

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

**DURABILIDADE DO CONCRETO À AÇÃO DE SULFATOS:
ANÁLISE DO EFEITO DA PERMEAÇÃO DE ÁGUA E DA
ADIÇÃO DE MICROSSÍLICA**

LUIZ CARLOS PINTO DA SILVA FILHO

ORIENTADOR: PROF. VAHAN AGOPYAN, PhD.

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL,
COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM
ENGENHARIA.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: CONSTRUÇÃO

PORTO ALEGRE

1994

À Cláudia

Ao meus Pais

**A todos aqueles que se esforçam para manter
viva a pesquisa numa situação tão caótica de
um país tão carente.**

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Vahan Agopyan, pela paciência na orientação e apoio na execução deste trabalho.

Ao Prof. João Campagnolo, pelos ensinamentos, incentivos, preocupação e principalmente pela amizade, que foi o esteio de todas as minhas atividades de pesquisa nesta universidade.

À Prof. Denise Dal Molin, que sempre foi um exemplo de trabalho e dedicação, uma valiosa parceira de discussões e uma amiga excepcional.

Aos Professores Dario Klein e Francisco Gastal, pela amizade e estímulo.

Ao Fontes, ao Flávio e ao Bueno, pela excelência do apoio que concederam aos trabalhos experimentais e pela camaradagem.

Ao Léo Rocha, ao Alexandre Rezende e aos demais colegas da turma de 90, pela convivência que vai deixar saudades e pelo estímulo de buscar fazer sempre o melhor possível.

Ao Iuri, ao Alexandre e aos demais auxiliares de pesquisa, pela ajuda inestimável na realização dos ensaios e organização dos dados.

À Larissa, sem a qual a parte gráfica desta dissertação não apresentaria a mesma qualidade.

A todos aqueles que, direta ou indiretamente, compartilharam o trabalho que está encerrado nestas páginas.

Ao CNPQ, pelo apoio financeiro modesto, porém imprescindível.

À Camargo Corrêa e à Companhia e Mineração Bagé, pelo apoio recebido, que denota as suas posturas de empresas modernas e participativas.

Ao Luti, ao Evandro e aos demais amigos de todas as horas, há tanto tempo.

Aos meus pais, Myriam e Luiz Carlos, por serem meus pais.

À minha tia Helena, pelo carinho e preocupação constantes.

Ao meu irmão Rodrigo, minha alma gêmea.

À minha avó Mercedes, em memória de uma grande mulher.

À Carla, Alessandra, Atílio, Cleide e a todos os que compartilham comigo estes laços de união tão importantes chamados família.

À Cláudia, por sua importância nestes quatro anos e por ser a pessoa mais especial da minha vida.

ÍNDICE

Lista de Figuras	V
Resumo	VII
Abstract	VII
1 INTRODUÇÃO	
1.1 Considerações Iniciais	2
1.2 Objetivos	3
1.3 Hipóteses e Premissas	4
1.4 Organização do trabalho	5
2 A QUESTÃO DA DURABILIDADE	
2.1. Fundamentação Teórica	8
2.2. Dúvidas sobre a Durabilidade do Concreto	14
2.3. Causas de Degradação do Concreto	17
2.4. Considerações sobre os Ensaios de Durabilidade	24
2.5. O Controle da Durabilidade	26
3 A MOVIMENTAÇÃO DE ÁGUA NO CONCRETO	
3.1 O Papel da Água	31
3.2 A Estrutura de Poros do Concreto	33
3.3 A Movimentação de Fluidos no Concreto	36
3.3.1 Processos de Transporte de Fluidos no Concreto	38
3.3.3.1 Difusão	38
3.3.3.2 Sucção Capilar	40
3.3.3.3 Penetração de Água sob Pressão	41
3.3.2 Propriedades de Acesso Características do Material	42
3.3.2.1 Difusividade	42
3.3.3.2 Absorção	42
3.3.3.3 Permeabilidade	43
3.4 Ensaios de Avaliação da Movimentação de Água	46
3.4.1 Ensaios de Absorção e Capilaridade	47
3.4.2 Ensaios de Permeabilidade sob Diferencial de Pressão	48
3.4.3 Ensaios de Difusão Iônica e Gasosa	52
3.4.4 Ensaios de Avaliação da Porosidade	54
3.5 A Redução da Movimentação de Água no Concreto	57
3.5.1 Impermeabilização	57
3.5.2 A Ação das Adições	58
4 A AÇÃO DOS SULFATOS NO CONCRETO	
4.1 Considerações Iniciais	60
4.2 Os Sais de Sulfato	62
4.2.1 Origem dos Sais	62
4.2.2 Tipos e Agressividade	63
4.3 O Ataque de sulfatos	66
4.3.1 Natureza do Ataque	66
4.3.2 Evolução do Ataque	68
4.3.3 Intensidade do Ataque	69
4.4 Variáveis Intervenientes no Processo de Agressão	71
4.5 Ensaios de Resistência a Sulfatos	74
4.6 Medidas de Proteção contra o Ataque de Sulfatos	77

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 Considerações Iniciais	81
5.2 Definição das Variáveis	82
5.2.1 Relação Água/aglomerante	82
5.2.2 Tipo de Cimento	83
5.2.3 Adição de Microssílica	83
5.2.4 Combinações de Variáveis	84
5.3 Caracterização dos Materiais	84
5.3.1 Agregados	84
5.3.2 Cimento e Microssílica	85
5.3.3 Aditivo Superplastificante	86
5.4 Dosagem	87
5.5. Descrição dos Ensaios da Fase de Caracterização	88
5.5.1 Ensaio de Resistência à Compressão	88
5.5.2 Ensaio de Absorção por Imersão	89
5.5.3 Ensaio de Penetração de Água sob Pressão	90
5.6 Ensaios de Avaliação da Durabilidade a Sulfatos	93
5.6.1 Variação da Resistência à Compressão do Concreto	95
5.6.2 Variação da Resistência à Flexão do Concreto	95
5.6.3 Avaliação do Aspecto Visual do Concreto	95
5.6.4 Variação da Resistência à Flexão da Argamassa	96
5.6.5 Variação Linear da Argamassa	98

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1 Resultados da Fase de Caracterização dos Materiais	100
6.1.1 Ensaio de Resistência à Compressão	100
6.1.2 Ensaio de Absorção por Imersão	105
6.1.3 Ensaio de Penetração de Água sob Pressão	113
6.2 Ensaios de Avaliação da Durabilidade a Sulfatos	120
6.2.1 Ensaio de Variação da Resistência à Compressão do Concreto	120
6.2.2 Ensaio de Variação da Resistência à Flexão do Concreto	123
6.2.3 Ensaio de Avaliação Visual do Concreto	125
6.2.4 Ensaio de Variação da Resistência à Flexão da Argamassa	126
6.2.5 Ensaio de Variação Linear da Argamassa	129

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 Considerações Gerais	130
7.2 Conclusões	132
7.3 Recomendações	135

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

136

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Diagrama de degradação de uma estrutura.	11
Figura 2.2 - Representação esquemática dos fenômenos de (a) evaporação e (b) difusão durante o processo de congelamento da água nos poros do concreto.	20
Figura 2.3 - Representação Esquemática do ciclo de fissuração-corrosão-fissuração de uma estrutura de concreto armado. (Adaptado de MEHTA, 1993).	23
Figura 3.1 - Distribuição de tamanho dos poros. (Adaptado do CEB, 1992).	35
Figura 3.2 - Diagrama esquemático dos condicionantes do processo de transporte de fluidos no concreto.	37
Figura 3.3 - Diagrama esquemático de uma estrutura marinha mostrando os processo ou mecanismos de transporte atuantes (Adaptado de Clarke, 1986).	39
Figura 3.4 - Representação da ascensão capilar. (CEB, 1992).	40
Figura 3.5 - Representação esquemática das diferenças de qualidade entre o concreto do núcleo e o de cobrimento de uma viga. (Adaptado de CLARKE, 1986).	45
Figura 3.6 - Ensaio ISAT. (a) Descrição da aparelhagem de ensaio. (b) Mancha de umidade elipsoidal gerada pela sucção de água, com expansão lateral. (Adaptado de HALL, 1989)	47
Figura 3.7 - Descrição do equipamento de permeabilidade do Bureau of Reclamation. (Adaptado de ISAIA, 1990).	51
Figura 4.1 - Representação esquemática do ataque de sulfatos. (CEB, 1989).	66
Figura 5.1 - Esquema das fases do ensaio de absorção de água por imersão.	90
Figura 5.2 - Croqui de funcionamento do equipamento utilizado no ensaio de penetração de água sob pressão.	91
Figura 5.3 - Equipamento utilizado no ensaio de penetração de água.	92
Figura 5.4 - Etapas do ensaio de penetração de água sob pressão.	93
Figura 5.5 - Croqui do molde tronco-cônico e placa de vidro graduada utilizados na realização do ensaio de mini-slump.	97
Figura 5.6 - Equipamento de carregamento de areia para ensaio de flexão dos prismas de argamassa expostos aos sulfatos.	97
Figura 6.1 - Resultados médios de resistência à compressão aos 28 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / Teste de Duncan.	102
Figura 6.2 - Representação gráfica da variação da resistência à compressão em função da relação a/agl. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.	104
Figura 6.3 - Absorção média de água aos 28 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / Teste de Duncan	107

Figura 6.4 - Absorção média de água aos 63 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / Teste de Duncan	108
Figura 6.5 - Desempenho no ensaio de absorção aos 28 dias. Classificação de acordo com os resultados do teste de Duncan. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.	108
Figura 6.6 - Desempenho no ensaio de absorção aos 63 dias. Classificação de acordo com os resultados do teste de Duncan. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.	109
Figura 6.7 - Representação gráfica da variação da absorção com o tempo para os vários teores de microssilica. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.	111
Figura 6.8 - Exemplo de representação gráfica da frente de penetração de água sob pressão.	113
Figura 6.9 - Resultados médios de penetração de água aos 21 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias.	116
Figura 6.10 - Resultados médios de penetração de água aos 63 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias.	116
Figura 6.11- Desempenho no ensaio de penetração aos 21 dias das diversas combinações de variáveis. Classificação de acordo com os resultados da comparação múltipla de médias. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.	117
Figura 6.12- Desempenho no ensaio de penetração aos 63 dias das diversas combinações de variáveis. Classificação de acordo com os resultados da comparação múltipla de médias. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.	117
Figura 6.13 - Variação da penetração de água sob pressão com a relação a/agl. (a) Dados obtidos aos 21 dias. (b) Dados obtidos aos 63 dias.	118
Figura 6.14 - Gráficos de correlação entre a resistência compressão de corpos de prova submetidos exposição em sulfatos e corpos de prova de controle.	122
Figura 6.15 - Aspecto dos corpos de prova de resistência compressão durante a exposição solução de sulfatos.	125
Figura 6.16 - Aspecto da cristalização de sais em c.p. expostos solução de sulfatos	126
Figura 6.17 - Evolução do coeficiente R ao longo do tempo	128
Figura 7.1 - Comparação dos resultados obtidos no ensaio de penetração de água sob pressão em função do tipo de cimento empregado.	132

RESUMO

O estudo da durabilidade dos materiais é um dos campos de pesquisa mais destacados atualmente, devido à sua importância econômica e ecológica e ao seu interrelacionamento com as questões da qualidade e da satisfação do usuário, que se expressa na exigência de manutenção de um desempenho adequado.

O presente trabalho aborda a questão da durabilidade do concreto frente aos ataques químicos, em especial o decorrente da ação deletéria dos íons sulfato. A premissa principal que serve de embasamento para esta pesquisa é a de que a água é o principal agente de degradação do concreto, e que para se produzir um concreto durável deve-se procura reduzir a possibilidade de ingresso e movimentação de água no seu interior.

Baseado nestas considerações, foi executado um programa experimental que visava avaliar o desempenho de dois tipos de cimento presentes no mercado do Rio Grande do Sul, CP-I e CP-IV, frente ao ataque de sulfatos. Isto envolveu a caracterização, quanto à possibilidade do ingresso de água, dos concretos confeccionados com ambos os cimentos, além da exposição a uma solução de sulfatos para observar o ataque. Simultaneamente, estudou-se a influência da adição de microssílica e da variação da relação a/c no comportamento dos concretos.

ABSTRACT

The study of the durability of building materials is one of the most distinguished research subjects in present days. That is due to its serious economical and ecological implications and also due its straight relation to issues such as the modern policies of quality and user's satisfaction, which is expressed as a need for a sustained adequate behavior.

The present work considers the durability aspects of concrete structures in regard to chemical attacks, with close attention to the deleterious action of the sulfate ions. The fundamental idea that anchors this research is that water is the main agent of deterioration and that, in order to produce a durable concrete, we ought to reduce the possibility of the ingress of water and also its internal movements.

The experimental program was carried out to evaluate the behavior of two types of cement used in the state of Rio Grande do Sul, named CP-I (ASTM type I) and CP-IV (a blended portland cement with up to 50% pulverized fly ash), in regard to the sulfate attack. The program has characterized the concretes made with both cements, evaluating the water ingress and its performance after immersion in a strong sodium sulfate solution. Simultaneously, it was studied the influence of the addition of silica fume and of the variation of the water/cement ratio.

1 - INTRODUÇÃO

Desde o início da sua história o homem, através do uso de seu corpo e das ferramentas que criou, vêm moldando o mundo. Neste processo aprendeu a empregar praticamente todos os recursos naturais para satisfazer suas necessidades e aspirações.

Com a evolução da humanidade, a complexidade das suas criações se tomou constantemente maior e as sociedades modernas passaram a funcionar apoiadas numa infraestrutura gigantesca e dispendiosa. Nos últimos anos, a expansão populacional, a limitação dos recursos naturais por razões técnicas ou ecológicas e a escassez de capital na maioria das economias mundiais, especialmente no Brasil, têm acarretado uma preocupação cada vez maior com a perenidade da infraestrutura existente. Em função desse panorama, muitas foram as pesquisas que procuraram investigar, estimar e incrementar a duração dos equipamentos urbanos, privados e públicos.

Embora muito esforço tenha sido empregado nestas pesquisas, muitas vezes o conhecimento acumulado não conduziu a um incremento na qualidade e durabilidade das obras correntes, visto que são inúmeros os casos de estruturas recentes cuja deterioração ocorreu num período de tempo muito menor que o previsto.

Diversas causas podem ser enumeradas para esta situação: a transmissão deficiente dos conhecimentos para o meio produtivo; a dificuldade de produzir ensaios de avaliação da durabilidade confiáveis; as discrepâncias existentes entre o comportamento dos fenômenos de deterioração em laboratório e na estrutura real; o surgimento de novos materiais, ou a modificação dos existentes, como no caso dos cimentos com adição; a variação nas condições ambientais ao longo do tempo, como o agravamento da poluição nas zonas urbanas de grandes cidades; etc.

Todas estas ocorrências colaboram para introduzir incertezas quanto ao comportamento de uma estrutura exposta a um certo ambiente, dificultando a estimativa da sua vida útil. No entanto, é somente através de um estudo minucioso das variáveis ambientais mais influentes na degradação e das características dos materiais que determinam seu desempenho que se poderá contornar esta situação.

Este trabalho procura colaborar neste sentido, avaliando certas propriedades de concretos com adições que influenciam num determinado processo de agressão química, o ataque de sulfatos.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo CALLEJA (1986), o exame das experiências recolhidas em trabalhos de pesquisa passados e atuais nos leva a estabelecer um certo nível de conhecimento, mas também serve para apontar a existência de falhas neste conhecimento, e para salientar a necessidade de tentar alcançar um melhor entendimento de certos aspectos de problemas ainda não resolvidos, cuja solução pode ser de grande interesse para propósitos tecnológicos. Dentro desta idéia, este trabalho se propõe a fazer uma reflexão sobre a durabilidade do concreto, especialmente quanto ao ataque químico por sulfatos.

O concreto sempre foi considerado um material que possibilitava a obtenção de estruturas com elevada vida útil, o que se comprovou muitas vezes na prática. No entanto, o número de estruturas de concreto que sofreram deterioração precoce nos últimos anos é bastante elevado, o que salienta a necessidade de investigações na área.

A deterioração do concreto se dá basicamente por efeitos físico-químicos. Os diversos mecanismos de degradação atuantes, como o ataque álcali-agregado ou os ciclos de gelo-degelo, são descritos no boletim 183 do CEB (1992) e estão sumarizados no item 2.2 deste trabalho. Segundo MEHTA (1986), a significância, as manifestações físicas e os mecanismos de controle dos diversos processos de deterioração do concreto já foram estudados em detalhe. O autor ressalta que a maior parte do conhecimento obtido provém da análise "in-situ" de estruturas, devido à dificuldade de simular em laboratório a combinação das diversas condições presentes na vida real, que ao longo do tempo agem sobre os materiais.

Do estudo dos diversos processos de degradação pode-se estabelecer (CALLEJA, 1980; CEB, 1989; MEHTA, 1993) que a água é o principal agente de degradação das estruturas do concreto, pois é o veículo de transporte principal dos íons agressivos e sua movimentação através da estrutura de concreto pode ter efeitos deletérios. Segundo MEHTA (1993), existem evidências de que a maioria dos problemas de durabilidade frequentes nas estruturas atuais não produziriam consequências danosas sobre um concreto que fosse impermeável quando da sua exposição ao meio agressivo e que mantivesse essa impermeabilidade, sem fissuração, ao longo de sua vida útil. De fato, um concreto com uma microestrutura de baixa permeabilidade, constituída de produtos de hidratação densos que formam uma estrutura de poros fechada e que apresentam 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.

Admitindo esta colocação, verifica-se que 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. Esta questão é discutida no capítulo 3 e foi fundamental na definição dos ensaios utilizados na parte prática deste trabalho.

Um fator que pode afetar de forma sensível o desenvolvimento da microestrutura é a presença de adições. A microssílica, por exemplo, exerce um efeito físico e um efeito químico durante o processo de hidratação do cimento, atuando como elemento estimulante na formação de uma microestrutura mais compacta, o que conseqüentemente diminui as possibilidades de permeação de água. Este, aliás, foi um dos fatos que induziu à inclusão de traços com adição de microssílica no programa experimental.

Segundo MAAGE e SELLEVOLD (1987) a microssílica é um rejeito da produção de silício e de ferro-silício, que apresenta forma esférica, com diâmetros médios da ordem de 0.1 a 0.2 microns. O material é constituído essencialmente por sílica, em teores acima de 90%, e apresenta-se sob forma amorfa. Estas características são responsáveis pelo excelente desempenho da microssílica como filler e como pozolana de alta reatividade, sendo que ultimamente a mesma tem sido designada como superpozolana (MEHTA, 1993).

O programa experimental concebido envolveu uma série de ensaios de caracterização e de agressão, descritos no capítulo 5, que visavam avaliar o comportamento e caracterizar diversos tipos de concreto. Os concretos utilizados apresentavam diferenças na relação água/cimento e no teor de adição de microssílica, sendo que um dos dois cimentos utilizados já continha adição de cinza volante. Os corpos de prova foram avaliados quanto à resistência e quanto à possibilidade de entrada e movimentação de água, buscando correlacionar os dados destes ensaios tradicionais com os de ensaios de desempenho frente ao ataque de sulfatos.

Para proceder desta maneira foi necessário estudar as características e o mecanismo de atuação do processo de degradação escolhido, determinando e avaliando a influência das variáveis intervenientes no processo. Estes dados são apresentados no capítulo 4, onde se discute como se desenvolve a agressão por sulfatos.

1.2 OBJETIVOS

A intenção principal deste trabalho é abordar a questão da durabilidade do concreto, enfocando principalmente a questão da agressão química provocada pelo íon sulfato. Sob o aspecto genérico buscar-se-á apresentar alguns conceitos considerados relevantes sobre a questão da durabilidade e discutir brevemente as dificuldades inerentes às metodologias existentes para avaliar e/ou estimar a durabilidade de estruturas.

Serão revistos os processos de degradação do concreto, procurando destacar o ponto de vista de que, no caso da durabilidade do concreto frente à ataques químicos, as características do material associadas à permeação de água contaminada são fundamentais para avaliar a sua durabilidade.

No tocante à questão dos sulfatos se buscará realizar uma revisão sucinta do conhecimento acumulado sobre o fenômeno, destacando as controvérsias existentes e procurando analisar a influência, no processo agressivo, de alguns fatores como o tipo de cimento, a relação água-cimento e a adição de microssílica, que compõem o programa experimental.

