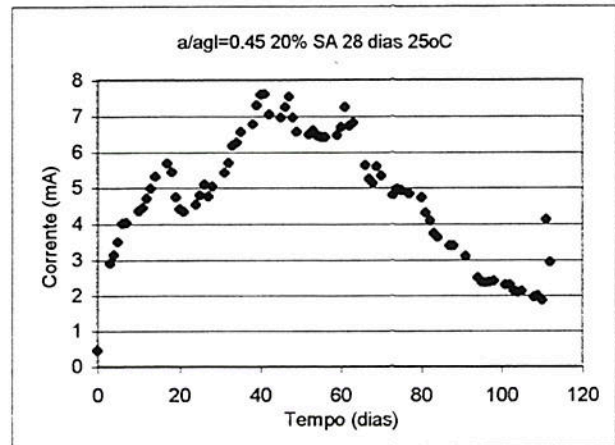
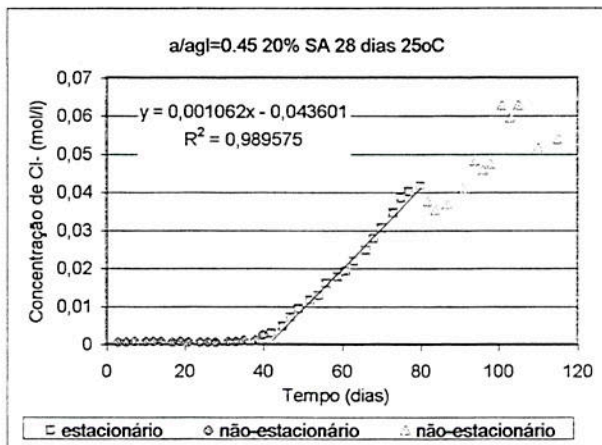
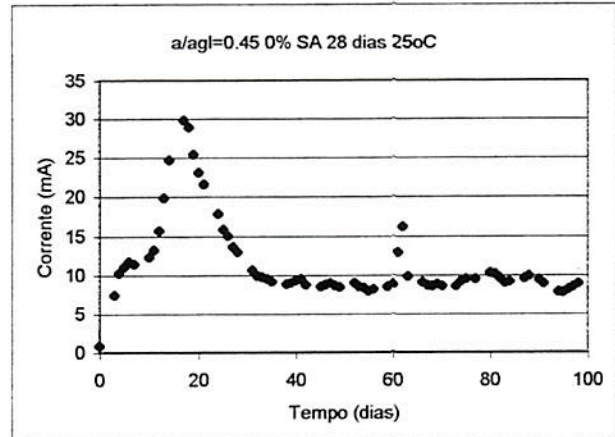
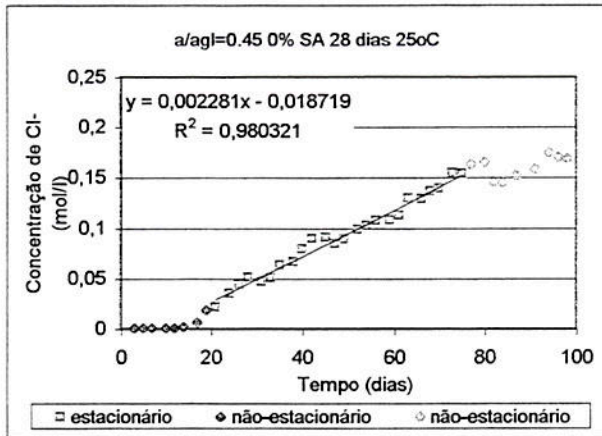
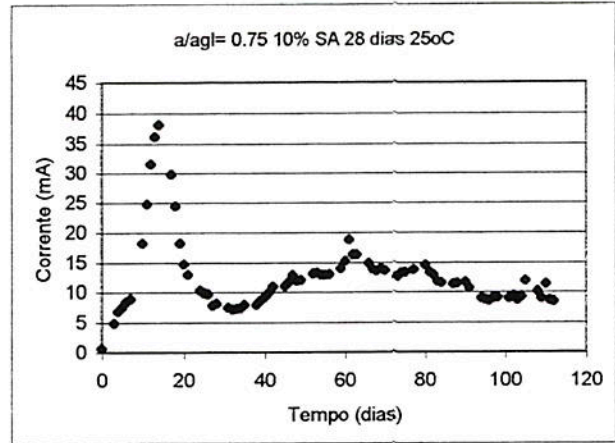
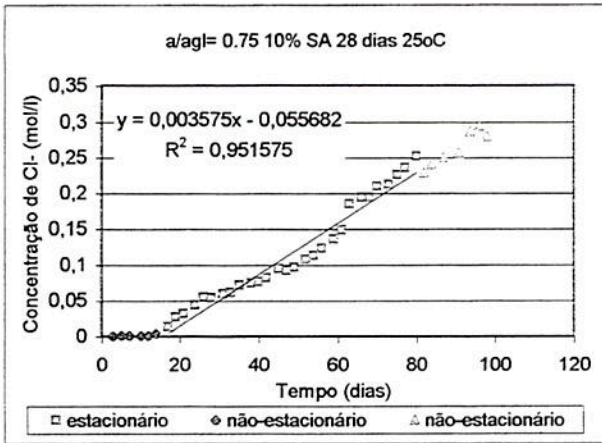


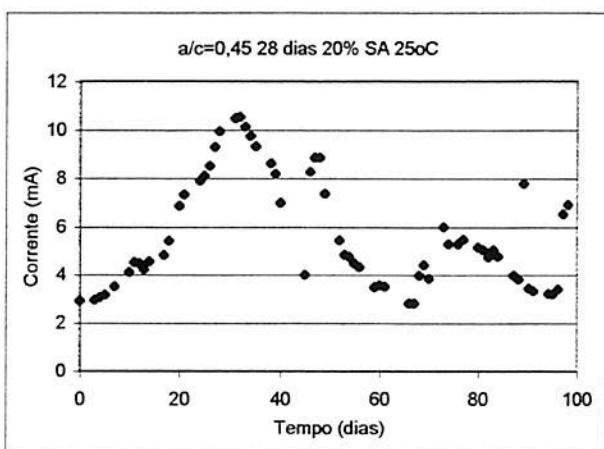
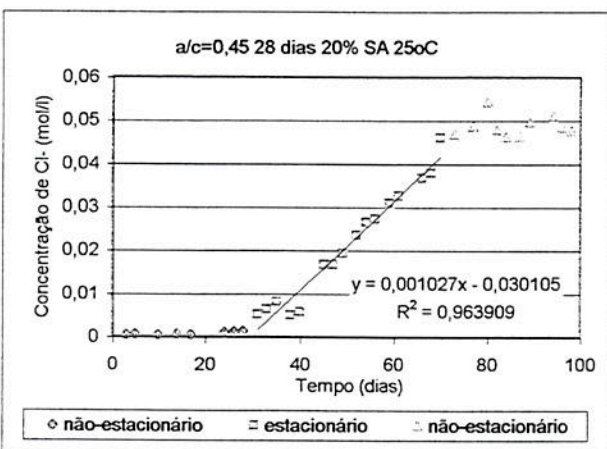
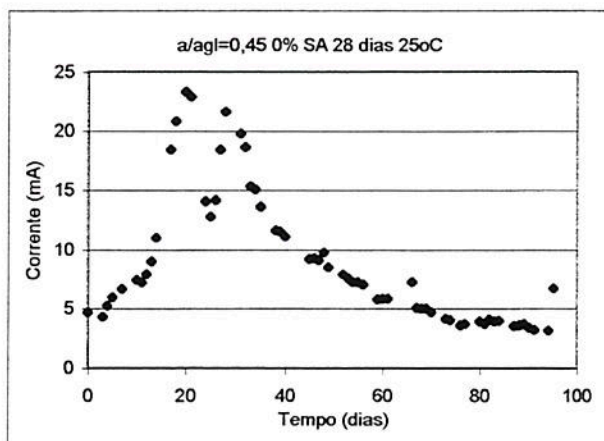