Dentro desses enfoques, os objetivos específicos deste trabalho podem ser enunciados da seguinte forma:

- Aprofundar a questão da durabilidade, colaborando na difusão do conhecimento na área, através da discussão do tema e da análise do estado da arte na área;
- Fornecer subsídios sobre o desempenho dos tipos de cimento existentes no mercado do Rio Grande do Sul quanto à resistência ao ataque de sulfatos;
- Caracterizar o comportamento das diversas combinações de variáveis quanto à possibilidade de acesso e movimentação de água;
- Determinar, comparativamente, o desempenho dos concretos executados com as diversas combinações de variáveis frente ao ataque de sulfatos; e
- Colaborar para o desenvolvimento da linha de pesquisa sobre a utilização de microssílica como adição no concreto.

1.3 HIPÓTESES E PREMISSAS

O programa experimental a ser desenvolvido no presente trabalho baseia-se principalmente nas seguintes premissas:

- A água é o principal agente ambiental agressor do concreto, pois têm a capacidade de carrear substâncias deletérias para dentro de sua estrutura, gerando degradações de origem química. (CALLEJA, 1980; DHIR, 1989; MEHTA e MONTEIRO, 1992).

- A adição de microssílica ou de outras adições ativas e o emprego de relações a/c reduzidas geram modificações a nível da microestrutura do concreto, diminuindo as possibilidades de acesso de água ao interior do concreto por um efeito de refinamento do sistema de poros. (IDORN, 1991; MEHTA, 1993)

- A manutenção do teor de argamassa e da relação água/materiais secos em patamares constantes permite admitir que vários concretos, controlados via ensaio de abatimento de tronco de cone, apresentarão a mesma trabalhabilidade e características equivalentes. (HELENE, 1990)

Tomando como base as premissas anteriores, foram estabelecidas as hipóteses principais deste estudo, quais sejam:

- A acessibilidade de água no concreto, medida através dos ensaios de penetração de água sob pressão e de absorção, pode se constituir em um indicativo da durabilidade potencial de um concreto. Portanto é possível, através da caracterização desses parâmetros, diferenciar concretos de comportamentos diferentes, obtidos através de variações no tipo de cimento, na relação água-cimento e na presença de microssílica,

- A intensidade do ataque químico causado pela presença de sulfatos é, nos primeiros estágios, controlada pela possibilidade de ingresso de água contaminada com os íons. Portanto, a intensidade do processo corrosivo deverá ser menor se o ingresso for dificultado.
- A adição de microssilica exerce um efeito benéfico na resistência aos sulfatos do concreto.
- O cimento pozolânico, devido ao fato de conter altos teores de pozolana, deve apresentar melhor comportamento quanto à durabilidade, em idades avançadas, que o cimento portland comum.

Tendo em vista as hipóteses enumeradas, procedeu-se à montagem do programa experimental, que visa correlacionar a perda de resistência e a expansão causadas pelo ataque de sulfatos com a absorção de água, a penetração de água sob pressão e outras grandezas representativas da densidade da microestrutura do material.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.

O presente trabalho está organizado em duas partes, uma de cunho teórico e outra de caráter experimental. A parte teórica abrange os capítulos 2 a 4 e se constitui em uma breve revisão dos assuntos em discussão, buscando embasar a discussão dos assuntos abordados e esclarecer as premissas sobre as quais foi montado o programa experimental. A parte prática desta dissertação consiste no programa experimental desenvolvido no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais - LEME - da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, sendo que a mesma compreende basicamente os capítulos 5 e 6.

O *capítulo 2* apresenta inicialmente algumas considerações sobre aspectos teóricos ligados ao tema durabilidade, buscando revisar alguns conceitos e apresentar opiniões de diversos autores sobre o assunto. O enfoque desta parte do trabalho busca definir o que é durabilidade e como esta se correlaciona com as propriedades do material e com as características do meio ambiente. A discussão sobre o período de utilização de um material é utilizada para clarificar o conceito de vida útil, procurando diferenciá-lo do conceito de durabilidade. Por outro lado, destaca-se a possibilidade de que a vida útil a nível de funcionalidade de uma obra pode se encerrar num período bem menor do que o tempo que alguns materiais duram, gerando um desperdício potencial.

Em seguida a esta apresentação de conceitos, enfoca-se especificamente o tema da durabilidade do concreto armado. São revisados os principais processos de degradação do concreto e discutem-se os problemas inerentes à realização de ensaios de durabilidade, sendo salientadas as dificuldades encontradas na sua avaliação. Por fim, aborda-se a questão de como pode ser feito o controle da durabilidade, especialmente através da utilização de adições.

No *capítulo 3* procura-se colocar a questão do papel da água na agressão química, destacando o processo de ingresso de agentes agressivos no concreto sob a forma de íons dissolvidos. Busca-se fundamentar a hipótese, apresentada no item anterior, de que o principal

determinante da resistência do concreto a um processo degradante de origem química é a impermeabilidade do material. São revisados os diversos mecanismos de transporte de fluidos no concreto, buscando definir e diferenciar as propriedades do material que estão associadas a cada um deles. O conceito de permeabilidade é discutido, tentando ressaltar a diferença existente entre o seu significado abrangente e sua real significação como propriedade do material. Busca-se ainda evidenciar a importância da zona superficial do concreto na movimentação de fluidos no seu interior e discute-se as possibilidades existentes para dificultar essa movimentação, através do refinamento da rede de poros por meio da adição de microssílica ou da redução da relação água-cimento. É apresentada ainda uma breve revisão sobre os diversos ensaios existentes para avaliar as propriedades de acesso do material concreto.

No *capítulo 4* são revisados os mecanismos pelo qual se processa a degradação do concreto exposto à ação de sais de sulfato. Discute-se a importância desse processo, sua dinâmica, e a gravidade do seu efeito sobre estruturas de concreto. Procura-se descrever os principais tipos de sulfato, informando onde podem ser encontrados e qualificando-os quanto à agressividade potencial. Busca-se localizar as lacunas do conhecimento na área, apontando para os pontos que a bibliografia consultada indica como não esclarecidos. É efetuada também uma compilação dos diversos tipos de ensaios de resistência a sulfatos, procurando mostrar as diferenças entre suas orientações e discutir suas vantagens e desvantagens.

No *capítulo 5* é explanado como foi feita a concepção do programa experimental e justifica-se a escolha das variáveis utilizadas (relação água/aglomerante, tipo de cimento e percentagem de adição de microssílica). São ainda apresentadas as características dos materiais empregados e descritos em detalhe todos os ensaios realizados, esclarecendo a metodologia e as condicionantes experimentais existentes.

Os resultados obtidos são apresentados no *capítulo 6*, juntamente com algumas análises estatísticas e considerações sobre os dados. Quando apropriado, se procurará comparar os resultados com os referidos na bibliografia consultada, procurando elucidar, esclarecer ou ilustrar o comportamento observado das diversas combinações de variáveis.

No *capítulo 7* são apresentadas as principais conclusões obtidas, que buscam confirmar ou negar as hipóteses levantadas. São tecidas considerações sobre o desempenho apresentado pelos diversos tipos de concreto, efetuadas recomendações sobre a utilização da microssílica e listadas algumas sugestões para o prosseguimento de pesquisas na área.

2 - A QUESTÃO DA DURABILIDADE DO CONCRETO

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. Este fato possibilitou o desenvolvimento de uma série de problemas de desempenho com sérias implicações, o que deu origem ao desenvolvimento do campo de pesquisa da patologia e recuperação dos materiais.

JOHN e AROZTEGUI (1985) confirmam a relevância deste fato, ao estimar que mais de 40% dos recursos investidos na área de construção nos países industrializados são aplicados em operações de reparos e manutenção de edificações. MAILVAGANAM, citado por HELENE (1993), relata um percentual semelhante, com os gastos de manutenção compreendendo entre 30 e 50% do percentual total de investimento. Foi a partir da apreciação das implicações sócio-econômicas decorrentes da falta de preocupação com a questão da durabilidade que esta realidade começou a ser modificada. O aumento no montante monetário dispendido em atividades de recuperação/substituição de estruturas e a ênfase existente no sentido de avaliar os custos de forma global - computando os custos de manutenção e de operação de estruturas (JOHN, 1988) - estão forçando os engenheiros a desenvolver uma consciência maior sobre esta questão. Por outro lado, deve-se ressaltar que a utilização de materiais mais duráveis tem uma grande importância econômica e ecológica, como afirmam MEHTA e MONTEIRO (1992), pois colabora para a preservação dos recursos naturais, cada vez mais escassos.

A mudança de postura tem sido ainda impulsionada pela necessidade de adequação às filosofias de qualidade difundidas nos anos 90, que estabelecem o bom desempenho como um fator de satisfação dos clientes e prescrevem a ausência de defeitos como estratégia de redução do custo global. Cabe hoje ao engenheiro conceber e executar estruturas levando em consideração estes aspectos, garantindo que a vida útil prevista da obra seja alcançada. Para atingir este objetivo é necessário um conhecimento profundo dos mecanismos de degradação das estruturas, compreendendo tanto a caracterização dos ambientes agressivos quanto a determinação das características dos materiais que influenciam seu desempenho nestes ambientes.

Toma-se fundamental, portanto, o estudo dos aspectos relacionados com a durabilidade. Este capítulo procurará destacar alguns pontos relevantes sobre o tema, enfocando principalmente os aspectos ligados à degradação química do concreto. Serão definidos alguns conceitos e abordados alguns aspectos importantes quanto à caracterização e controle dos processos de degradação e quanto à questão da previsão da durabilidade e estimativa da vida útil.

2.1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Duas perguntas se salientam quando se discute a questão da durabilidade: quando e quanto uma estrutura ou material é durável? A primeira dificuldade encontrada quando se procura responder estas questões é a ausência de um perfeito entendimento sobre o que é durabilidade, pois a conceituação do termo ainda gera dúvidas, embora vários trabalhos já tenham se detido nesta questão. Segundo CALLEJA (1986), a durabilidade é um conceito complexo e amplo, que necessita ser bem definido e delimitado com relação ao contexto em questão.

A abordagem tradicional do conceito de durabilidade, de acordo com o significado usualmente associado ao termo na linguagem comum, encara o mesmo como uma característica intrínseca de um material, um atributo associado às suas propriedades. É comum referir-se elogiosamente a um produto ou objeto, designando-o como durável. Na realidade, ao se expressar a convicção sobre a durabilidade de um material, isto é feito em bases comparativas, e com um nítido sentido de permanência temporal. Por exemplo, se um objeto ainda existe enquanto um similar quebrou ou parou de funcionar, este é um objeto durável.

Segundo o Dicionário Aurélio, o conceito de durabilidade deriva do fato de um material demonstrar a capacidade de durar, podendo esta se expressar sob três formas:

- *não se gastar depressa*
- *continuar a existir*
- *conservar-se em determinado estado, com as mesmas qualidades*

A primeira definição é puramente subjetiva, e só tem sentido sob o aspecto comparativo. O segundo enfoque admite a durabilidade apenas como a manutenção física da peça. O terceiro enfoque já se mostra mais abrangente, pois exige que além de se manter no tempo, o item em questão preserve algumas características inerentes ao seu estado inicial.

Numa visão científica, o conceito deve ser definido de forma mais sistemática. É impossível fazer uma associação entre um material e seu tempo de duração sem esclarecer não só quais são exatamente as características do material mas também explicitar as condições de utilização do mesmo. A durabilidade de um material dependerá de uma série de condicionantes que vão parametrizar um certo tipo de situação a que este material estará submetido e diante da qual mostrará um certo desempenho.

Neste sentido, JOHN (1987) afirma que nenhum material é, por si mesmo, durável ou não durável, aduzindo que a correlação entre as propriedades do material, a agressividade do ambiente e a magnitude dos esforços atuantes é que vai determinar a taxa de degradação e, conseqüentemente, a vida útil do material. Admitindo a correção dessa assertiva, verifica-se que o atributo durabilidade não pode ser associado a um material isolado, mas que se pode associá-lo a uma determinada situação: **MATERIAL + MEIO AMBIENTE**.

Um exemplo claro deste fato é dado por BROWN (1987), em um artigo que trata sobre a qualidade do concreto produzido pelos antigos romanos. Comparando amostras de material retirado de obras anteriores a Cristo com um concreto produzido em 1980 no Canadá, o autor demonstra que o concreto ancestral apresenta índices de absorção de água bem superiores, e é muito menos resistente ao ensaio de gelo-degelo. No entanto, apesar destas características negativas, as estruturas romanas duraram até os nossos dias. A existência deste exemplo de durabilidade é possível porque as propriedades do material se mostraram adequadas às condições ambientais existentes no local, sendo que provavelmente o Coliseu não teria durado mais que alguns anos num clima mais frio.

A seguir são apresentadas algumas definições encontradas na literatura sobre durabilidade. Procura-se evidenciar, pela seu exame, o refinamento que foi sendo obtido na definição do conceito de durabilidade.

PIHLAJAARA (1978) define Durabilidade como a *habilidade de resistir a mudanças de estado, ou seja, de suas propriedades*. Esta definição é importante porque indica uma metodologia para avaliação da durabilidade, através do monitoramento de alguma das propriedades que variam ao longo do tempo. Por outro lado, se mostra incompleta sob certos aspectos. Por exemplo, admite-se que todos os materiais se degradam com o tempo e, conseqüentemente, suas propriedades vão se alterar continuamente. Esta alteração pode ser acelerada ou retardada em função do ambiente de exposição, fator que não é considerado nesta definição. Já NEVILLE (1975), associa durabilidade com a *capacidade de resistir às condições para as quais foi projetado, sem deterioração, por muitos anos*. Observa-se que, neste caso, o autor já leva em consideração o fato de que a durabilidade vai depender do ambiente para o qual a estrutura foi projetada. Na prática, uma das maiores dificuldades em estimar a durabilidade de uma dada estrutura vai ser justamente a variabilidade deste ambiente, que é mutável e que geralmente só pode ser estimado de forma aproximada. FLAUZINO (1988) contribui para evoluir o conceito, pois define durabilidade como a *capacidade de manter suas propriedades ao longo do tempo, porém acrescenta que este capacidade deve ser mantida sob condições normais de uso*.

A definição mais adequada pode ser considerada como a adotada por CALLEJA (1986), que caracteriza durabilidade como a *capacidade de um material de manter o seu bom comportamento e desempenho em condições de segurança, sob as condições previstas de serviço, durante o tempo previsto de duração*.

Esta definição engloba os conceitos de satisfação do usuário, tipo de exposição e intensidade de uso, sem os quais não se pode avaliar corretamente a durabilidade. Coloca ainda sob evidência uma questão muito importante: uma obra não deve ser construída para durar mais do que o previsto, pois geralmente esta extensão de vida útil implica num custo mais elevado, o que pode acarretar desperdício, fato cujas implicações são discutidas em profundidade por BLACHÈRE (1971).

Procurando combinar a essência das várias definições apresentadas, poderia-se dizer que a durabilidade pode ser entendida como a capacidade de um produto de satisfazer, durante um período de tempo previsto na sua concepção, as exigências a ele impostas, sejam estas de origem técnica ou subjetiva (satisfação do usuário), quando exposto a um meio ambiente previamente determinado. Por esta definição verifica-se que a durabilidade é uma característica dinâmica de um sistema, que varia continuamente em função de uma série de fatores e que está associada à manutenção do desempenho exigido pelo usuário de uma edificação.

JOHN (1987) apresenta um quadro de exigências do usuário, extraído de um relato do CIB (1983), que estabelece 13 classes de exigências, tais como: adaptação ao uso, conforto acústico, conforto visual, segurança ao fogo, estanqueidade, pureza do ar, etc. Este porém é um assunto de alta complexidade e não será abordado neste trabalho. Na verdade, algumas exigências são fortemente influenciadas pelo fator da percepção humana do conforto, e se constituem num campo de pesquisa em aberto.

Sob outro aspecto, é interessante salientar a colocação de DHIR (1989), que define o concreto durável como aquele que deve manter sua qualidade e funcionalidade com um mínimo de manutenção através da vida útil. Observa-se que esta definição está genericamente de acordo com as anteriores, porém admite que a durabilidade será influenciada pela manutenção.

PEREZ (1988) define manutenção como *o conjunto de atividades desenvolvidas nos equipamentos, elementos e instalações de uma estrutura com o objetivo de fornecer condições de segurança, de habitabilidade e aumentar a eficiência ou o desempenho das mesmas*. Esta definição se enquadra no panorama moderno da qualidade, que encara as obras civis como produtos industriais que devem satisfazer seus consumidores, e para isso é indispensável que sejam efetuados controles para garantir o cumprimento das funções para as quais estes produtos foram planejados.

Filosoficamente, quando se considera a possibilidade de manutenção, ou seja, ações corretivas que visam a restaurar o desempenho de um material ou estrutura, não se está falando diretamente de durabilidade e sim de vida útil. Segundo a colocação de FLAUZINO (1988), a vida útil pode ser definida como o período de tempo durante o qual as propriedades permanecem acima de certos limites admissíveis, quando submetidas aos serviços normais de manutenção.

A diferenciação entre durabilidade e vida útil pode ser exemplificada tomando uma obra construída com um concreto poroso, à beira do mar. Os concretos porosos, sob ação da névoa salina marinha contaminada por cloreto, usualmente apresentam uma durabilidade potencial baixa, suponhamos que aproximadamente 5 anos. Se aos 3 anos intervirmos na estrutura, restaurando seu desempenho através de atividades de manutenção, sua vida útil vai ser estendida, mas a durabilidade potencial do concreto poroso continuou sendo a mesma.

A vida útil inicial de uma estrutura decorre em princípio da durabilidade potencial dos materiais que a constituem, e pode ser estimada de acordo com as propriedades destes materiais no instante T_0 , levando em conta o provável comportamento das variáveis ambientais e de utilização. No entanto, se a estrutura sofrer manutenção, a vida útil da mesma será estendida, porém a durabilidade dos materiais que a compõem continua a mesma, pois não está relacionada com a manutenção.

No gráfico abaixo, que mostra a degradação de uma propriedade usada para controlar a deterioração de um material genérico qualquer ao longo do tempo, são identificados os períodos correspondentes à durabilidade potencial e à vida útil efetiva.

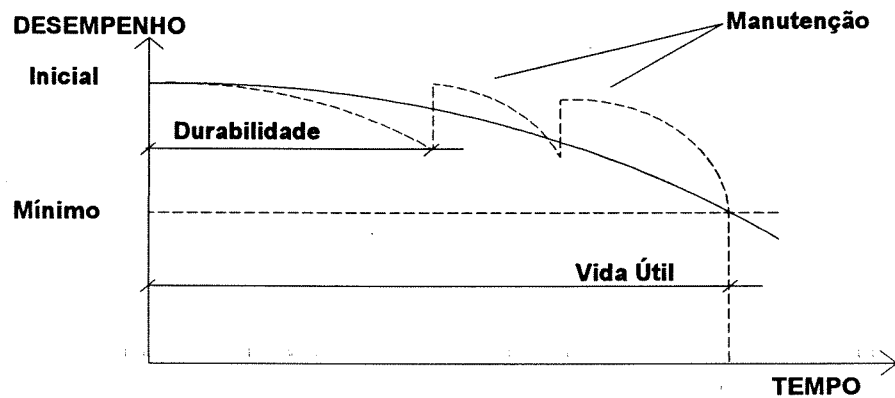


Figura 2.1. - Diagrama de degradação de uma estrutura (Adaptado do CEB, 1992).

Como pode ser observado na figura, através de operações de manutenção e/ou de recuperação pode-se aumentar o período em que a estrutura mantém um desempenho acima do mínimo admissível. Porém, mesmo que as propriedades e características dos materiais constituintes não sejam degradadas a ponto de comprometer seriamente seu desempenho, uma obra só vai ser útil enquanto preencher as finalidades para as quais foi planejada.

A partir desta constatação, pode-se definir então duas situações limites de obsolescência de uma obra: a sua degradação física ou a sua degradação funcional. A vida útil funcional pode ser muito difícil de ser estimada, e é geralmente mais influenciada pelas decisões da fase de planejamento do empreendimento, enquanto a vida útil física, que teoricamente deve ser igual ou levemente superior à funcional, é influenciada pela durabilidade dos materiais e, portanto, depende dos procedimentos adotados nas fases de projeto e execução.

Os valores de vida útil usualmente adotados como parâmetros de projeto giram em torno de 50 anos. Porém este valor pode ser considerado inadequado no caso de obras públicas de responsabilidade, cuja confecção envolve grandes somas de dinheiro e de trabalho. Segundo TUTHILL (1991), nestes casos se espera que estas obras, após 50 anos de serviço, estejam em perfeitas condições e aptas para manter o mesmo desempenho por mais 50 anos ou pelo maior período possível, visto ser a sua substituição uma atividade custosa e demorada.

Para atingir este desempenho, muitas vezes é necessário um maior controle do processo de construção destas obras, o que pode acarretar um custo adicional. No entanto, este é um investimento plenamente justificável frente à possibilidade de aumentar a vida útil das mesmas. Este tipo de postura vêm sendo adotado com frequência, podendo-se citar como exemplo a construção do Great Belt Link, na Dinamarca, relatado por VINCENTSEN e HENRIKSEN (1992). Esta obra se constitui num complexo de túneis e pontes que fazem a ligação rodo-ferroviária entre várias ilhas dinamarquesas e que se insere num conjunto de obras que visa conectar a Suécia, a Alemanha e a Dinamarca. Nestas obras, construídas num ambiente marinho, naturalmente agressivo para estruturas de concreto, a preocupação com a durabilidade foi uma característica marcante. Esta preocupação ficou evidenciada em todas as etapas da construção, iniciando-se no projeto - que procurou por exemplo minimizar o número de juntas e priorizar a utilização de cantos arredondados - e progredindo até a etapa de construção, com um controle rigoroso do fator a/c, utilização de adições pozolânicas e emprego de técnicas de proteção da armadura, tudo visando aumentar a resistência à ação deletéria do mar. A vida útil prevista empregada em projeto foi de 100 anos, mas provavelmente esta estrutura, se bem executada, pode durar uma quantidade de tempo bem superior a esta.

Uma outra questão importante a se destacar é a questão das unidades de medida da durabilidade e da vida útil. No caso da vida útil, a unidade é claramente temporal, porém no caso da durabilidade podem ser admitidas duas hipóteses:

- Retomando as definições de durabilidade, pode-se dizer que para um material ser considerado durável é necessário que este mantenha suas propriedades diante de um certo ambiente de exposição, submetido a uma certa intensidade de uso, definida como normal: A durabilidade seria então, num sentido estrito, uma propriedade dicotômica, que deveria exprimir apenas se o material apresenta ou não a capacidade de manter um desempenho acima do mínimo exigível. Neste caso a mesma teria caráter qualitativo e não seria mensurável.

- É comum, porém, a utilização do termo durabilidade de forma alternativa, para definir um certo número de operações que podem ser realizados antes que o material perca sua funcionalidade. Por exemplo, a durabilidade de uma lâmpada pode ser de X acionamentos. Diversos ensaios de desempenho são efetuados de forma a obter grandezas deste tipo para caracterizar a "durabilidade" de um determinado material. Tomando o uso normal previsto para uma lâmpada, pode-se estimar o número médio de acionamentos por dia. A partir desta análise pode-se calcular um valor temporal para a durabilidade, caracterizado como o período de tempo até que a propriedade sob observação chegue ao limite de X acionamentos.

Nesta situação genérica, a durabilidade poderia ser medida temporalmente e entendida como o tempo em que uma determinada propriedade se mantém acima de um nível mínimo, dentro do conceito de funcionalidade, estando este período associado à uma determinada utilização, bem definida. Teoricamente, no entanto, seria mais interessante neste caso utilizar uma nomenclatura diferente, talvez período de duração ou algo similar.

Definida a unidade de medição da durabilidade, pode-se afirmar que, na maioria dos casos, por uma série de razões de ordem técnica e econômica já citadas, busca-se maximizar o período de duração de um material, seja trabalhando no sentido de melhorar suas propriedades, seja no de minimizar a agressividade do ambiente no qual o mesmo está inserido ou no de limitar o seu uso. No entanto, nenhum material é perene e deve-se esperar que a ação do tempo sobre uma estrutura produza efeitos, causando modificações na microestrutura dos seus materiais componentes e, conseqüentemente, alterando as propriedades macroscópicas dos mesmos.

Esse processo, aqui denominado de envelhecimento normal ou natural, deve ser previsto na fase de planejamento, de maneira que a estimativa da durabilidade seja efetuada levando em conta este fator. Entretanto, uma diferenciação importante deve ser feita entre os conceitos de degradação e envelhecimento natural. Ocorre, muitas vezes, de uma estrutura perder sua funcionalidade rapidamente, através de um processo de degradação, que geralmente é originário da má avaliação da agressividade da ação do ambiente sobre a estrutura ou da deficiente qualidade do material em exposição.

Desta forma, pode-se dizer que os problemas de durabilidade ocorrem por causa dos processos de degradação, que se manifestam pela deterioração precoce do material, sendo deterioração entendida como o fenômeno associado à perda de características ou da integridade de material, que o impede de exercer a função para a qual foi destinado com um desempenho adequado.

No caso do concreto, o material mais estudado na área da engenharia civil, o CEB nº 182 (1989) coloca que o mesmo é um material potencialmente durável e afirma que um concreto bem construído é um concreto durável. De fato, para evitar a deterioração pode-se dizer que um concreto de boa qualidade é a principal linha de defesa das estruturas.

A execução de um concreto denso, bem proporcionado, e que seja utilizado para fabricar peças bem dimensionadas produz materiais bastante resistentes aos ambientes usuais. Mas para que seja obtido um bom concreto, o controle da qualidade é fundamental, especialmente dentro da filosofia ampla de qualidade atualmente vigente e que cada vez mais regula as relações produtor-consumidor. É indispensável hoje a realização de pesquisas que promovam a produção de imóveis de qualidade, entendendo-se neste conceito imóveis que satisfaçam às necessidades do usuário e que permaneçam funcionais durante a vida útil prevista, pelo menor custo possível, o que inclui desde o conforto térmico até a segurança estrutural. Conforme afirma o CEB (1992), uma efetiva

ação no sentido de incrementar o desempenho das estruturas civis, especialmente as de concreto armado, só pode ser conseguida através da melhoria de todas as etapas do processo construtivo, iniciando-se no projetos arquitetônico e estrutural, desenvolvendo-se durante a etapa de execução e culminando com procedimentos de inspeção e manutenção.

Infelizmente, no Brasil, vários levantamentos, como os de DAL MOLIN (1988) e de KLEIN ET AL (1991; 1993) apontam uma série de problemas patológicos nas estruturas, resultantes da qualidade deficiente existente nas operações constituintes das diversas fases do processo de construção civil. Este panorama necessita ser alterado com urgência, através da implantação da qualidade no processo de construção civil. Isto é ainda mais importante quando se verifica que a durabilidade das construções está associada à sua qualidade de execução e não ao seu custo inicial. Dessa forma, pode-se construir habitações modestas, com qualidade e duráveis, usando materiais de baixo custo, como esclarece BLACHÈRE (1971). Por outro lado, pode-se afirmar que, quanto pior for a qualidade inerente ao projeto e execução de uma obra, maior será seu custo em uso, devido à necessidade de manutenção ou recuperação.

Este panorama não se restringe apenas ao Brasil pois, segundo MEHTA (1993), nos últimos 50 anos não se observaram, ao contrário do que se poderia esperar, acréscimos na durabilidade do concreto e, inversamente, as estruturas atuais parecem sofrer de problemas de durabilidade maiores do que há 50 anos. Este assunto vai ser abordado no item a seguir, onde se discute as razões para a atual "crise de durabilidade do concreto".

2.2 DÚVIDAS SOBRE A DURABILIDADE DO CONCRETO

Provavelmente muitos engenheiros ou profissionais envolvidos com a área da construção civil responderiam afirmativamente ao questionamento sobre se o concreto armado é um material durável. De fato, durante muito tempo, prevaleceu a idéia de que a resposta a esta pergunta seria um afirmativo inequívoco. No entanto, nos últimos anos, este conceito tem sido revisto, e a máxima de que "o concreto é para sempre" passou a ser encarada com reservas, como destaca WALKER (1989).

O concreto, como qualquer material, sofre processos de envelhecimento. O problema consiste no fato de que, nas últimas décadas, a deterioração do concreto em alguns ambientes têm sido muito rápida, caracterizando o estabelecimento de processos de degradação que, pela freqüência de ocorrência, acabaram chamando a atenção para a questão da durabilidade. De fato, a preocupação com este assunto têm se difundido pelo campo da engenharia civil, como se pode verificar nos trabalhos apresentados por diversos autores (OBERHOLSTER, 1986; SKALNY, 1987; IDORN, 1991; MEHTA, 1993).

Esta preocupação é incrementada em função da rápida deterioração de algumas estruturas, como pode ser constatado no levantamento do estado das pontes nos EUA, realizado pela Administração Federal de Rodovias (FHWA) e relatado por DUNKER e RABBAT (1993). Outro

exemplo é o relatado por MUNRO (1986), de que o custo estimado para a recuperação dos danos causados em pontes e estacionamentos, devido à corrosão da armadura estimulada por sais de degelo, pode alcançar 75 bilhões de dólares. Além disso, o aparecimento de problemas de deficiência na durabilidade têm provocado um incremento contínuo no custo das empresas de construção, devido aos inúmeros problemas legais decorrentes.

Um relatório da National Material Advisory Board (NMAB, 1988), entidade norte-americana, enfoca a questão da reduzida durabilidade de certas estruturas, e ressalta que a magnitude do problema merece a atenção nacional, pois os Estados Unidos estão tendo que realizar a recuperação de grande parte da sua infra-estrutura de concreto, orçada em 6 trilhões de dólares, o que pode acarretar operações cujo custo é estimado em centenas de bilhões de dólares. Situações deste tipo, que se repetem em outros locais do mundo, segundo MEHTA (1993), acabaram originando uma situação de incerteza sobre o desempenho do concreto ao longo do tempo que IDORN (1991) denomina de "durability crisis".

O CEB (Comite Euro-Internacional du Beton), no prefácio do boletim de informação número 183 (1992), reconhece a existência de inúmeras deficiências de durabilidade observadas em estruturas de concreto armado nos últimos anos, e salienta que a abundância destas ocorrências levou a uma intensificação dos estudos sobre as causas e a natureza dos processos de degradação do concreto.

No entanto, segundo MEHTA (1993), as inúmeras pesquisas realizadas, apesar de produzir alguns resultados importantes, como a descoberta da importância da incorporação de ar e da utilização de aditivos e adições, não produziram grandes modificações, pois a maior parte do conhecimento teórico sobre as causas e os mecanismos de degradação do concreto já era dominada na década de 40. Efetivamente, muitas das construções daquela época se encontram ainda hoje em perfeitas condições, mostrando sua adequada durabilidade. KUNZE (1987) reforça este ponto de vista ao afirmar que 95% dos problemas que ocorrem no concreto são originários de uma inadequada aplicação dos conhecimentos existentes e não do desconhecimento das características dos materiais, conclusão compartilhada por OBERHOLSTER (1986). Considera-se neste trabalho que, efetivamente, grande parte do conhecimento acumulado não é utilizado com eficácia na prevenção de problemas de durabilidade, porém ressalta-se que alguns processos de degradação não se encontram plenamente esclarecidos, como é o caso do ataque de sulfatos, discutido no capítulo 4.

Além da deficiência na utilização dos conhecimentos existentes, algumas outras razões podem ser elencadas para se entender a disseminação de estruturas degradadas precocemente. Um dos fatores que propiciou o aparecimento de problemas de durabilidade é que historicamente as normas que regulam e orientam as atividades de projeto e construção de edificações caracterizaram-se por um enfoque voltado primordialmente para o estabelecimento de critérios que garantissem a estabilidade das obras civis, baseados na resistência do concreto. As questões ligadas a outros aspectos do desempenho dos materiais constituintes das estruturas, especialmente quanto à durabilidade, eram encaradas de forma secundária.

Este panorama criou o vício de se utilizar a resistência, especialmente a resistência à compressão aos 28 dias, como o único parâmetro de controle da qualidade das estruturas de concreto armado. Dessa forma se estimulou a busca de resistências a baixas idades, conseguida através da modificação das proporções dos constituintes do clínquer (relação C_3S/C_2S), com o objetivo de maximizar as vantagens econômicas conseguidas através da utilização de menos cimento e maiores relações a/c, sem alterar a resistência a 28 dias. OBERHOLSTER (1986) apresenta dados retirados de WISCHERS que evidenciam que no período de 1945 a 1980 o conteúdo de cimento mínimo utilizado nos concretos confeccionados na Grã-Bretanha caiu 46%, enquanto a relação a/c máxima aumentou 53%. Os concretos assim obtidos eram muito mais porosos e menos duráveis, porém a resistência aos 28 dias se elevou em 74%. Nos EUA, segundo MUNRO (1986), ocorreu um fenômeno semelhante, também devido à modificação na proporção entre os silicatos do clínquer, acrescida por um incremento na finura do cimento.

Estes fatos mostram que a resistência não deve ser tomada como o melhor parâmetro de desempenho do material e hoje em dia o conceito de avaliar o concreto unicamente através da resistência é reconhecidamente considerado inadequado nos meios de pesquisa, embora ainda seja adotado em muitas obras. DHIR (1989) é um dos que salientam que a qualidade do concreto não pode e não deve ser estimada apenas pelos resultados de resistência.

Justamente em função desta visão é que se verificou uma mudança, nos últimos anos, na área de pesquisa que visava a produção de concretos de alta resistência (CAR). A abordagem atual prevê o desenvolvimento de concretos de alto desempenho (CAD), que aliem alta resistência e durabilidade elevada, resultando numa vida útil longa. Além disso, busca-se incrementar todas as propriedades que permitam ao concreto obter uma melhor funcionalidade, expressa através de uma satisfação adequada das exigências do usuário, como já foi discutido. Felizmente, o aumento de durabilidade e o de resistência podem ser consorciados, se o assunto for desenvolvido com atenção a estes dois aspectos. De fato, a simples redução do fator a/c, que é forma mais rotineira de elevar a resistência de um concreto, já acarreta melhorias na durabilidade, pois origina a formação de uma microestrutura mais densa.

Um outro aspecto que colaborou para o estabelecimento da crise de durabilidade do concreto é que a evolução das técnicas de construção acarretou o surgimento de problemas anteriormente inexistentes. Isto ocorreu, por exemplo, quando as técnicas de cálculo e a tecnologia do concreto rudimentares foram evoluindo. Nestes casos havia a preocupação de manter o desempenho das peças, porém como o único parâmetro de controle era a resistência, muitas das mudanças acabaram acarretando problemas não previstos, como o surgimento de complicações com os ciclos de gelo-degelo, corrosão de armaduras, e diversos problemas genéricos de durabilidade. WIEGLER, citado por OBERHOLSTER (1986) atribui o incremento no número de estruturas deterioradas justamente à esbeltez das estruturas de concreto atuais, associada com a crescente agressividade do meio ambiente.

Aliás, o fato do concreto estar sendo utilizado em ambientes cada vez mais agressivos também têm colaborado para aumentar as possibilidades de degradação. Um dos principais exemplos de um ambiente agressivo moderno são as plataformas marinhas, onde o concreto está exposto a forças agressivas de origem química - cloretos e sulfatos - e físicas - desgaste superficial e eventualmente gelo-degelo. Outros exemplos de ambientes agressivos são as grandes cidades, com chuva ácida e esgotos industriais, e as zonas de clima quente e alta salinidade do golfo pérsico.

Além disso, segundo MEHTA (1993), um dos principais problemas que dificultam a utilização do conhecimento sobre os processos de degradação para a execução de estruturas reais é que os métodos de ensaios e as especificações desenvolvidas a partir deles se baseiam em mecanismos simplificados, que não reproduzem o ambiente real, como vai ser discutido no item 2.4. Este fato faz com que muitos resultados dos testes não produzam considerações válidas para as estruturas reais, sendo que muitas vezes é desprezado o efeito conjunto dos elementos agressivos. Adicionalmente, segundo o autor, a dependência de especificações baseadas principalmente na limitação do fator a/c acarreta uma desatenção para a importância de outros fatores importantes na durabilidade, especialmente no aspecto de evitar a fissuração, como a escolha do agregado ou o controle de dosagem.

O relato divulgado pela NMAB também procura identificar as raízes para os problemas de durabilidade correntes, apontando causas técnicas e institucionais. Entre elas podemos citar: o percentual ínfimo de recursos investidos em atividades de pesquisa e desenvolvimento, a falta de coordenação entre as áreas de pesquisa e o meio produtivo, a utilização de parâmetros unicamente financeiros para a compra de materiais, especialmente concreto, e a educação inadequada dos engenheiros civis nos campos da química e da ciência dos materiais. O relatório aponta ainda para a necessidade de empregar melhor o conhecimento adquirido, através de especificações e técnicas de controle de qualidade, associado com um incremento nas verbas para a pesquisa e a criação de meios sistematizados para a transferência do conhecimento para o meio técnico. CALLEJA (1980) salienta a necessidade de pesquisas integradas, evitando o desperdício de recursos.

No tocante à normalização, pode-se dizer que a situação começa a mudar, pois a partir da década de 70 algumas normas passaram a incorporar conceitos de durabilidade, e KIRKBRIDE (1989) relata que, na elaboração das normas da comunidade européia, foi proposta a adoção de critérios de conformidade baseados em testes relacionados com a durabilidade, inclusive um teste de penetração de água. Além disso, foram incorporados princípios de controle de qualidade visando melhorar o processo de produção de concreto. No entanto, é necessário um esforço coordenado para reverter plenamente as práticas correntes.

2.3 CAUSAS DE DEGRADAÇÃO DO CONCRETO

Segundo o comitê 201 da ACI (1980), um concreto durável é aquele que resiste aos processos de degradação, especialmente ao intemperismo, ao ataque químico e à abrasão, mantendo sua forma original, sua qualidade e seu desempenho.

O termo degradação, segundo LITVAN (1986), exprime o fato de que o material não consegue manter o desempenho requerido pelo tempo previsto de vida útil e, conforme já foi visto, se diferencia do envelhecimento normal.

Segundo MEHTA (1993), os principais fenômenos de deterioração do concreto são, em ordem de importância:

- a corrosão da armadura;
- a ação de gelo-degelo em climas frios;
- os efeitos químicos decorrentes da interação entre a pasta de cimento hidratada e agentes agressivos provenientes do meio externo;
- efeitos físico-químicos decorrentes de fenômenos internos, como a reação álcali-agregado.

Na prática, a deterioração do concreto é raramente função de uma única causa, sendo que, em estágios avançados de degradação, é comum a co-actuação de diversos fatores deletérios, gerando um efeito sinérgico. Pode-se dizer que, geralmente, as causas de deterioração físico-químicas são tão interrelacionadas e mutuamente influentes que a separação de causa e efeito é praticamente impossível (MEHTA, 1986).

De fato, muitas vezes as causas se superpõem, e quando os sinais de deterioração se tomam evidentes, a interpretação dos mesmos pode levar a erros. Um exemplo que se poderia sugerir seria o caso de pilares de pontes submersos em água, que se apresentam degradados devido a um intenso processo de corrosão de armaduras. Este processo pode ter se iniciado por causa da degradação e fissuração do concreto de cobertura, que por sua vez foi decorrente da ação física oriunda da movimentação de água ou da ação química dos sulfatos presentes na água, agravado pela cristalização de sais decorrente da oscilação das marés. O caso pode vir a ser catalogado como exemplo de corrosão de armaduras, mas as causas primárias são outras.

Devido a este fato, deve-se ter cautela ao classificar os processos de deterioração do concreto em categorias nítidas. Embora essas classificações tenham o objetivo primordial de explicar sistematicamente e individualmente os vários fenômenos envolvidos, há uma tendência a desconsiderar as interações existentes quando diversos fenômenos estão presentes e agindo simultaneamente. Feita essa ressalva, adotaremos a seguir uma classificação dos fenômenos de deterioração sugerida pelo CEB (1992). Segundo esta classificação, os processos de degradação do concreto podem ser divididos quanto à origem em três classes: Físicas, Biológicas e Químicas.

• *Causas físicas*

As causas físicas originam efeitos que se manifestam usualmente sob três formas: fissuração, desgaste superficial e problemas causados pela ação de temperaturas extremas.

A *fissuração* ocorre sempre que as tensões de tração às quais é submetido o concreto excedem às que sua estrutura interna suporta. As causas da fissuração são diversas, mas as principais são a cristalização de sais nos poros, as movimentações de água e a aplicação de cargas.

Quadro 2.1 - Tipos principais de fissuração (Adaptado do CEB, 1992)

Estágio	Classificação	Origem
Concreto Fresco	Físicas	congelamento precoce
	Plásticas	assentamento plástico ou retração plástica
	Movimentos durante a Construção	cedimento de forma ou movimentação/assentamento do solo ou fundações
Concreto Endurecido	Físicas	variação volumétrica dos agregados; retração por secagem e mapeamento.
	Químicas	corrosão da armadura; reações álcali-agregados e retração por carbonatação
	Térmicas	ciclos de gelo/degelo; variações térmicas sazonais e contração térmica
	Estruturais	sobrecarga acidental; carregamento normal e deformação lenta

O CEB (1992) realiza uma revisão dos diversos tipos de fissuração que podem ocorrer no concreto fresco e no concreto endurecido, que estão sumarizadas no quadro 2.1, discutindo sua origem, morfologia e desenvolvimento. THOMAZ (1989) também apresenta uma descrição das trincas observadas em edifícios, discutindo sua prevenção e recuperação.