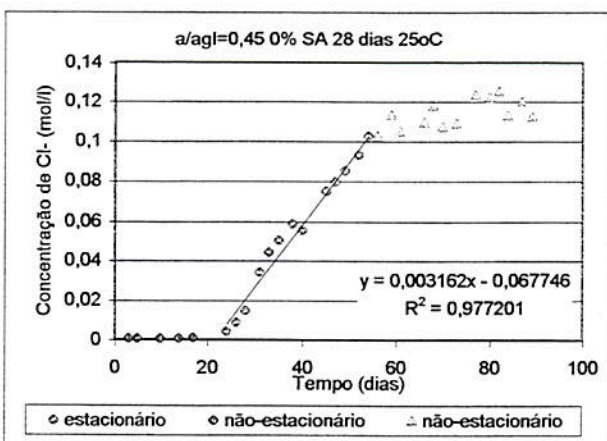
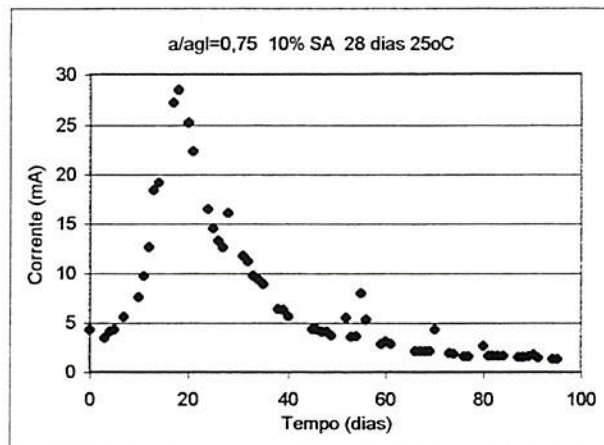
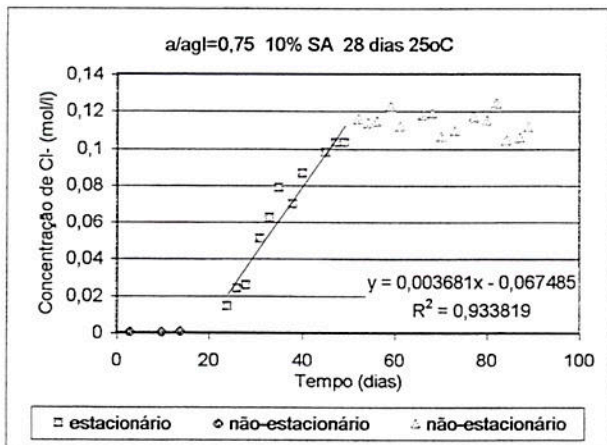