Segundo o CEB (1992), o *desgaste superficial* se divide em erosão por abrasão, quando há partículas sólidas envolvidas, e erosão por cavitação, quando o desgaste é provocado apenas pela ação da água em movimento.

Já segundo MEHTA e GERWICK (1984), a erosão é um dos três tipos de desgaste superficial, sendo os outros a abrasão e a cavitação. Esta classificação também é adotada por NASCIMENTO ET AL (1988), que descrevem a erosão como o desgaste causado pela ação de fluidos em movimento contendo partículas sólidas abrasivas. De acordo com estes autores, a abrasão é caracterizada pelo atrito entre partículas sólidas num ambiente seco e a cavitação é resultado do desgaste causado pelo aparecimento e explosão de bolhas de vapor em um líquido em movimento que muda rapidamente de direção.

O ciclo de *gelo-degelo*, problema que é mais corrente no hemisfério norte, pode causar sérios problemas às estruturas de concreto. Segundo NERENST, citado por MEHTA (1993), foi POWERS, em 1945, que apresentou inicialmente a teoria do aparecimento de uma pressão hidráulica causada pelo congelamento da água nos poros do concreto, que causa expansão e fissuração a não ser que sejam incorporados vazios de ar que sirvam como câmaras de descompressão.

Segundo o CEB (1992), a pressão hidráulica é causada por uma combinação de vários fatores. Quando a água se solidifica sob a forma de gelo, ocorre um aumento de volume da ordem de 9%. Nas zonas próximas à superfície, parte da água se evapora, se as condições ambientais forem favoráveis e o concreto não estiver saturado, vide figura 2.2.a. Ao mesmo tempo, surge nos poros menores, em consequência da energia superficial, uma pressão que induz a difusão da água não congelada na direção dos poros maiores, como indica a figura 2.2.b.

Esta combinação de fatores gera uma movimentação da água que só não causa danos se houver uma quantidade suficiente de poros não saturados onde a pressão se dissipe. LITVAN (1986), no entanto, destaca que existem dúvidas sobre o tamanho recomendável dos poros necessários para impedir a degradação devido aos ciclos de gelo-degelo.

Além disso, ressalta que muitas vezes a incorporação de ar não ocorre de maneira satisfatória, por influência de problemas no amassamento ou devido à presença de outros aditivos ou adições. O autor sugere que, nestes casos, pode ser interessante utilizar a técnica de adicionar ao concreto sólidos granulares que contêm poros do tamanho necessário, garantindo a incorporação correta de vazios.

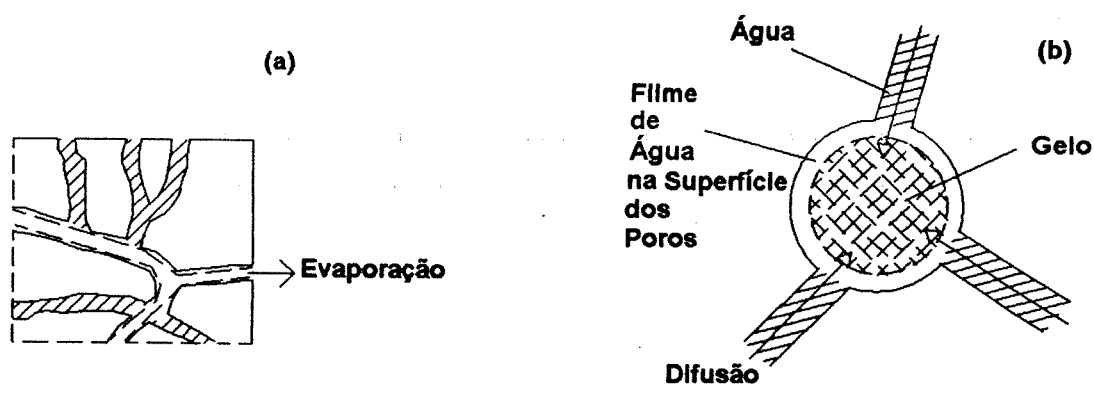


Figura 2.2 - Representação esquemática dos fenômenos de (a) evaporação e (b) difusão durante o processo de congelamento da água nos poros do concreto.

• Causas biológicas

Numa conceituação ampla, as causas biológicas de deterioração do concreto podem ser muito vastas, incluindo desde a urina de seres humanos e animais até a ação erosiva de formigas. De uma maneira mais restrita, o principal ataque biológico considerado é o que ocorre no sistema de esgoto onde, em condições anaeróbicas, bactérias podem transformar em ácido sulfídrico o sulfato existente nas proteínas presentes nos dejetos (BIJEN, 1989). O ácido sulfídrico emanado pode ser também oxidado por ação de bactérias, originando a formação de ácido sulfúrico, o que pode desencadear um forte ataque ácido ao concreto. SILVA (1991) apresenta dados onde constata a ação deletéria de microorganismos em peças de concreto protendido.

Outro tipo de ataque biológico que é destacado pelo CEB (1992) é o decorrente do crescimento de líquens, fungos, musgos, algas e raízes de plantas nos espaços do concreto, como fissuras ou macroporos, originando forças de expansão que podem causar o lascamento do concreto. Além disso, a presença destes vegetais propicia o acúmulo de umidade nestas zonas, aumentando os riscos de deterioração.

• *Causas químicas*

Como vai ser explanado no capítulo 3, o papel da água é fundamental nos processos de agressão de origem química, sendo virtualmente impossível que ocorra a agressão sem a presença de umidade, segundo CALLEJA (1980). O CEB (1992) concorda com esta afirmativa, fato expresso na colocação de que o risco de ataque químico é inexistente abaixo de um teor de saturação de 85% no concreto e é muito elevado para teores de umidade acima de 98%, apontando 3 principais processos de degradação de natureza química: o ataque ácido, o ataque alcalino e o ataque por sulfatos.

O *ataque ácido* se caracteriza pela conversão dos compostos de cálcio - hidróxido de cálcio, silicato hidratado de cálcio e aluminato hidratado de cálcio - em sais de cálcio, cuja composição vai depender do tipo de ácido em questão. Esta transformação destrói a integridade da microestrutura do material, na camada superficial. A agressividade do ataque é então controlada pela solubilidade dos sais formados, pois se ocorrer a dissolução ou abrasão da camada superficial, novas camadas serão expostas, propiciando a continuidade do ataque até a desintegração total da peça. Por causa deste efeito, o ataque é muito mais intenso quando o material está em contato com água corrente, o que acelera a dissolução dos sais. A ação de sais de magnésio e de amônia é muito similar à dos ácidos equivalentes, segundo o CEB (1992), e também desencadeia o fenômeno do ataque ácido.

Uma das considerações principais sobre este fenômeno é que, ao contrário dos demais tipos de ataque químico, ele é pouco influenciado pela permeabilidade ou difusividade do concreto sob ataque. Isto se deve ao fato de que o processo agressivo acarreta a destruição completa da estrutura do material, inclusive da estrutura de poros, portanto não é necessário que ocorra a permeação das águas agressivas pelo interior do concreto para que o ataque prossiga.

O *ataque alcalino* é um ataque seletivo, pois só atinge certas substâncias constituintes do concreto, especialmente os agregados. Segundo ROY (1986) e IDORN ET AL (1992), este processo agressivo têm sido cada vez mais detectado em vários países.

O mecanismo de ataque é caracterizado pela reação entre os íons presentes na água dos poros do concreto, de natureza altamente alcalina, com a sílica reativa existente em alguns tipos de agregado, originando a formação de silicatos alcalinos, que são detectados sob a forma de um gel. Este gel se expande na presença de água, originando pressões que podem chegar a 11 MPa, segundo DIAMOND ET AL, citados por ROY (1986).

A agressão pode se manifestar através de uma intensa fissuração, com ocasionais destacamentos ou erupções na superfície da peça, o que cria condições para o aparecimento de um processo corrosivo nas armaduras do concreto armado.

BERSDORFF ET AL, citados por MEHTA (1993), realizam uma revisão dos estudos publicados nos últimos 20 anos sobre a reação álcali-agregado, e concluem que, muitas vezes, a formação do gel não causa fissuração e que em alguns casos o gel nem mesmo se expande. A definição das condições que causam a expansão do gel é uma das questões mais polêmicas. Aliás, uma das maiores dificuldades que se encontra no controle deste tipo de agressão é justamente a ausência de um ensaio adequado para determinar a reatividade dos agregados, conforme salientado por CLARKE (1986).

ROY (1986), fazendo uma revisão do trabalho de vários autores, indica algumas medidas que se pode adotar para minimizar a agressão, tais como a limitação do conteúdo de álcalis no cimento, que não deve ultrapassar 3 kg/m^3 , e a utilização de pozolanas ou de escória, que são consideradas como elementos inibidores da agressão, devido à redução na possibilidade de movimentação dos íons que as reações geradas por estas substâncias acarretam.

O *ataque de sulfatos* é caracterizado pela reação entre os íons sulfato provenientes do meio externo com os aluminatos, o hidróxido de cálcio e eventualmente os silicatos do concreto. Este tipo de ataque pode produzir uma forte degradação e foi escolhido para fazer parte do programa experimental, por isso o capítulo 4 é dedicado a uma análise mais profunda da sua natureza.

Estes são, resumidamente, os principais processos de agressão química. Porém, como um dos processos de agressão química vai ser utilizado na parte prática deste trabalho, considera-se interessante focar alguns tópicos genéricos sobre o comportamento do concreto frente a ataques químicos.

CALLEJA (1980), sugere que os efeitos do ataque químico das substâncias existentes num meio agressivo à pasta endurecida de cimento podem ser divididos em dois mecanismos: dissolução e expansão. A dissolução é geralmente causada pela ação de águas ácidas ou carbonatadas ou é decorrência de troca de íons com sais presentes em solução no meio ambiente, ocasionando o enfraquecimento da estrutura da pasta de cimento. A expansão geralmente ocorre em função da cristalização de compostos no interior do material, originando pressões que levam à *disrupção sua estrutura*.

Segundo o autor, a possibilidade de ocorrência de um destes fenômenos depende da solubilidade, concentração e constantes de dissociação das substâncias agressivas e dos produtos gerados. Condições agravantes como a exposição a temperaturas elevadas, a possibilidade de congelamento, a existência de pressão de penetração de água ou o contato com águas em movimento podem acelerar e intensificar o ataque químico.

LITVAN (1986) levanta a hipótese de que a maioria dos processos de degradação, especialmente os de origem química, estejam relacionados através de um mecanismo único de atuação.

O autor admite que o principal problema que originaria a degradação do concreto seria a instabilidade de volume e propõe a teoria de que a instabilidade de volume poderia ser decorrente de alterações no estado de tensões da microestrutura do material, determinado pela retração hidráulica, pelos gradientes de temperatura e umidade e pelas demais condições que governaram a história do material. No momento em que acontece o ataque químico, ocorrem dissoluções e reprecipitações de compostos, alterando as ligações químicas existentes e provocando uma redistribuição de tensões, que se manifestam sob a forma de alterações de volume, e que, em casos extremos, levariam à fissuração e à destruição do sólido.

Exemplos desse comportamento podem ser vistos quando ocorre a dissolução parcial do sólido por ácido clorídrico, durante o ataque selenitoso ou no processo de lixiviação do hidróxido de cálcio. Já durante a carbonatação, a reação se processaria na superfície exposta dos cristais de hidróxido de cálcio, em condições topoquímicas, acarretando a eliminação de H_2O e um possível aumento da adesão química, o que explicaria a contração resultante.

A questão da estabilidade volumétrica também é destacada por MEHTA (1993), mas sob o aspecto de que a mesma é responsável pela formação das fissuras que permitem que a degradação ocorra mais intensamente.

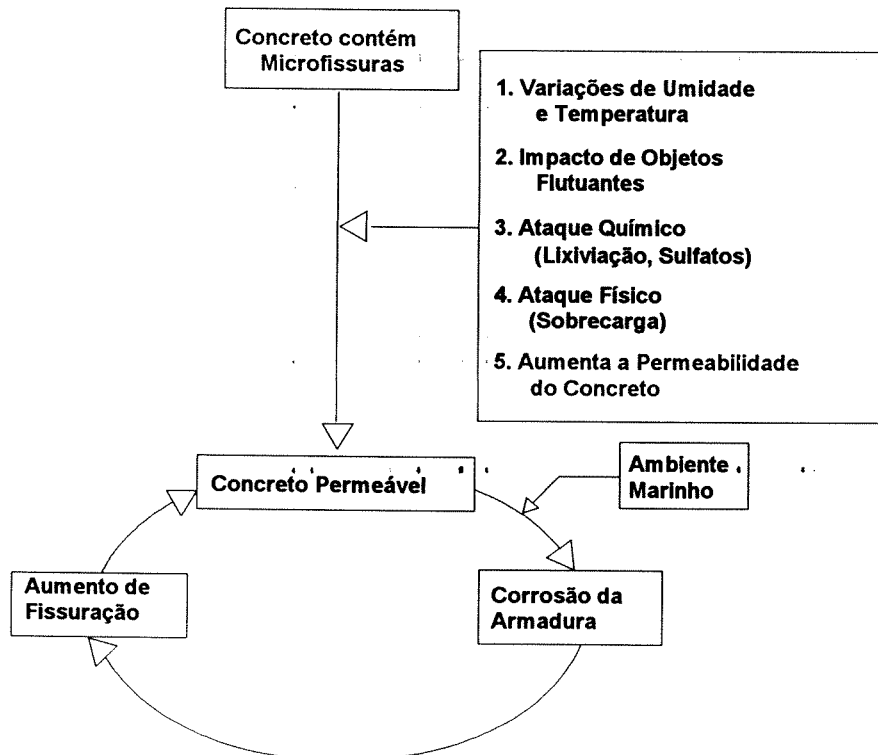


Figura 2.3 - Representação esquemática do ciclo de fissuração-corrosão-fissuração de uma estrutura de concreto armado (Adaptado de MEHTA, 1993)

O autor destaca o papel dos agregados no controle da estabilidade volumétrica e salienta a importância de considerá-los ao planejar a confecção de concretos duráveis, apontando ainda a necessidade de pesquisas sobre as características dos mesmos, tais como módulo de elasticidade, coeficiente de expansão, etc.

Atentando para a importância da correlação de todos os fatores atuantes na determinação do comportamento do material, desde os agregados até os compostos presentes em pequenos teores no clínquer, MEHTA (1993) propõe a adoção de um enfoque holístico para a questão da durabilidade, buscando evitar o exagerado reducionismo que impede a avaliação de toda a complexidade de um problema, ao desprezar o efeito da variada gama de fatores mutuamente influentes que o compõem. A partir deste tipo de pensamento, o autor propõe, por exemplo, o modelo apresentado na figura 2.3 para o ciclo de fenômenos que compõem a sequência de deterioração do concreto em ambientes marinhos. O modelo está baseado numa premissa inicial de que o concreto é potencialmente durável e de que são as falhas, especialmente as fissuras, que vão permitir que o processo agressivo possa ser desencadeado.

2.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIOS DE DURABILIDADE

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1992), a maior parte do conhecimento dos processos físico-químicos de degradação do concreto provém da história de estruturas em campo, por causa da dificuldade de simular em laboratório a combinação das diversas condições existentes na vida real que ao longo do tempo agem sobre os materiais.

Sobre esta questão, há 30 anos VERDÚ (1963) já salientava a dificuldade em encontrar uma relação entre os ensaios de laboratório e o comportamento do concreto na realidade, sendo freqüente a necessidade de recorrer a ensaios de longa duração em condições totalmente reais por ser muito difícil reproduzi-las em laboratório. Mais recentemente, colocações de IDORN (1991) e IDORN ET AL (1992) mostram que este quadro ainda não foi alterado de forma significativa.

Em consonância com esta dificuldade, DEWARS, citado por CLARKE (1986), desenvolveu uma terminologia que distingue o concreto de laboratório ("*LABCRETE*") do concreto real ("*REALCRETE*"), visando diferenciar os materiais obtidos nestas duas situações. Esta é uma condicionante que deve sempre ser considerada quando se inicia uma investigação científica baseada em ensaios de laboratório. Deve-se analisar os resultados obtidos com o devido cuidado, pois na grande maioria das vezes não se consegue reproduzir com acurácia as condições da situação real.

De maneira geral, pode-se dividir os ensaios de durabilidade em três grandes grupos, de acordo com a filosofia de investigação dos fenômenos:

- ensaios que tentam reproduzir o efeito do meio ambiente sobre a estrutura, reproduzindo o mecanismo de agressão sob condições controladas. Esta linha de ensaios sofre os problemas quanto à acurácia de simulação do ambiente em laboratório, devido à grande interrelação dos diversos fenômenos deletérios atuantes nos estágios avançados de degradação. Se os ensaios forem realizados no próprio ambiente podem ocorrer problemas no aspecto de monitoração das variáveis atuantes.

- ensaios em que se busca acelerar o processo de degradação através da utilização de um ambiente mais agressivo que o natural, criado em laboratório. Os ensaios acelerados sofrem da contradição inerente existente entre a necessidade de obtenção de resultados a curto prazo e a tentativa de manutenção de alguma relação com as condições reais. LITVAN (1986) salienta que os dados obtidos neste tipo de ensaio são pouco representativos da situação real, e ressalta que é recomendável procurar investigar as características principais dos materiais e, a partir deste conhecimento, montar modelos para prever o desempenho do material, o que conduziria aos ensaios da terceira linha .

- ensaios que se voltam para o estudo da estrutura dos materiais que sofrem os processos de degradação, aproximando-se do enfoque da ciência dos materiais. Neste caso se busca, através de um conhecimento profundo da microestrutura, inferir as propriedades macroscópicas do material. LITVAN (1986) salienta que é indispensável, neste caso, além do profundo conhecimento do mecanismo de degradação, considerar as condições do meio ambiente de exposição, o que passa a ser um imperativo nos tempos atuais, quando o concreto vêm sendo utilizado em variados ambientes hostis como depósitos de estocagem de detritos tóxicos e nucleares, plantas industriais, plataformas off-shore, etc. O tipo de raciocínio necessário nesta linha de ensaios é do tipo dedutivo, visando identificar as causas do fenômeno a partir de dados conhecidos.

De forma geral, os melhores resultados são obtidos através da consorciação dos resultados dos ensaios das três linhas, buscando identificar quais as grandezas que interferem de forma decisiva no processo agressivo e investigando seu comportamento, procurando correlacionar os resultados obtidos com as observações provenientes do exame de estruturas reais. Os dados obtidos desta consorciação de ensaios podem permitir o estabelecimento de modelos de predição da vida útil, necessários para que se possa atuar com segurança para garantir a durabilidade das construções.

Desta forma, segundo OBERHOLSTER (1986), com pesquisas científicas sistemáticas baseadas em ensaios bem planejados, pode-se obter uma base técnica suficiente para estimar matematicamente a vida útil, através de modelos do tipo:

$$V.U. = f(p_1, p_2, \dots, p_n; a_1, a_2, \dots, a_n; m_1, m_2, \dots, m_n; T),$$

onde: $[p_1 \dots p_n]$ são as características do material;
 $[a_1 \dots a_n]$ são as características do meio ambiente de exposição;
 $[m_1 \dots m_n]$ são as operações de manutenção e
 T é o tempo.

A principal dificuldade em definir a vida útil desta forma, visando quantificar a duração estimada de um material ou estrutura, é justamente o aspecto eminentemente qualitativo e a variabilidade temporal das variáveis que a definem. SIEMES e VROUWENVELDER (1985) apresentam um trabalho onde procuram definir a vida útil baseado-se em critérios probabilísticos e nas teorias da análise de confiabilidade, o que permitiria, em última instância, a realização de análises financeiras.

Este procedimento funcionaria como ferramenta de apoio gerencial, permitindo definir o melhor momento para atuar sobre a estrutura, na fase de execução, visando a prevenção, ou na de manutenção, visando a correção dos problemas. Um trabalho similar, desenvolvido por OBAIDE e SMITH (1990), procura definir qual a melhor maneira de gerenciar as operações de manutenção de pontes.

Segundo OBERHOLSTER (1983), a predição do desempenho de um material pode ser estimada através de experimentos científicos, seguindo-se as seguintes etapas:

- a) definição de um indicador quantitativo da degradação do material
- b) determinação de um método de mensuração deste indicador
- c) desenvolvimento de um ensaio acelerado que simule o mecanismo de degradação.
- d) estabelecimento de correlações entre os dados de laboratório e dados obtidos a campo.
- e) transmissão do conhecimento para as estruturas reais.

FLAUZINO (1988) relata a existência de algumas metodologias semelhantes utilizadas na previsão do desempenho, empregadas pelo IPT na avaliação de componentes de cobertura e revestimentos. Estas metodologias se baseiam na comparação do comportamento de uma propriedade de controle relevante para o desempenho antes e depois do material ser submetido a um processo de envelhecimento natural ou acelerado. WOLF (1991) realiza uma revisão de outras metodologias de estudo da durabilidade, como as propostas por D'HAVÉ e FARHI, que apresentam filosofias similares.

Muitas são as tentativas de introduzir os conhecimentos existentes em sistemas especialistas para prever ou controlar a durabilidade, como no caso do sistema DURCON, descrito por CLIFTON e KAETZEL (1988). Esta iniciativa é considerada potencialmente interessante por OBERHOLSTER (1986), porém MEHTA (1993) coloca em dúvida a sua eficiência, salientando a dificuldade de levar em consideração todos os efeitos influentes nos fenômenos de degradação.

Um outro fator a salientar é que muitas vezes os ensaios de durabilidade são realizados em corpos de prova de pasta de cimento. Este procedimento, válido em alguns casos em que se busca determinar interações entre agentes agressivos e a pasta, pode induzir a resultados errôneos quando se planeja obter conclusões mais abrangentes sobre o concreto, devido às diferenças existentes na microestrutura em ambos os casos.

2.5 O CONTROLE DA DURABILIDADE

Como já foi salientado, a questão da durabilidade é um aspecto vital sob os pontos de vista técnico e econômico. O cuidado com a durabilidade, além de uma medida com profundo impacto econômico - especialmente considerando o custo total da obra como discutido no capítulo 1 -, se constitui também em um importante fator de segurança, para evitar a perda de vidas.

MUNRO (1986), por exemplo, cita o caso de uma tragédia causada pelo colapso de um teto de uma piscina pública, devido à acentuada corrosão da armadura pela presença de íons cloreto provenientes da evaporação da água.

Dessa forma, deve-se procurar maximizar a durabilidade das estruturas, na medida do viável. Neste sentido, o concreto se constitui num material de construção muito adequado pois, se não for atingido pelos processos de degradação citados no item 2.2.1, pode durar por um longo tempo, como atestam as paredes das cisternas da cidade de Kameiros, na ilha grega de Rhodes, que, segundo MORILOWITZ, citado por DAVIDOVITS (1987), foram construídas com concreto pozolânico há aproximadamente 2.500 anos.

É necessário, portanto, controlar os processos de degradação que impeçam o concreto de atingir uma vida útil elevada. Conforme já foi discutido, o aumento da durabilidade passa, sem dúvida, por um efetivo controle da qualidade de todo o processo de produção, pois segundo ROY (1986), problemas durante a confecção do concreto podem gerar heterogeneidades na estrutura do material que vão se constituir em caminhos preferenciais para os processos agressivos. Além do controle de qualidade, pode-se procurar controlar a agressão através da redução da agressividade do meio ambiente, o que geralmente é difícil, ou da manipulação das características do material, buscando torná-lo mais resistente aos processos de degradação.

Outra alternativa seria impedir que o concreto entre em contato com o meio agressivo, como coloca CALLEJA (1980). Isto pode ser conseguido através da utilização de uma proteção que isole e proteja o material da ação ambiental. Neste caso é comum o uso de selantes, pinturas ou hidrofugantes, conforme discutido por BIJEN (1989) e CARTER (1991), que ressaltam entretanto as dificuldades inerentes às questões da definição, compatibilidade e durabilidade desta proteção.

Segundo MEHTA (1993), a forma mais eficaz de solucionar os problemas de durabilidade é buscar uma redução na possibilidade de permeação de fluidos no concreto, o que 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 boa impermeabilidade, através de uma dosagem e compactação adequadas e de um fator a/c reduzido. MUNRO (1986) cita o caso dos barcos de ferrocimento que, apesar de submetidos a um ambiente fortemente agressivo, apresentavam um bom desempenho. Além disso, a presença de adições pode contribuir neste sentido.

Em paralelo a todas estas iniciativas para reduzir a deterioração do concreto, é importante ressaltar o papel da manutenção, considerado fundamental por CALLEJA (1980). Segundo NEVILLE, citado por MEHTA (1993), a manutenção é uma atividade indispensável, e que implica em inspeções regulares e reparos ocasionais. Sobre este tópico, é interessante frisar que a filosofia atual que orienta as operações de manutenção prevê a atuação de forma preventiva, admitindo que as atividades de manutenção se originam no projeto e se iniciam imediatamente após a conclusão da obra.

A ação das adições

A ação das adições no controle da movimentação de água e do ataque de sulfatos vai ser discutida nos capítulos 3 e 4. No entanto, é interessante ressaltar alguns pontos sobre o seu papel no controle da durabilidade, em razão dos bons resultados obtidos e da disseminação do seu uso. Segundo LITVAN (1986), nota-se atualmente que a utilização do cimento portland comum se toma cada vez menor e que aumenta a difusão dos cimentos com adições.

De acordo com MALHOTRA (1993), considerações econômicas combinadas com a escassez de energia e de recursos renováveis vão exercer uma incentivo cada vez maior à utilização de adições, tais como cinza volante, escória, microssilica, cinza de casca de arroz, etc. Este panorama colabora para aumentar a complexidade dos estudos no campo da durabilidade, porque a composição do concreto com adições se afasta da tradicional, e o comportamento ao longo do tempo destas combinações ainda é desconhecido. CALLEJA (1986) alerta para a possibilidade de desenvolvimento de cimentos poli-compostos, que conteriam mais de uma adição, o que iria incrementar bastante a complexidade da análise da durabilidade dos concretos resultantes da sua utilização.

Existem adições ativas, as quais se caracterizam pelo fato de reagir quimicamente com os compostos hidratados, e inertes, ou seja, que originam apenas efeitos físicos.

De forma geral, pode-se dividir as principais adições ativas em quatro grupos, a partir das colocações de MEHTA (1992):

- os *materiais cimentantes secundários*, como a cinza volante com alto conteúdo de cálcio ou a escória granulada de alto-forno, um resíduo siderúrgico que é muito utilizado no Brasil para fabricação dos cimentos tipo CP-IIE (6% a 34% de escória) e CP-III (35% a 70% de escória);

- as *pozolanas naturais*, que foram usadas desde a antiguidade para a fabricação do concreto. Segundo BATTAGIN, citado por AMARAL e TEIXEIRA FILHO (1988), as pozolanas naturais são materiais silicosos ou sílico-aluminosos que por si só não apresentam poder aglomerante mas que, ao serem incorporadas ao concreto, em presença de água e finamente divididos, reagem com o hidróxido de cálcio, à temperatura ambiente, gerando compostos com propriedades aglomerantes. As pozolanas naturais são geralmente de origem vulcânica ou sedimentar, enquanto as pozolanas artificiais são resultados da ação de tratamento térmico ou são sub-produtos de certos processos industriais.

- as *pozolanas artificiais normais*, como a cinza volante e a cinza de casca de arroz, resíduo resultante da combustão do carvão que é usualmente empregado para produzir o cimento tipo CP-IV. O cimento pozolânico é utilizado em larga escala na região sul do país, especialmente no Rio Grande do Sul, onde começou a ser produzido em 1969, tendo atingido em 1985 uma produção de 3,3 milhões de toneladas, representando 16% da produção nacional.

- as *pozolanas artificiais de alto desempenho*, que contém um elevado teor de sílica, segundo MEHTA (1993), como a microssílica.

De forma geral, a utilização de adições é considerada como positiva no sentido de incrementar a durabilidade, embora CALLEJA (1980) alerte para o fato de que em alguns casos a presença de adições pode originar a formação de pastas menos duráveis, por causa do incremento na sucção capilar devido ao refinamento dos poros.

Quanto aos efeitos gerados, MALHOTRA (1993) afirma que a incorporação de adições aumenta a durabilidade porque acarreta uma redução na permeabilidade em idades avançadas e um aumento na resistência aos ataques químicos. Segundo o autor, pesquisas confirmam que cimentos contendo escória ou microssílica apresentam maiores resistências ao ataque de sulfatos, cloretos e água do mar. No entanto, no caso da escória, é necessário atentar para a composição do clínquer (teor de C_3S e C_3A) e da escória (conteúdo de aluminatos e relação cálcio/sílica).

No caso da reação álcali-agregado, o autor indica que a utilização de 30-40% de cinza volante ou de 40-50% de escória reduz de forma considerável a expansão usual, embora exceções tenham sido registradas. Estudos parecem indicar um comportamento semelhante quando se utiliza microssílica em teores de aproximadamente 15%. No caso dos ciclos de gelo-degelo, FELDMAN (1986) apresenta dados que mostram que a adição de microssílica pode melhorar a resistência do concreto, através de um refinamento dos poros que os torna relativamente inacessíveis.

No caso de adições pozolânicas, ISAIA (1993), citando estudos de MEHTA, relata que as mesmas originam uma zona de transição de menor espessura, o que é positivo. Isto ocorre fundamentalmente porque as partículas de material pozolânico deflagram o aparecimento de um maior número de núcleos de cristalização, o que acarreta a formação de cristais de hidróxido de cálcio menores. A progressiva reação destes cristais com a pozolana tende a formar C-S-H secundário, preenchendo os poros existentes. Este fenômeno provoca uma melhoria nas propriedades mecânicas e elásticas do concreto e reduz significativamente a sua permeabilidade.

Um dos fatores que devem ser considerados quando da utilização de adições é a questão da homogeneidade do material, conforme destacado por MALHOTRA (1993), que pode ocasionar variações no desempenho do concreto resultante. Alguns outros problemas que podem advir do uso das adições são um certo retardo no desenvolvimento da resistência e a necessidade de uma cura efetiva para permitir que as reações secundárias se desenvolvam. No caso de concreto com microssílica, o autor salienta a tendência à retração por secagem, alertando para a necessidade de precauções que evitem a evaporação rápida da água.

Finalmente, ROY (1986) ressalta que um dos efeitos mais importantes da substituição do cimento por pozolanas, microssílica ou escória é a redução do calor de hidratação, o que contribui de forma significativa para minimizar a microfissuração. Este fenômeno pode se constituir num benefício para a durabilidade do concreto ainda mais importante do que os gerados pela redução da porosidade, que são usualmente os mais discutidos.

3 - A MOVIMENTAÇÃO DE ÁGUA NO CONCRETO

O objetivo primordial dos estudos sobre durabilidade é prever o desempenho das estruturas de concreto quando expostas aos mais diversos ambientes. Para este fim busca-se identificar quais são os mecanismos de degradação que podem atuar sobre o material concreto e como se desenvolve o processo de deterioração resultante.

Conforme referido no capítulo 2, diversos mecanismos de degradação estão associados a alterações químicas do concreto ou da armadura (agressão química), sendo a cinética desses processos governada diretamente pela possibilidade de acesso e movimentação de água carreando agentes agressivos no interior do material. De fato, segundo CABRERA ET AL. (1989) o desempenho das estruturas de concreto pode ser considerado dependente, em larga escala, da capacidade da região superficial do concreto de impedir o ingresso de substâncias deletérias provenientes do meio circundante. Admitindo-se, portanto, a premissa de que a facilidade de ingresso e movimentação de água é o principal parâmetro a considerar na determinação da intensidade dos processos de degradação química do concreto, a idéia de medir de forma simples certas propriedades do material que reflitam a sua capacidade de absorver, transmitir ou permitir a passagem da água passa a ser de grande valia.

O presente capítulo pretende discutir este assunto, ressaltando inicialmente o papel da água no concreto fresco e sua correlação com a formação da rede de poros do concreto endurecido. Este conhecimento é vital para a discussão da agressão química, porque a capacidade da água de permear o interior de um corpo pode ser relacionada aos parâmetros da estrutura de poros do mesmo e a resposta que esta estrutura oferece à ação dos mecanismos de transporte de água, apresentados no item 3.3.1: difusão, sucção capilar e penetração sob pressão.

Esta resposta é dependente do mecanismo atuante e determina as propriedades do corpo relacionadas ao acesso de água, que vão ser discutidas no item 3.3.2: difusividade, absorção e permeabilidade ou profundidade de penetração. Os principais ensaios para medição destas propriedades serão discutidos no item 3.6, ressaltando-se aqueles que foram utilizados no programa experimental, descrito no capítulo 5. Finalmente, serão apresentadas algumas considerações sobre as formas de controlar o ingresso de água, especialmente através da utilização de adições.

3.1 O PAPEL DA ÁGUA

Neste item será feita uma breve análise do papel da água, salientando a sua importância na formação da microestrutura do concreto.

A água é um elemento fundamental na gênese do concreto mas que pode também exercer um papel atuante na sua destruição. De fato, quando o concreto se encontra no estado denominado de concreto fresco, a água funciona como meio para a ocorrência das reações de hidratação que formam a estrutura resistente do material, atuando também como participante das mesmas. No entanto, no concreto endurecido, a água pode atuar como meio de transporte para as substâncias deletérias oriundas do ambiente circundante, possibilitando a degradação do mesmo.

Dessa forma, segundo MEHTA (1986), o papel da água deve ser avaliado sob uma perspectiva adequada, pois existe uma dualidade expressa no fato de que, se por um lado a água é necessária e indispensável à formação dos compostos hidratados, por outro um excesso na sua quantidade pode trazer efeitos deletérios, não sendo desejável.

A questão é estabelecer qual a menor quantidade de água que fornece uma hidratação adequada. Segundo CÁNOVAS (1988), para a hidratação dos componentes ativos do cimento seria suficiente uma relação água/cimento teórica de aproximadamente 0.20, sendo que o excesso repercutiria negativamente na compacidade do concreto endurecido, aumentando a porosidade e a retração e diminuindo a resistência mecânica. Porém, a utilização de uma relação dessa ordem de grandeza se inviabiliza porque, sem o uso de um superplastificante, acarretaria problemas de trabalhabilidade. É necessário, portanto, adotar uma relação a/c mais elevada.

Neste caso, deve-se sempre procurar utilizar o mínimo de água necessário para que o concreto seja trabalhável, pois o excesso na quantidade adicionada durante a moldagem vai influenciar decisivamente, e de forma negativa, na formação da microestrutura do concreto. Este fato é confirmado por DIAMOND (1986), o qual considera que a produção de um concreto com uma estrutura densa, portanto potencialmente mais durável, ocorre em resposta a uma restrição nas condições espaciais durante a hidratação; típica de concretos com reduzida relação água/cimento, sendo a rede de poros resultante fortemente influenciada pela quantidade de água usada na confecção do concreto.

Do total de água adicionada, a parcela de água que se combina quimicamente com outras substâncias durante as reações de hidratação é denominada de *água de constituição*. Esta água faz parte da estrutura do concreto e não pode ser retirada por efeitos de variação de temperatura ou umidade. A água que não se combina quimicamente constitui a água livre. Esta água pode estar ocupando o espaço já originalmente ocupado pela água, sendo denominada de *água capilar*, ou pode estar contida dentro do gel formado pelos compostos hidratados, principalmente os silicatos e aluminatos. Vários modelos foram criados para explicar a constituição do gel de C-S-H, como os de Powers e Brunauer, Feldman e Sereda ou o de Munich, citados por OBERHOLSTER

(1986). MEHTA (1993), divide a água de gel em duas frações, denominadas *água intersticial* e *água adsorvida* ao C-S-H.

A água capilar é a que vai sendo confinada durante o crescimento dos cristais constituintes dos produtos hidratados, no processo de formação da estrutura do concreto endurecido. Esta água apresenta grande mobilidade e vai responder prontamente às mudanças de temperatura e umidade, com exceção da porção que fica adsorvida junto à superfície dos poros, devido às forças de atração superficial, e que pode incluir até cinco camadas de moléculas de água.

No concreto endurecido, quando a estrutura de poros já está desenvolvida, a água livre que forma a solução dos poros é resultante em parte da água de amassamento em excesso que restou nos poros e, em maior quantidade, da água que ingressa na estrutura a partir do ambiente externo. Nesta condição, a água pode estar envolvida de duas formas nos processos de degradação: como meio para a movimentação de substâncias agressivas no interior do concreto e como participante de reações químicas que produzem mudanças estruturais expansivas. Quando estas mudanças acarretam um aumento de volume maior do que o passível de ser absorvido pela ocupação dos vazios existentes na microestrutura, geram-se tensões que podem levar à ruptura e deterioração da estrutura cristalina do material. Admite-se que todos os materiais porosos estão sujeitos a processos físico-químicos de deterioração associados à água, e pode-se ressaltar duas razões principais que a tomam um eficaz coadjuvante no processo de ruína dos materiais: primeiro, a dimensão da molécula de água, que facilita a penetração nas cavidades e nos poros; segundo, o seu alto poder de dissolução.

De fato, a água é considerada praticamente como um solvente universal e pode facilmente carrear para o interior do concreto gases ou íons agressivos dissolvidos. Além disso, devido ao seu alto ponto de ebulição (100°C) em relação às temperaturas ambientais, a mesma tende a permanecer no estado líquido no interior dos materiais, servindo de meio para as reações deletérias, que majoritariamente ocorrem via solubilização dos reagentes.

Nos parágrafos anteriores foram discutidas a necessidade e a consequência da presença de água no concreto, ressaltando-se que a quantidade de água deve ser controlada e minimizada. No concreto fresco este controle pode ser parcialmente feito através de uma dosagem e execução adequadas, procurando utilizar a menor quantidade de água possível sem que surjam problemas de trabalhabilidade. Deve-se ter um cuidado especial para que não ocorram excessos indevidos, gerados por deficiências no processo de fabricação do material, originárias do desconhecimento ou da não conformidade. Já no concreto endurecido, o ingresso de água é principalmente resultante das condições ambientais. Como o controle das condições ambientais é muitas vezes inviável, é necessário discutir e avaliar como ocorre a movimentação e quais os efeitos gerados pela água neste caso, de forma a obter subsídios para combater os efeitos deletérios que possam advir dessa movimentação.

3.2 A ESTRUTURA DE POROS DO CONCRETO

A intenção deste trabalho não é discutir os aspectos relacionados com a porosidade em detalhe. No entanto, como a mesma é um dos fatores determinantes no estabelecimento das possibilidades de acesso dos agentes agressivos ao interior do concreto, considera-se necessário realizar uma revisão sumária sobre o tema, destacando apenas alguns aspectos do tema.

A maioria das pessoas considera o concreto como um material sólido, desconsiderando sua natureza porosa, que varia em função do tamanho, volume e ordenação dos vazios existentes. No entanto, segundo HOVER (1987), é esta natureza que determina a rapidez com que o concreto absorve e mantém a água nos poros, assim como influencia na transmissão dos fluidos no seu interior. Sendo assim, é necessário conhecer em detalhe a estrutura de poros do concreto.

Segundo BOZHINOV e BAROVSKY (1986), o termo estrutura de poros foi definido por ZAGAR como uma propriedade complexa do material que inclui o volume de vazios, sua superfície, morfologia funcional e geométrica, distribuição de tamanho e alguns outros parâmetros que levam em conta a forma e distribuição espacial dos poros.

O volume de vazios, uma das características que definem a estrutura de poros, é denominado de porosidade do concreto, a qual pode ser entendida, segundo AMARAL e TEIXEIRA FILHO (1987), como a quantidade de canais ou espaços vazios no interior de um corpo.

Quando se estuda a pasta de cimento, estes espaços 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 da pasta e resultam da cristalização dos compostos, da presença de ar incorporado e da ascensão da água em excesso. Boa parte deles está conectada com o exterior, mas nem todos podem servir como caminho de acesso à água. Quando se submerge um corpo, o equilíbrio hidrostático entre a água do meio circundante e o ar que se encontra nas cavidades determina os poros denominados "inacessíveis à água".

Os poros podem se tornar inacessíveis devido ao seu diâmetro reduzido. Segundo VERBECK, citado por HUGHES (1985) os poros mais estreitos praticamente não permitem a passagem de fluidos, pois a presença de partículas de água firmemente adsorvidas às lamelas de C-S-H bloqueiam o espaço, estancando o fluxo. Dessa forma, existe um raio crítico mínimo abaixo do qual os poros não são permeáveis, sendo que MEHTA e MANMOHAN (1980) sugerem que este valor esteja localizado na faixa de 50 nm.

O conceito de inacessibilidade é fundamental para que se possa diferenciar a porosidade relativa - que engloba apenas os vazios acessíveis à água - da porosidade absoluta, que inclui os poros inacessíveis e a porosidade fechada, definida como o conjunto dos poros que não se comunicam entre si. Os materiais que apresentam porosidade fechada são considerados como impermeáveis, porque não há possibilidade de circulação de fluidos.