### **ANEXO 3**

(Análise Estatística – Migração de Cloretos, Penetração de Cloretos e Resistência à Compressão)

## Análise estatística – Coeficiente de difusão de cloretos

### Multiple Regression Analysis

Dependent variable: dif

Parameter	Estimate	Standard Error	T Statistic	P-Value
CONSTANT	4,99172	1,53651	3,24873	0,0025
sa^2	-3,16135	0,866354	-3,64903	0,0008
exp(-idade)	-18,9016	5,13909	-3,678	0,0008
ac^0,5/temp	3,16249	0,788361	4,01148	0,0003
(ac^0,5)*exp(-id	18,3218	3,78375	4,84225	0,0000
sa^2*exp(-idade)	4,92653	2,10742	2,33771	0,0251

### Analysis of Variance

Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
Model	282,195	5	56,439	19,91	0,0000
Residual	102,064	36	2,8351		
Total (Corr.)	384,259	41			

R-squared = 73,4388 percent

R-squared (adjusted for d.f.) = 69,7497 percent

Standard Error of Est. = 1,68378

Mean absolute error = 1,22581

Durbin-Watson statistic = 1,89614

### The StatAdvisor

The output shows the results of fitting a multiple linear regression model to describe the relationship between dif and 5 independent variables. The equation of the fitted model is

$$\text{dif} = 4,99172 - 3,16135 \cdot \text{sa}^2 - 18,9016 \cdot \exp(-\text{idade}) + 3,16249 \cdot \text{ac}^{0,5} / \text{temp} + 18,3218 \cdot (\text{ac}^{0,5}) \cdot \exp(-\text{idade}) + 4,92653 \cdot \text{sa}^2 \cdot \exp(-\text{idade})$$

Since the P-value in the ANOVA table is less than 0.01, there is a statistically significant relationship between the variables at the 99% confidence level.

The R-Squared statistic indicates that the model as fitted explains 73,4388% of the variability in dif. The adjusted R-squared statistic, which is more suitable for comparing models with different numbers of independent variables, is 69,7497%. The standard error of the estimate shows the standard deviation of the residuals to be 1,68378. This value can be used to construct prediction limits for new observations by selecting the Reports option from the text menu. The mean absolute error (MAE) of 1,22581 is the average value of the residuals. The Durbin-Watson (DW) statistic tests the residuals to determine if there is any significant correlation based on the order in which they occur in your data file. Since the DW value is greater than 1.4, there is probably not any serious autocorrelation in the residuals.

In determining whether the model can be simplified, notice that the highest P-value on the independent variables is 0,0251, belonging to  $\text{sa}^2 \cdot \exp(-\text{idade})$ . Since the P-value is less than 0.05, that term is statistically significant at the 95% confidence level. Consequently, you probably don't want to remove any variables from the model.



## Análise estatística – Carga total passante

Multiple Regression Analysis

-----  
 Dependent variable: PC  
 -----

Parameter	Estimate	Standard Error	T Statistic	P-Value
CONSTANT	-5394,16	1773,47	-3,04159	0,0043
1/(sa)^0,2	12610,1	1580,85	7,9768	0,0000
idade^0,5	-3531,44	730,31	-4,83554	0,0000
temp/ac	-1212,32	243,366	-4,98145	0,0000

### Analysis of Variance

Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
Model	9,5017E7	3	3,16723E7	35,65	0,0000
Residual	3,37631E7	38	888503,0		
Total (Corr.)	1,2878E8	41			

R-squared = 73,7824 percent  
 R-squared (adjusted for d.f.) = 71,7125 percent  
 Standard Error of Est. = 942,605  
 Mean absolute error = 667,019  
 Durbin-Watson statistic = 1,27324

### The StatAdvisor

-----  
 The output shows the results of fitting a multiple linear regression model to describe the relationship between PC and 3 independent variables. The equation of the fitted model is

$$PC = -5394,16 + 12610,1 \cdot 1/(sa)^{0,2} - 3531,44 \cdot idade^{0,5} - 1212,32 \cdot temp/ac$$

Since the P-value in the ANOVA table is less than 0.01, there is a statistically significant relationship between the variables at the 99% confidence level.

The R-Squared statistic indicates that the model as fitted explains 73,7824% of the variability in PC. The adjusted R-squared statistic, which is more suitable for comparing models with different numbers of independent variables, is 71,7125%. The standard error of the estimate shows the standard deviation of the residuals to be 942,605. This value can be used to construct prediction limits for new observations by selecting the Reports option from the text menu. The mean absolute error (MAE) of 667,019 is the average value of the residuals. The Durbin-Watson (DW) statistic tests the residuals to determine if there is any significant correlation based on the order in which they occur in your data file. Since the DW value is less than 1.4, there may be some indication of serial correlation. Plot the residuals versus row order to see if there is any pattern which can be seen.

In determining whether the model can be simplified, notice that the highest P-value on the independent variables is 0,0000, belonging to idade^0,5. Since the P-value is less than 0.01, the highest order term is statistically significant at the 99% confidence level. Consequently, you probably don't want to remove any variables from the model.