A partir do exposto por HUGHES (1985), pode-se dizer que a porosidade relativa é igual à porosidade absoluta, descontadas a porosidade fechada, os vazios inacessíveis e a redução dos diâmetros causada pela água adsorvida nos capilares maiores.

No estudo da durabilidade, interessa-nos conhecer a porosidade aberta, ou seja, os poros interconectados que permitem a circulação de líquidos ou gases e/ou a troca de substâncias em solução. Segundo o CEB (1992), a porosidade aberta da pasta de cimento corresponde à quantidade máxima de água reversível e geralmente localiza-se na faixa de 20 a 30%. A porosidade aberta varia com o grau de hidratação e, segundo WOODS (1968), para relações a/c maiores que 0.45, mesmo que se mantenham as condições para uma hidratação a longas idades, não se consegue provocar a descontinuidade do sistema de poros, resultando numa grande quantidade de poros acessíveis à água.

Conforme foi visto na definição de ZAGAR, além da acessibilidade, a morfologia, a tortuosidade e a quantidade dos vazios são extremamente importantes para que se possa avaliar qual a eficiência da conexão entre os vários canais. Essas características vão ser dependentes da constituição do cimento e do processo de fabricação do concreto.

HUGHES (1985) e VUORINEN (1985) apresentam algumas formulações matemáticas que buscam modelar a estrutura de poros com o objetivo de estimar a permeabilidade do material. De acordo com OBERHOLSTER (1986) a porosidade, assim como as demais propriedades do concreto, pode ser expressa através de uma equação multi-dimensional que inclui variáveis como o tipo de cimento (c), as características do agregado graúdo (ag), as características da areia (a), a quantidade de água (w), os parâmetros de produção (mistura, lançamento, cura, etc.) e as interferências (tipo e quantidade de adições minerais e químicas, presença e quantidade de armaduras, etc.). No entanto, é difícil obter estimativas confiáveis sobre o valor de cada um destes parâmetros.

No tocante à classificação dos poros pode-se, por conveniência, dividi-los em diversas categorias de tamanho. No entanto, os limites entre classes não podem ser claramente demarcados.

O CEB (1992) usa a classificação de SETZER, que engloba os diversos tipos de poros em 3 classes: macroporos, poros capilares e microporos, conforme a fig. 3.1. Os microporos são praticamente inacessíveis, e são constituídos basicamente pela porosidade existente no gel hidratado. Devido a esta inacessibilidade, os microporos exercem pouca influência sobre a durabilidade. Na prática, os poros capilares, pela capacidade de absorver e manter água devido ao efeito de sucção capilar, são os mais importantes para a determinação da agressividade.

Já os macroporos podem ser divididos, em função de suas origens e características, em dois tipos: bolhas de ar que ficaram aprisionadas durante o processo de compactação e bolhas de ar de formato regular que foram intencionalmente criadas através da utilização de um aditivo incorporador de ar.

Segundo JENNINGS (1988), os macroporos, devido ao seu elevado diâmetro, não apresentam condições para o surgimento de fenômenos capilares. No entanto, são facilmente invadidos pela água sob pressão, se conectados com a superfície do material.

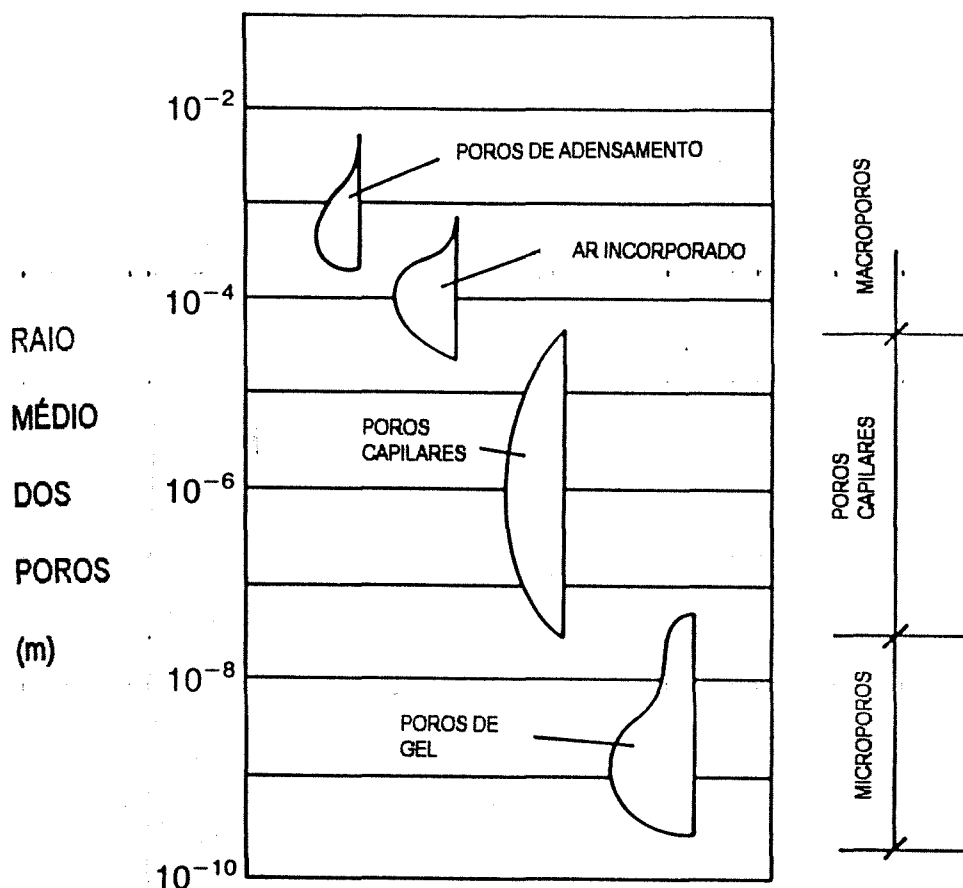


Figura 3.1 - Distribuição de tamanho dos poros (Adaptado do CEB, 1992)

KNAB e CLIFTON, citados por JENNINGS (1988), também adotam 3 classes, porém utilizam algumas subdivisões, como mostra o quadro 3.1, que descreve também o papel da água e indica como o tamanho dos poros afeta as propriedades da pasta.

Observa-se que, nesta classificação, o termo permeabilidade é utilizado num aspecto amplo, significando o conjunto de possibilidades de acesso de água. A seguir vamos discutir como funciona a movimentação de água no concreto e se mostrará que a permeabilidade, em sentido restrito, é apenas uma das propriedades do corpo que definem a possibilidade de acesso de fluidos.

Quadro 3.1. Classificação do tamanho dos poros em pastas hidratadas de cimento (JENNINGS, 1988, baseado em KNAB e CLIFTON, 1986).

Denominação	Diâmetro Médio	Descrição	Papel da Água	Propriedades Afetadas
AR INCORPORADO	0.1-1 mm	circular	água livre	Resistência Durabilidade
POROS CAPILARES	50-10000 nm	grandes	água livre	Resistência Permeabilidade
	1-50 nm	médios	tensão superficial moderada	Resistência Permeabilidade Retração em UR elevada
POROS DE GEL	2.5-10 nm	capilares pequenos (gel)	tensão superficial elevada	Retração em UR = 50%
	0.5-2.5 nm	microporos	fortemente adsorvida	Retração Fluência
	< 0.5 nm	microporos intersticiais	incorporada quimicamente	Retração Fluência

3.3 A MOVIMENTAÇÃO DE FLUIDOS NO CONCRETO ENDURECIDO

No interior do concreto endurecido, a movimentação dos fluidos (líquidos e gases, entre os quais a água e o ar), é governada principalmente por três fatores (CEB, 1992):

1. As características do meio ambiente circundante. **(Microclima).**
2. As possibilidades de acesso características do corpo. **(Permeabilidade, Absorção e Difusividade do concreto)**
3. As condicionantes inerentes ao processo de entrada do fluido **(Mecanismos de Transporte: Difusão, Sucção Capilar e Penetração sob Pressão)**

A figura 3.2 mostra um diagrama esquemático dos fatores influentes na permeação de fluidos no concreto. HOOKMAN (1992) define o primeiro fator, o microclima, como as condições climáticas realmente existentes nas faces expostas da estrutura, fazendo uma distinção em relação ao macroclima, entendido como as condições climáticas gerais da região geográfica onde a mesma se localiza. A investigação precisa das condições climáticas atuantes no espaço que circunscribe a estrutura é importante porque vários fatores, tais como a quantidade de névoa salina, a chuva ácida e os ciclos de gelo-degelo podem ser mais intensos localizadamente, o que pode influenciar decisivamente no desempenho do material.

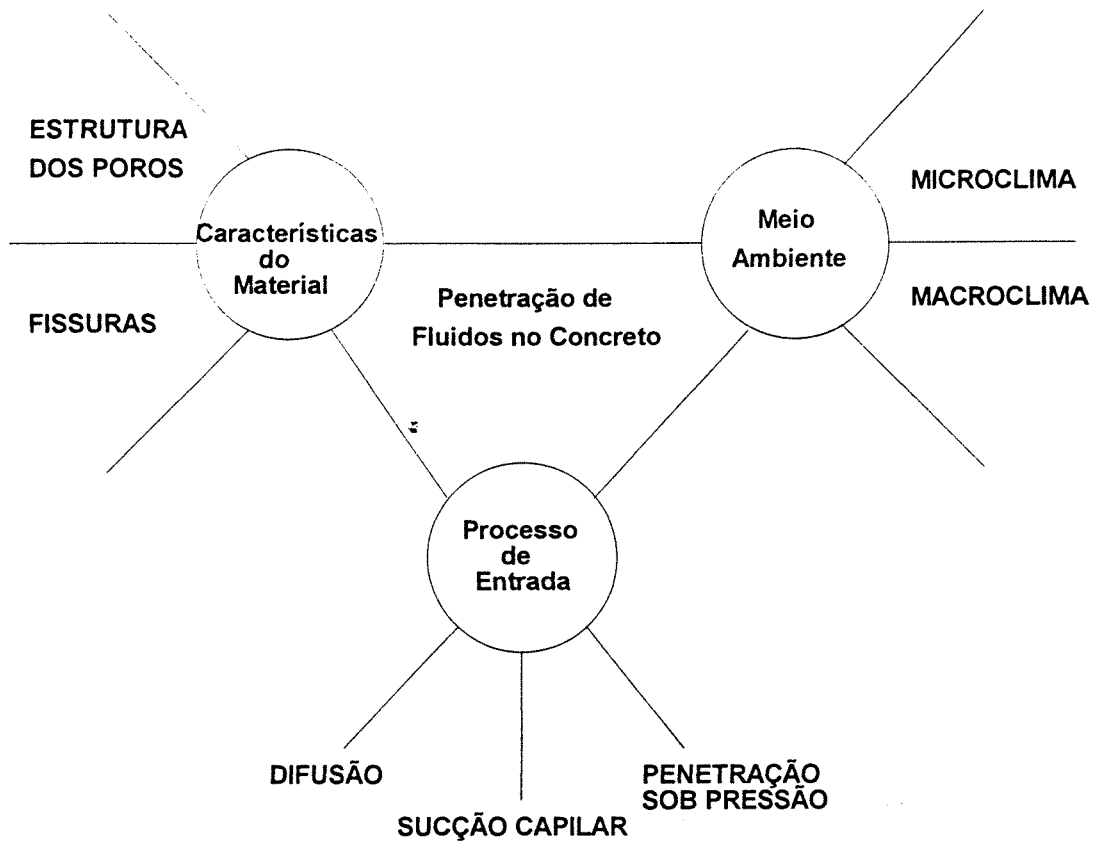


Figura 3.2 - Diagrama esquemático dos condicionantes do processo de transporte de fluidos no concreto.

Usualmente, as condições microclimáticas consideradas como mais influentes são a temperatura, a umidade relativa do ar, a pressão e a concentração de agentes agressivos do meio. Em relação à agressividade dos agentes provenientes do meio, o CEB (1992) ressalta que a capacidade da matriz de cimento de se combinar quimicamente com os íons agressivos é bastante relevante na questão da agressão causada por agentes dissolvidos carreados pela água.

Estudos feitos por KALOUSEK ET AL. (1970) mostram que a matriz é capaz de imobilizar quantidades significativas de cloretos e sulfatos, diminuindo os índices de degradação resultantes. No entanto, PAGE e VENNESLAND (1983), alertam para o fato de que a capacidade de imobilização dos íons é, em grande parte, dependente da composição da solução dos poros, que pode ser influenciada por uma série de fatores, como o tipo de cimento ou o emprego de adições. É necessário, portanto, promover investigações detalhadas sobre a ação deletéria de cada substância sobre cada tipo específico de concreto, resultante de uma combinação particular de determinadas variáveis.

O programa experimental desta dissertação, descrito no capítulo 5, busca seguir esta linha de pensamento e investiga a ação agressiva do íon sulfato sobre concretos confeccionados com cimentos tipo portland comum e portland pozolânico, com diversos teores de adição de microsilica.

O segundo fator influente no processo de permeação de fluidos no concreto são as possibilidades de acesso do corpo, que podem ser entendidas como uma medida da resposta que a estrutura de poros e as fissuras vão oferecer à ação dos mecanismos de transporte da água, representada usualmente por coeficientes que definem qual a taxa de fluxo de fluido que pode permear a estrutura durante um certo período de tempo. Este tópico vai ser discutido em maior profundidade no item 3.3.2.

Por fim, os mecanismos de transporte são as formas pelas quais os fluidos vão penetrar no concreto, e estão melhor definidos no item a seguir. Destaca-se o fato de que será adotada a nomenclatura de processos de transporte, empregada por ROY (1986).

3.3.1 PROCESSOS DE TRANSPORTE DE FLUIDOS NO CONCRETO

Neste item serão abordados os processos pelo qual os fluidos, como a água e o ar, penetram e se movimentam no interior do concreto. DHIR (1989) ressalta a importância do estudo das grandezas influentes nestes processos de permeação de fluidos, devido à sua importância na avaliação e mensuração da possibilidade de ingresso de agentes agressivos dissolvidos.

Segundo o CEB (1992), os processos de transporte pelos quais a água pode penetrar no concreto são conhecidos como difusão, sucção capilar e penetração de água sob pressão. Cada processo está associado a uma propriedade do material que define as possibilidades de acesso características do corpo, denominadas respectivamente de difusividade, absorção e permeabilidade. Estas propriedades serão discutidos no item 3.3.2.

Numa mesma estrutura, o ingresso de água pode ser governado por mais de um mecanismo de entrada, como no caso de estruturas semi-enterradas ou de estruturas onde o nível de água ou de saturação varia ao longo do tempo.

A figura 3.3 mostra uma divisão padrão de uma estrutura marinha em zonas com diferentes condições de exposição, indicando quais os processos de transporte principais atuantes em cada uma delas. A seguir serão descritas brevemente as características de cada um dos processos de transporte.

3.3.1.1 Difusão

A difusão pode ser entendida como o mecanismo pelo qual o fluido se movimenta em função da existência de um gradiente de temperatura/umidade ou de um diferencial de potencial químico (concentração diferencial de soluto). Em muitos casos estes gradientes atuam simultaneamente, gerando interferências destrutivas ou construtivas, que facilitam ou dificultam a movimentação do fluido em certas direções.

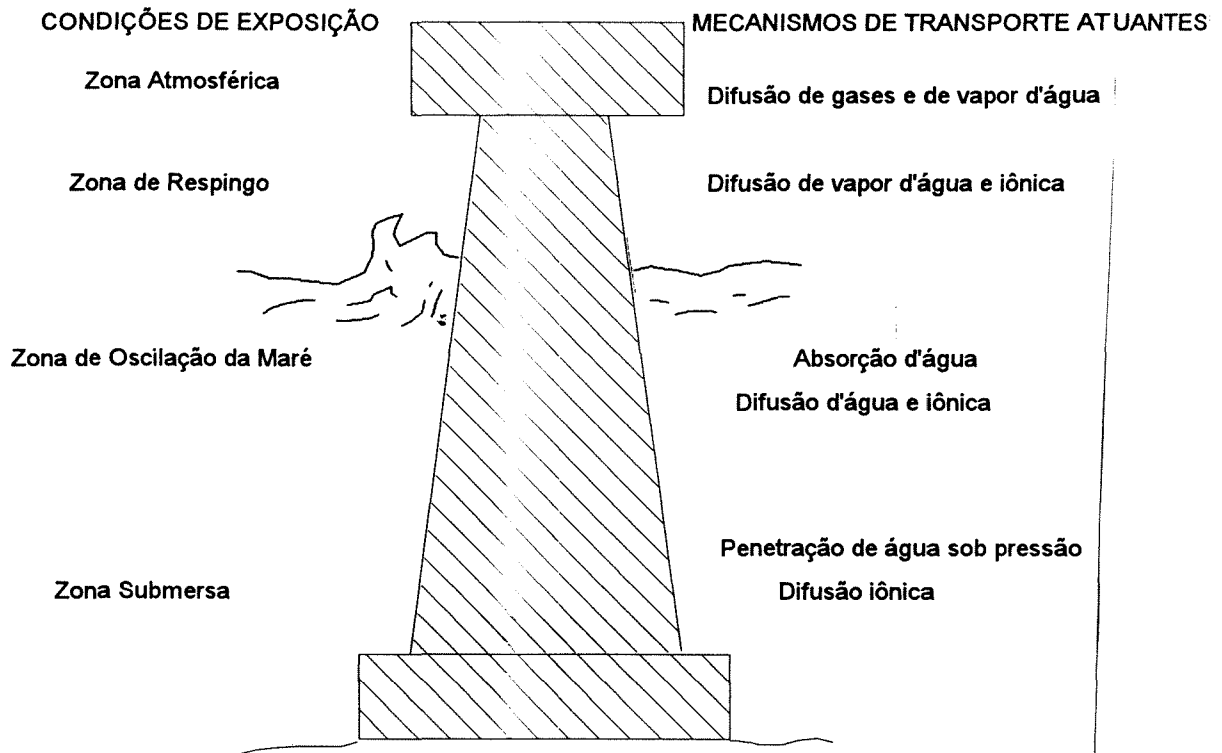


Figura 3.3 - Diagrama esquemático de uma estrutura marinha mostrando os processos ou mecanismos de transporte atuantes. (Adaptado de Clarke, 1986)

O mecanismo de difusão é normalmente associado à movimentação de gases, mas em alguns casos o ingresso de água no estado líquido no concreto pode ser considerado como sendo governado por este mecanismo.

No tocante à movimentação de íons, FELDMAN (1986) afirma que a penetração de íons de cloro e sulfato é basicamente governada pelo mecanismo de transporte da difusão e ressalta, baseado em LAWRENCE (1986) que a difusibilidade de um corpo pode ser relacionada com os parâmetros da estrutura dos poros.

Com respeito aos gases, o mecanismo da difusão é de fundamental importância no desenvolvimento dos fenômenos de carbonatação e de corrosão de armaduras, visto que estes envolvem, respectivamente, a difusão de gás carbônico e de oxigênio.

Um fator que vai influenciar diretamente na difusão de gases é o conteúdo de umidade do concreto, que vai depender da umidade relativa do ambiente no qual se insere o material. O CEB (1992) relata que, 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.

3.3.1.2 Sucção Capilar

O fenômeno da capilaridade é explicado, segundo o CEB (1992), pelo fato de que as moléculas existentes nas superfícies dos poros do concreto apresentam uma capacidade energética latente devido à ausência de ligação com moléculas adjacentes - efeito de extremidade, o que acarreta a adesão, às paredes dos poros, das moléculas de vapor presentes no interior dos mesmos, gerando o fenômeno conhecido como adsorção.

A tendência a adsorver água vai provocar, se houver um suprimento de água disponível, uma sucção da água para o interior dos poros. Quando os raios dos poros são muito pequenos este fenômeno pode ocasionar uma considerável elevação do nível de água - como mostra a figura 3.4. - gerando o efeito conhecido como ascensão capilar.

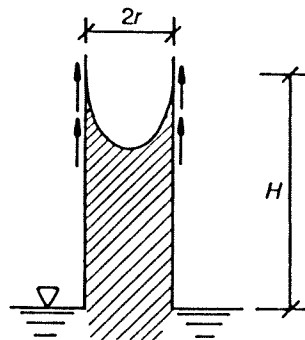


Figura 3.4 - Representação da ascensão capilar. (CEB, 1992)

Segundo HELENE (1993), a ascensão capilar pode ser modelada através da formulação da lei de JURIN:

$$H = (2 * \mu) / (r * \gamma) \quad (\text{EQ. 3.1})$$

onde: H é a altura ou penetração de água no capilar, em metros

μ é a tensão superficial da água, em kg/m ($\sim 75 \times 10^{-4}$)

r é o raio do capilar, em metros e,

γ é a massa específica da água, em kg/m³

A altura de ascensão capilar vai depender do estabelecimento de um equilíbrio entre a força de atração da energia superficial e a ação da gravidade sobre a massa de água ascendente. Portanto, até atingir o equilíbrio, o fenômeno se comporta de tal forma que a velocidade de ascensão diminui com a altura.

É importante ressaltar que a sucção capilar ocorre também no sentido horizontal. Porém, neste caso, a profundidade de penetração não vai ser influenciada pela gravidade, apenas pelas características da água, pela estrutura de poros, pela manutenção do suprimento de água e pelo tempo.

Segundo HO e LEWIS (1987), a taxa de absorção de água causada pela sucção capilar é, nas estruturas expostas ao ar, um valioso indicativo da estrutura de poros do material. Segundo estes autores, uma absorção rápida indica a existência de capilares de grande diâmetro, enquanto uma absorção lenta denota a existência de capilares menores. Na seção 3.2 são apresentados os limites de diâmetro que determinam os poros denominados "capilares".

A avaliação quantitativa do fluxo de água gerado pelo fenômeno da capilaridade é bastante difícil. O poros capilares formam um emaranhado de pequenos canais de seção extraordinariamente variável, tão complexos e numerosos que a melhor maneira de considerar sua atuação é admitir que a passagem de água comporta-se de maneira semelhante a um fluxo de eletricidade ou de calor através de um condutor.

3.3.1.3 Penetração de Água sob Pressão

O mecanismo de penetração de água sob pressão é caracterizado pela existência de um gradiente hidráulico que força a entrada da água no concreto. Este caso se constitui no mais típico para a medição da propriedade do concreto denominada permeabilidade, que vai ser melhor discutida no item 3.3.2.

Geralmente admite-se que o fluxo de água no interior de um material poroso obedece à lei de Darcy, onde a vazão é dada pela equação 3.2

$$Q = (V * s) \quad (\text{EQ. 3.2})$$

onde:

s = seção transversal do material poroso

V = velocidade do fluxo, dado pela expressão $k * i$, sendo k o coeficiente de permeabilidade e i o gradiente hidráulico.

O coeficiente de permeabilidade k pode ser entendido como a taxa de fluido transmitido, sob condições constantes de temperatura e umidade relativa do ar, através de 1 unidade de comprimento do material em 1 unidade de tempo, induzida por uma diferença unitária na pressão com que o fluido é aplicado em uma área unitária do corpo. O fluido pode ser um gás ou um líquido, estando o coeficiente de permeabilidade medido estritamente associado à este fluido. Como se pode perceber, é necessário, para calcular k , que haja fluxo através do material. Aliás, a lei de Darcy presume a existência de um fluxo laminar e permanente.

Porém, em alguns casos, quando se trabalha com concretos de permeabilidade muito baixa, o tempo necessário para se obter este estado de fluxo contínuo de água através do corpo de prova pode ser muito elevado. Nestes casos se considera a possibilidade de controlar apenas a profundidade máxima de penetração de água, o que originou uma linha de ensaios específica. Dentro do escopo desta linha foi escolhido, para fazer parte do programa experimental, o ensaio de penetração descrito na NBR 10787 (1989) - "Concreto endurecido - Determinação da penetração de água sob pressão", que é detalhado no capítulo 5.

3.3.2 PROPRIEDADES DE ACESSO CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL

Conforme foi visto previamente, existem três processos de entrada de fluidos no concreto: difusão, sucção capilar e penetração de água sob pressão. No item 3.2 verificamos como se organiza a estrutura de poros do concreto. A entrada de água no concreto vai ser dependente da interação destes dois fatores, de forma que se pode definir três propriedades do material associadas com a permeação de fluidos: difusividade, absorção e permeabilidade. A seguir é apresentada uma breve revisão sobre estas propriedades.

3.3.2.1 Difusividade

A difusividade é a propriedade que indica qual o fluxo de gases que pode penetrar no concreto devido ao mecanismo da difusão. A difusividade é uma propriedade especialmente importante na avaliação do acesso de água sob a forma de vapor, que pode inclusive se condensar no interior do concreto.

Em geral, esta propriedade é menos estudada na engenharia civil que a permeabilidade ou a absorção, porém existem situações específicas em que o conhecimento da difusividade pode ser um parâmetro de projeto fundamental. Isto ocorre principalmente quando se planeja construir estruturas para a retenção de substâncias que liberam gases nocivos ou inflamáveis, como no caso de vasos de reatores nucleares ou vasos de estocagem de petróleo.

3.3.2.2 Absorção

A absorção é uma medida da quantidade de água que pode preencher os espaços vazios da estrutura de um material, sob ação de uma pressão atmosférica normal, levando em conta os efeitos da capilaridade, típicos do mecanismo de transporte da sucção capilar. Os espaços vazios que podem ser ocupados são os poros nos quais a água consegue substituir o ar, e que portanto devem ser interconectados e acessíveis, podendo ser denominados de porosidade aberta - vide 3.2.

Segundo HALL (1989), desde o início da década de 80, uma série de artigos começou a aplicar as teorias de fluxo insaturado, originárias dos estudos de mecânica dos solos, aos materiais de construção. Estes estudos mostraram que a absorção de concretos e argamassas de cimento portland pode ser medida de forma repetitiva, e que esta apresenta boa correlação com a composição e a história de cura dos mesmos.

A absorção se distingue da permeabilidade, que é a propriedade medida quando o processo de transporte atuante é o da penetração de água sob pressão, porque a ocupação dos vazios ocorre sem o estímulo de um gradiente de pressão aplicado.

Existem dois tipos de ensaio de determinação da absorção, o ensaio por imersão do material e o ensaio por exposição de uma face, chamado de ensaio de absorção por capilaridade. Durante a realização dos ensaios, pode-se fazer uma estimativa da porosidade, em função da perda de água.

HALL (1989), ressaltando a relevância dos ensaios de permeabilidade em alguns casos, defende a teoria de que os materiais de construção raramente se encontram saturados em condições de uso e que portanto a permeabilidade não é o parâmetro mais adequado para indicar as propriedades de acesso características destes materiais, sendo preferível utilizar os ensaios de absorção. Alguns pesquisadores, em vista dessas considerações, procuraram trabalhar na determinação da capilaridade destes materiais, porém o autor referido descarta esta possibilidade, alertando que a capilaridade é uma propriedade de difícil determinação, e que não clarifica totalmente o fenômeno.

Quanto à avaliação dos resultados dos ensaios de absorção, é importante considerar a influência de fatores como o conteúdo inicial de água, a temperatura e as propriedades do fluido permeante nos resultados obtidos.

3.3.2.3 Permeabilidade

Entende-se permeabilidade como a expressão quantitativa do fluxo de fluidos através de um material poroso sob ação de um gradiente hidráulico. HOVER (1987) a define como a taxa segundo a qual a água e outros líquidos podem "fluir" através do concreto. Deve-se observar que o parâmetro permeabilidade está relacionado com o mecanismo de transporte da penetração sob pressão, descrito no item 3.3.1.3. Desta forma, a taxa calculada, denominada coeficiente de permeabilidade, k , é dependente da pressão exercida.

HO e LEWIS (1987) ressaltam que o enfoque mais estrito sobre o conceito de permeabilidade está relacionado com o fluxo de um líquido através de um material sob ação de um diferencial de pressão, e citam GLANVILLE, que definiu permeabilidade como uma propriedade associada à passagem de um líquido através de um material, sendo distinta em relação à penetração de umidade por meio de absorção decorrente da sucção capilar. DHIR (1989) demonstra sua concordância com este enfoque ao definir permeabilidade como a facilidade com que um fluido pode atravessar um sólido, sob ação de uma diferença de pressão existente entre as superfícies opostas do material.

Este enfoque associa a permeabilidade diretamente ao mecanismo de transporte da penetração de água sob pressão. No entanto, segundo DHIR ET AL. (1986), é frequente na linguagem prática a adoção de uma conceituação mais ampla sobre o termo permeabilidade, que engloba os mecanismos de sucção capilar e difusão.

Quanto à relevância dessa propriedade, diversos pesquisadores, entre eles FELDMAN (1986) e CABRERA e LYNSDALE (1988), não hesitam em afirmar que a permeabilidade é, provavelmente, o mais importante fator com relação à durabilidade. HOVER (1987) relaciona diretamente os dois conceitos ao afirmar que quanto mais permeável for o concreto, menor é a sua durabilidade. GJORV ET AL, citados por HUSTAD ET AL (1989), afirmam que a permeabilidade do concreto é provavelmente tão importante para a durabilidade quanto a resistência à compressão o é para o comportamento mecânico em geral do concreto.

O concreto é, fundamentalmente, um material formado pelo endurecimento de uma pasta de cimento e água que envolve e encapsula uma grande quantidade de agregados (areia e pedra britada ou pedregulhos). Em contato com a água os compostos do cimento desenvolvem reações químicas complexas gerando os produtos de hidratação. A heterogeneidade decorrente das variações de textura superficial e geometria das partículas proporcionam, segundo SWAMY, citado por ISAIA (1990), defeitos nas ligações entre a matriz de cimento hidratado e os agregados, representados por descontinuidades de contato sólido-sólido tais como vazios, falhas ou fissuras, geralmente causadas pela exsudação, segregação ou variações termo-higrométricas. Esses defeitos, inatos ao concreto, especialmente quando ocorre abundância de água durante a hidratação, vão exercer grande influência na definição da permeabilidade real do concreto.

Os parâmetros que definem a permeabilidade são, segundo MAIDA e CAMPITELLI (1983), a geometria dos vazios; a viscosidade do líquido, a diferença de pressão existente; a espessura do material; a composição e natureza da água; o tempo - que influencia na hidratação dos compostos - e a presença de ar nos poros do material.

Quanto à associação com as propriedades do concreto, McCURRICH (1986) afirma que a permeabilidade é influenciada pelo grau de compactação, pela geometria da seção e por outros fatores inerentes ao processo de produção do concreto, como a colocação do mesmo nas formas e o tipo de adensamento. GLANVILLE, citado por MAIDA e CAMPITELLI (1983), já apresentava um diagrama com os fatores influentes durante a fabricação do concreto.

Recentemente os estudos sobre permeabilidade ganharam novo impulso, a partir do momento em que se admitiu que mesmo um concreto que apresente um desempenho satisfatório sob condições normais de exposição pode ser inadequado quando utilizado em estruturas sujeitas a ambientes mais agressivos, tais como os verificados em barragens, construções à beira-mar ou off-shore, pontes e garagens onde são empregados sais de degelo.

Além disso, a utilização de recipientes de concreto para a estocagem de dejetos tóxicos ou radiativos incrementa a necessidade de contar com um concreto impermeável, ou o mais próximo que se consiga disto. Considera-se, inclusive, que para ambientes muito agressivos, uma baixa permeabilidade pode compensar a não utilização de cimentos especiais, que seriam potencialmente mais aptos para resistir ao ataque químico.

Um dos fatores mais importantes a considerar quando se discute a influência da permeabilidade na durabilidade é a colocação, ressaltada por DHIR (1989), de que a região mais importante para a penetração de água é a camada superficial do concreto. Segundo este pesquisador, é a qualidade da camada superficial que garante a proteção físico-química contra o ingresso de agentes agressivos líquidos e gasosos oriundos do meio ambiente circundante.

Esta região, denominada de concreto de cobrimento por DEWARS, citado por CLARKE (1986), é considerada pelo autor como sendo caracterizada por uma qualidade inferior, devido a problemas de compactação, acúmulo de água, etc. A figura 3.5 ilustra esta concepção.

O estudo desta região, que se constitui na barreira principal à agressão química, é de fundamental importância na determinação do desempenho do concreto, e é por isso que, no programa experimental descrito no capítulo 5, optou-se por realizar o ensaio de penetração de água sob pressão sobre a superfície natural do concreto, obtida pelo contato com a forma de compensado resinado, sem corte ou tratamento superficial. Desta forma esperava-se avaliar o efeito da porosidade natural, bem como os defeitos típicos da região de cobrimento, tais como fissuras de retração ou concentração de nata.

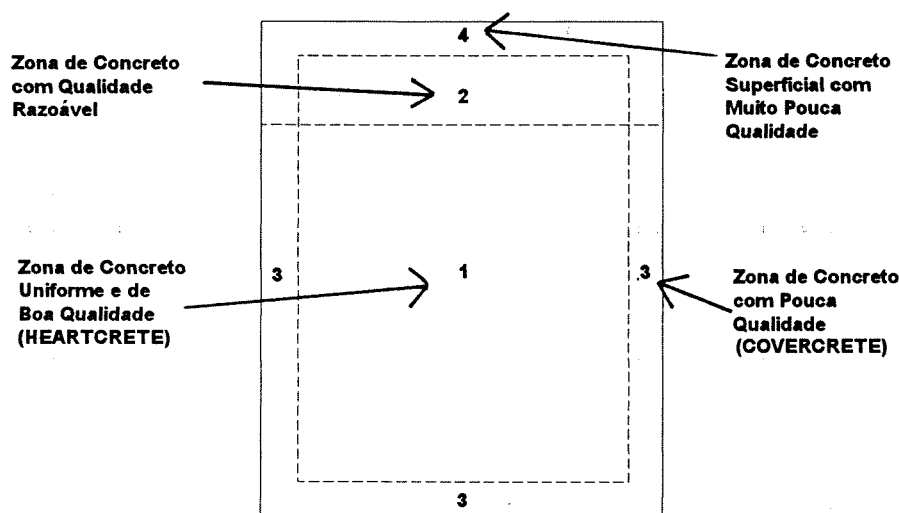


Figura 3.5 - Representação esquemática das diferenças de qualidade entre o concreto do núcleo e o concreto de cobrimento de uma viga. (Adaptado de CLARKE, 1986).

Sabe-se que a permeabilidade está estreitamente relacionada e é dependente da porosidade, no entanto é importante ressaltar as diferenças entre elas, como salienta McCURRICH (1986). Por exemplo, um concreto leve, com grande número de vazios resultantes da incorporação intencional de ar, pode apresentar uma alta porosidade e uma baixa permeabilidade, pois estes vazios não são necessariamente interconectados, além de atuarem como câmaras de descompressão, reduzindo também a sucção capilar. Já em materiais com uma microestrutura densa, porém com poros conectados, pode ser observada uma alta permeabilidade.

OBERHOLSTER (1986) destaca a necessidade da realização de pesquisas com o objetivo de clarificar o efeito da porosidade na permeabilidade e na difusibilidade de água. HUGHES (1985) salienta que a correlação entre porosidade e permeabilidade têm sido estudada em profundidade, mas que ainda não se estabeleceu uma relação suficientemente clara, de forma a que se possa desenvolver modelos confiáveis de previsão do comportamento.

Um dos principais motivos pelo qual é difícil fazer essa associação é o fato de que a presença de fissuras provoca a majoração da permeabilidade, sem incrementar a porosidade. Ou seja, em situações reais, a permeabilidade, e conseqüentemente a durabilidade, pode ser muito mais dependente da microfissuração causada pelo processo de produção e de cura do que da estrutura de poros da pasta de cimento endurecida.

3.4 ENSAIOS DE AVALIAÇÃO DA MOVIMENTAÇÃO DE ÁGUA

Examinando os diversos experimentos documentados na bibliografia, verifica-se que, basicamente, os testes para avaliação da movimentação de água no concreto diferem em dois aspectos:

- 1) A natureza do fluido permeante, que pode estar no estado líquido (usualmente água) ou gasoso.
- 2) Se o ensaio é realizado sob condições severas (aplicação de um diferencial de pressão ou de um potencial químico) ou sob condições normais.

Dependendo da combinação destes aspectos, o mecanismo de transporte que governa a entrada dos fluidos é diferente. Por exemplo, nos testes com gases o mecanismo dominante é a difusão. Já nos testes com líquidos a penetração de água é o principal mecanismo quando ocorre a aplicação de pressão, enquanto a difusão e a capilaridade são mais importantes quando a permeação da água se dá sob condições atmosféricas normais.

Existe porém um problema relevante que se constitui na falta de padronização dos procedimentos dos testes. Uma comissão da Concrete Society britânica vêm tentando estudar os melhores métodos de ensaio, e propôs a sua classificação em três grupos, de acordo com as características de permeação:

- Absorção e efeitos capilares
- Permeabilidade sob diferencial de pressão
- Difusão iônica e gasosa

No presente trabalho se adotará esta divisão, fornecendo-se a seguir informações breves sobre os tipos de ensaios mais comuns em cada categoria, procurando clarificar suas vantagens e limitações.

3.4.1 Ensaio de Absorção e Capilaridade

Os ensaios de absorção são caracterizados pela utilização de um fluxo de água num corpo não saturado, e são muito suscetíveis a variações em três fatores: a umidade do corpo de prova, a temperatura e as propriedades do fluido. Portanto, estes fatores devem ser controlados durante a execução deste tipo de ensaio. A seguir são descritos os ensaios mais usuais:

- **Ensaio de Absorção Inicial (ISAT)**

O ensaio de absorção inicial, conhecido como ISAT (Initial Surface Absorption Test) é o ensaio recomendado pela norma inglesa BS 1881/ 70. Uma das vantagens deste teste é de que o mesmo pode ser realizado "in loco", e permite a avaliação das condições da superfície do concreto, que é a região mais importante no que diz respeito à sua estanqueidade.

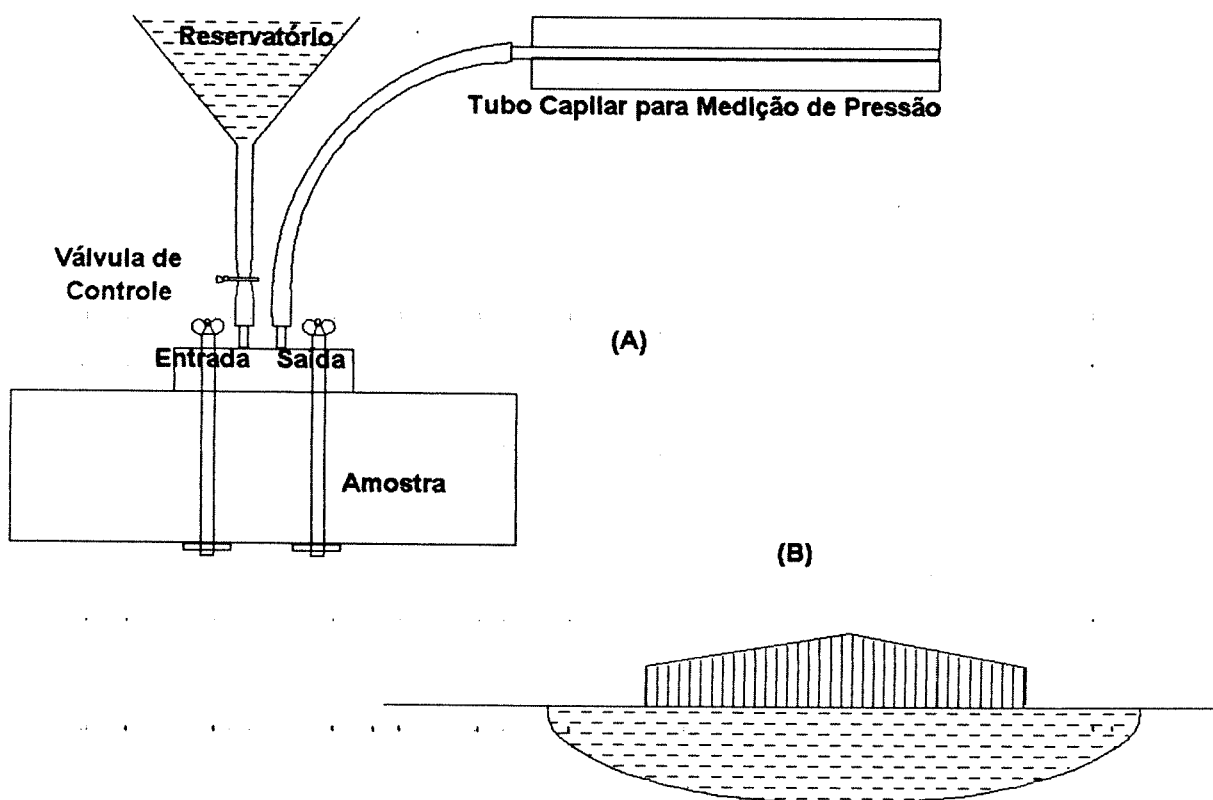


Figura 3.6 - Diagrama esquemático do ensaio ISAT. (a) Aparelhagem de ensaio. (b) Forma elipsoidal gerada pela sucção de água, com expansão lateral. (Adaptado de HALL, 1989).

Neste ensaio um reservatório circular ou quadrado de água é fixado à superfície de um corpo de prova, de acordo com a figura 3.6, sendo mantida uma pressão constante correspondente a uma coluna de água de 200 mm. Depois de cheio, o reservatório é fechado e se controla o ingresso de água no corpo com auxílio de um menisco capilar, sendo calculada a taxa de absorção durante um período de tempo de até 2 horas. No caso de medições a campo recomenda-se que o ensaio seja efetuado depois de um período mínimo de 48 horas sem precipitação pluvial.

Uma das condicionantes de ensaio é que o fluxo de água não é unidirecional, o que torna a análise mais complexa. Na realidade, temos uma fronteira úmida que se desenvolve radialmente a partir do centro do reservatório, e que se propaga tanto verticalmente quanto lateralmente. HALL (1989) salienta que a taxa de absorção, que originalmente foi considerada por LEVITT como constante e igual a $t^{1/2}$, na realidade se comporta de acordo com uma equação t^n . DHIR ET AL. (1987) calculam que o valor de n fique em torno de 0.3 - 0.4.

• Ensaio de absorção por imersão

Este ensaio é o preconizado pela norma NBR 9778/86¹ e foi um dos escolhidos para compor o programa experimental descrito no capítulo 5. Neste tipo de ensaio o corpo de prova, em estado seco, é colocado dentro de um recipiente com água, sendo então monitorado o ganho de peso causado pela absorção.

Neste tipo de ensaio o mecanismo dominante é o da sucção capilar. No entanto, como o corpo se encontra submerso, ocorre em pequena intensidade a penetração de água sob pressão. Para obter a condição de estado seco, os corpos de prova são geralmente submetidos à secagem em estufa à temperatura de 105°C. Alguns autores, como DAY e MARSH (1988), alegando que este procedimento pode gerar o aparecimento de uma fissuração de origem térmica ou o colapso da microestrutura, adotam outros processos de secagem, como a substituição por solventes ou a exposição, durante o tempo necessário para obter constância de peso, a temperaturas próximas de 50°C.

• Ensaio de absorção por capilaridade

Este ensaio é preconizado pela norma brasileira NBR 9779/86 e se caracteriza pelo fato de que, ao contrário do que acontece no ensaio de absorção por imersão, o único mecanismo de transporte atuante é o da sucção capilar. Neste ensaio uma das faces do corpo de prova é colocada em contato com uma lâmina de água em repouso, sendo monitorado o ganho de massa em função da absorção de água causada pela sucção capilar.

3.4.2 Ensaio de permeabilidade sob diferencial de pressão

Segundo McCURRICH (1986), o crescente reconhecimento da importância do papel da permeabilidade na durabilidade do concreto têm incentivado a realização e o desenvolvimento de ensaios na área, com a obtenção de resultados significativos. É importante agora atingir um nível de confiança nestes resultados que permita, a partir da análise das informações obtidas, o aperfeiçoamento das técnicas de redução da permeabilidade.

O mesmo autor relata a existência de inúmeros testes de permeabilidade, desenvolvidos e empregados em investigações laboratoriais diversas. No entanto, ressalta a inexistência de publicações que reúnam os dados disponíveis, assim como alerta para a heterogeneidade observada nos critérios, unidades e parâmetros dos diversos experimentos realizados.

¹ Esta norma se encontra em fase final de revisão.

Segundo VUORINEN (1985), dois grupos principais de ensaios de avaliação de permeabilidade podem ser identificados:

- i. Os assim chamados "**Output methods**" ou métodos de saída, nos quais se procura atingir um estado de fluxo contínuo através do corpo, registrando a vazão. Neste caso os ensaios são comumente denominados ensaios de permeabilidade.
- ii. Os "**Input methods**", ou métodos de entrada, onde a variável de controle é a profundidade de penetração da água no concreto. Estes ensaios são usualmente denominados de ensaios de penetração de água sob pressão.

Nos métodos de saída a determinação do coeficiente de permeabilidade K é usualmente efetuada de forma direta, através da utilização de um permeâmetro, o qual mede a quantidade de água que passa por uma seção determinada, durante uma hora, sob um gradiente hidráulico constante. Nos métodos de entrada o coeficiente só pode ser obtido indiretamente, através de correlações com a profundidade máxima de penetração. Esta linha de ensaios, segundo MAIDA e CAMPITELLI (1983), foi desenvolvida a partir de estudos de MURATA (1965) e VALENTA (1970), que buscavam reduzir o tempo de ensaio dos métodos de saída, visto que para concretos pouco permeáveis a obtenção de fluxo contínuo é muita demorada, sendo muitas vezes impraticável.

O objetivo dos ensaios de entrada não é a medição da permeabilidade K , e sim da penetração máxima, porém, utilizando a teoria da difusão para simular a penetração de água sob pressão no concreto, VUORINEN (1985) apresenta uma formulação para obtenção do coeficiente de permeabilidade a partir de testes de penetração, a qual mostrou uma boa correlação com os resultados de medições diretas de K , e que consiste em:

$$K = (0.40 * \alpha * x^2) / (h * t) \quad (\text{EQ. 3.3})$$

onde: α é um coeficiente relacionado com a porosidade aberta;
 x é a penetração de água, em metros;
 h é a pressão aplicada, em metros, e
 t é o tempo de aplicação da pressão, em segundos.

Diversos relatos de pesquisas alertam para o fato de que não se consegue obter uma precisão razoável na definição do coeficiente de permeabilidade devido ao grande número de fatores que intervêm na cinética do processo. Segundo HUGHES (1985), não raro os resultados de ensaios de permeabilidade apresentam coeficientes de variação da ordem de 70 a 100%. Este problema também é ressaltado por MAAGE e SELLEVOLD (1987) e HOOTON (1988), que realizaram experimentos onde a variabilidade foi bastante elevada. No entanto, apesar da variabilidade, os autores ressaltam que devem ser avaliadas as tendências gerais observadas no ensaio, as quais podem oferecer informações importantes.

Segundo CABRERA e LYNSDALE (1988), apesar da importância da permeabilidade na avaliação da facilidade com que líquidos, gases e substâncias deletérias como cloretos, sulfatos e dióxido de carbono podem penetrar no concreto, as normas britânicas não especificam técnicas de medida ou valores limite para a permeabilidade como parte dos critérios de projeto de estruturas de

concreto, assim como não prescrevem a realização de nenhum teste para avaliar as possibilidades de acesso características do material, fato ressaltado por DHIR ET AL. (1989).

A norma alemã DIN 1048 é uma exceção neste contexto, segundo McCURRICH (1986), pois prevê a utilização de um ensaio de penetração de água sob pressão para controlar a qualidade e adequação do concreto. Como já foi discutido, nota-se nas novas normas européias uma tendência de reversão desta situação, e inclusive no anteprojeto da ENV-206 (KIRKBRIDE, 1989) é prevista a realização obrigatória de ensaios de permeabilidade para determinar a qualificação de um concreto. Uma das razões que dificultam a normalização é o fato de que não se conseguiu definir um teste de permeabilidade que cobrisse todas as possíveis condições de exposição a que o concreto pode ser submetido e que não acarretasse dificuldades no tocante à preparação dos corpos de prova, especialmente porque a umidade inicial do corpo de prova é um fator muito influente nos resultados dos testes, sendo considerada por DHIR ET AL (1989) como a principal causa da baixa reprodutibilidade dos mesmos.

Segundo CLARKE (1986), existem muitos testes e nem sempre os resultados obtidos são compatíveis, mas o autor relata que a Concrete Society, entidade britânica, no seu relatório "Permeability Test of Site Concrete - a Review of Methods and Experience", propõe a utilização de faixas de caracterização de permeabilidade em categorias de baixa, média e alta permeabilidade.

Um problema importante que pode ocorrer nos ensaios de permeabilidade é que a existência de um diferencial de pressão imposto para o estabelecimento do fluxo de água pode gerar um fenômeno de destruição de parte da estrutura da parede dos poros, libertando partículas que podem ser carreadas e que podem sedimentar, bloqueando parcialmente os capilares, e obstruindo o fluxo. Além disso, a presença de água nos poros pode dar origem a uma hidratação tardia do cimento que permaneceu anidro. Esta conjunção de fatores pode levar ao estabelecimento de coeficientes de permeabilidade que diminuem ao longo do tempo, como é relatado por DHIR ET AL. (1986, 1989).

• *Ensaio de Saída (Output)*

Existem inúmeros equipamentos, denominados permeômetros, que permitem a realização de ensaios de permeabilidade. Todos apresentam certa semelhança e são constituídos basicamente de um sistema de injeção de água sob pressão, com possibilidade de medição do fluxo de entrada e saída. A lateral do corpo deve ser selada para impedir o fluxo lateral, o que se constitui num dos principais problemas operacionais. Um dos equipamentos mais tradicionais é o proposto pelo Bureau of Reclamation, descrito na figura 3.7, que prevê a aplicação de uma pressão de 2.8 MPa durante 500 horas. Segundo MAIDA e CAMPITELLI (1983), outras organizações adotam procedimentos similares, como o Corps of Engineers americano e a CESP, que desenvolveu o seu ensaio durante a construção de Itaipu. A norma brasileira NBR 10786/88 prescreve a realização de um ensaio desta natureza.

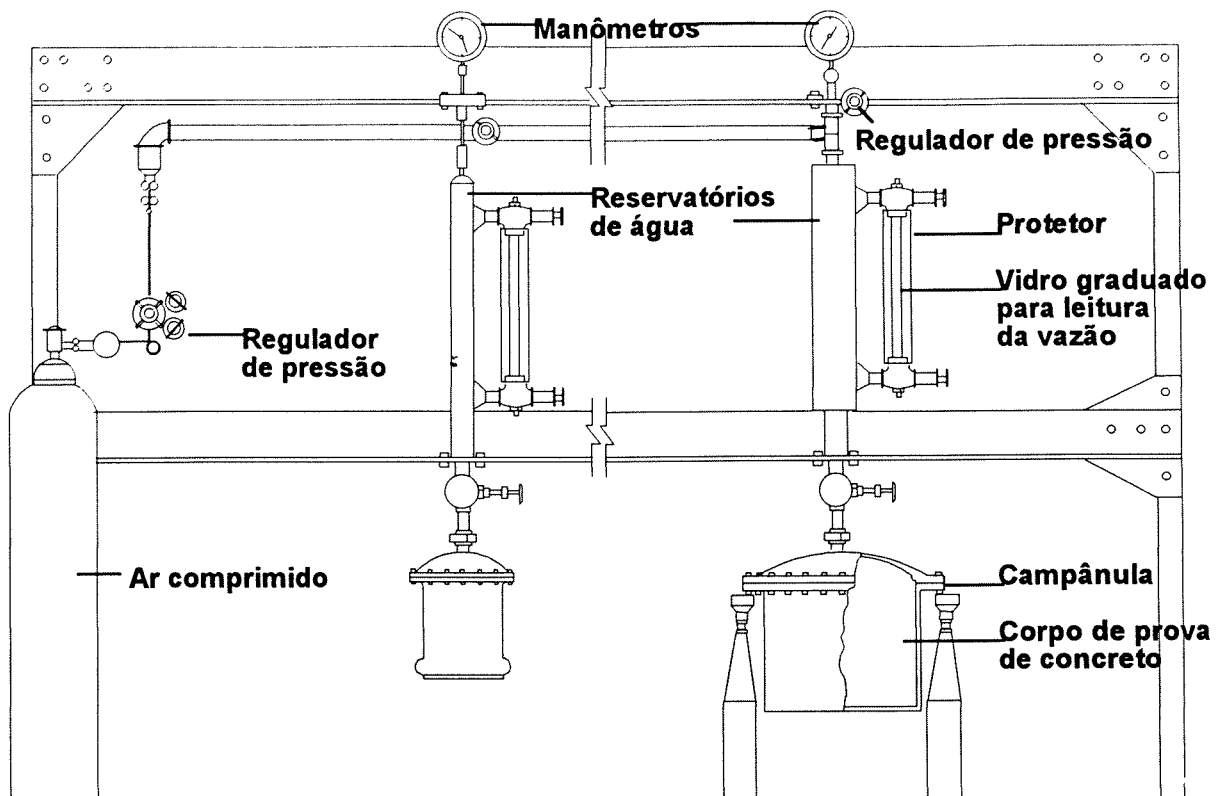


Figura 3.7 - Diagrama do equipamento de permeabilidade do Bureau of Reclamation.

Os maiores problemas associados aos ensaios de permeabilidade são a falta de estanqueidade do equipamento e os efeitos que aparecem junto às extremidades do corpo de prova, onde o fluxo sofre perturbação. JEFFERIS e MANGABHAI (1988) preferem a utilização de um permeâmetro com fluxo dividido, alegando que desta forma podem ser obtidas medidas mais confiáveis, sem influência do efeito de extremidade.

Em alguns casos os ensaios de permeabilidade à água são realizados numa condição tri-axial, com fluxo de água longitudinal principal e uma pressão lateral positiva de contenção. É o caso do equipamento proposto por BANTHIA e MINDESS (1988). Estes autores empregaram também uma técnica de pré-condicionamento através de ciclo reverso que permitiu uma maior rapidez na obtenção do fluxo de água através do corpo de prova.

• Ensaios de entrada (Input)

Nos ensaios de penetração (métodos de entrada ou de "input") são utilizados equipamentos semelhantes aos dos ensaios de permeabilidade, porém sem contenção lateral e sem controle do fluxo de saída, como é o caso do teste proposto pela RILEM (1984), que foi utilizado no programa experimental e será descrito no capítulo 5. A norma DIN 1048 adota um procedimento muito semelhante. Outro ensaio deste tipo, descrito por ISAIA (1989), é preconizado pela norma sueca VBB, que sugere a aplicação de 0.8 MPa de pressão num período de 24 horas.

• **Ensaio de permeabilidade a gás**

Segundo CABRERA ET AL. (1989), a permeabilidade a gás é o parâmetro mais sensível às condições de cura, e têm várias vantagens sobre os métodos de absorção: rapidez do ensaio e manutenção das condições do corpo de prova durante o teste. O autor afirma que o valor de K_{gas} para este teste pode ser dado por expressões semelhantes a:

$$K_{gas} = \frac{2 * v * l * n * P_2}{A * (P_1^2 + P_2^2)}$$

P_1 = pressão total aplicada
 v = taxa de fluxo ; l = espessura do c.p.
 n = viscosidade do gás (EQ. 3.4)
 A = seção transversal do c.p.
 P_2 = Pressão de início de fluxo

CABRERA e LYNSDALE (1988) propõem um equipamento para medição da permeabilidade a gás baseado na injeção de oxigênio sob pressão, que emprega amostras pequenas e fornece resultados em 30 minutos (Célula de Leeds). Além disso, o equipamento mostrou boa sensibilidade e reprodutibilidade, podendo servir de modelo para ensaios deste tipo.

• **Ensaio de Figg (fluido: oxigênio)**

Este teste consiste na confecção de um orifício com diâmetro de 6mm e profundidade de 30 mm na superfície da peça a ensaiar. Este orifício é selado e esvaziado com uma seringa hipodérmica, sendo então medido o tempo necessário para que o vácuo gerado seja preenchido. O preenchimento do orifício ocorre em função do ingresso de ar das zonas adjacentes, que se difunde através do concreto, movido pelo diferencial de pressão originado.

Segundo McCURRICH (1986), o teste de Figg é um dos mais práticos e adequados para a avaliação "in-situ" do concreto, apresentando ainda a vantagem de operar na região superficial do concreto, que é diretamente responsável pelo seu desempenho.

3.4.3 Ensaio de Difusão Iônica e Gasosa

A seguir serão apresentados alguns dos ensaios de difusão mais empregados. Ressalta-se o problema da nomenclatura, pois a maioria destes ensaios, embora se enquadrem na classificação de ensaios de difusão, é comumente designado através da inclusão do termo permeabilidade, mostrando a falta de precisão que é comum no seu emprego.

• **Ensaio de penetração de cloretos**

O ensaio para determinação da penetração a cloretos é geralmente realizado conforme as prescrições da AASHTO T277 (1983). Este ensaio têm sido utilizado recentemente como um indicativo da durabilidade para concretos com reduzida relação a/c, onde a realização de ensaios de penetração de água sob pressão se torna inviável. É importante ressaltar que este ensaio também provoca alterações microestruturais, devido ao efeito das altas temperaturas e do vácuo acarretados pelos procedimentos de preparação da amostra.

A técnica de ensaio consiste na medição da corrente que passa por um corpo que está sujeito à presença de íons cloreto. A penetração dos íons acontece a partir de uma solução presente num reservatório acoplado ao corpo de prova, e é estimulada através de um diferencial eletroquímico induzido. A norma citada dá uma escala de correntes que classifica os concretos em categorias de maior ou menor durabilidade.

Em alguns casos é interessante saber a quantidade de cloretos que penetrou no concreto. Neste caso, segundo HELENE (1993), pode-se tomar como base o procedimento sugerido na norma AASHTO T260 ou na ASTM C1152 (1992), que prescrevem como deve ser feita a determinação do teor de cloretos numa amostra de concreto.

HELENE (1993) realiza uma revisão sobre os mecanismos de entrada do íon cloreto no concreto, e sugere que o coeficiente de difusão de cloretos pode ser calculado através da segunda lei de Fick:

$$C_p - C_0 / C_s - C_0 = 1 - \text{Erf} (p / 2 \cdot D_{Cl} \cdot t) \quad (\text{EQ. 3.5})$$

- onde:
- C_p é a concentração de cloretos na profundidade p ;
 - C_0 é a concentração de cloretos no interior do concreto;
 - C_s é a concentração de cloretos na superfície do concreto;
 - Erf é a função erro de Gauss;
 - D_{Cl} é o coeficiente de difusão de cloretos, ou difusividade, em m^2/s ;
 - t é a duração de tempo considerada, em segundos.

Quanto à influência das variáveis utilizadas no programa experimental neste tipo de ensaio, McCURRICH (1986) relata que a diminuição da relação água/aglomerante gera uma redução significativa na difusão, e apresenta dados mostrando que um concreto confeccionado com aditivo superplastificante e relação 0.42 apresentou um valor para o coeficiente de difusão de cloretos de $0.7 \times 10^{-12} m^2/seg$, enquanto o traço sem aditivo e com relação a/c 0.52 apresentou um coeficiente de $1.6 \times 10^{-12} m^2/seg$.

• Ensaio de carbonatação (fluido: gás carbônico)

O ensaio de carbonatação é realizado com o intuito de verificar a profundidade de difusão do gás carbônico no concreto. Pode ser realizado em condições ambientais ou em câmaras de carbonatação acelerada. A medição da carbonatação é efetuada de forma indireta, através da medida do pH do concreto com o auxílio de um indicador colorimétrico. É feita uma determinação da região em que o pH sofreu rebaixamento em função da reação do CO_2 que ingressou no material com o hidróxido de cálcio, gerando carbonato de sódio e diminuindo a quantidade de hidroxila hidrolisável.

A técnica de ensaio utilizado consiste na dissolução do indicador - geralmente fenolftaleína - em uma mistura de água e álcool, gerando uma solução que é aspergida sobre uma

superfície recém exposta do concreto. A região que está carbonatada permanece incolor, enquanto a parte que contém hidróxido de cálcio assume uma coloração violácea.

• *Ensaio de difusão de gases*

Ao contrário dos ensaios de permeabilidade de gás, nestes ensaios não é aplicada pressão para forçar o gás através do concreto. DHIR ET AL (1989) descrevem uma célula de transmissão de vapor de água de baixa pressão muito interessante, especialmente porque reproduz com fidelidade as condições de fluxo através do concreto que ocorrem na realidade. HEBENBLAD (1988) também descreve um aparato para medição da difusividade do vapor de água em condições de umidade variável, obtendo valores que variam de $0.19 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (para U.R. = 70%) até $5.37 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (para U.R. > 95%), para um concreto com relação a/c 0.5.

3.4.4 Ensaio de Avaliação da Porosidade

Antes de descrever os ensaios de avaliação da porosidade é necessário ressaltar a colocação de WINSLOW e LIU (1990), de que a estrutura de poros da pasta de cimento é diferente da estrutura de poros do concreto. Esta colocação, embora aparentemente óbvia, é de fundamental importância devido ao fato de que existem muitos ensaios realizados para ambas as situações, e nem sempre, durante a análise dos resultados, esta ressalva é explicitada.

Outra questão importante, colocada por FELDMAN (1988), é que a maioria dos testes de avaliação da porosidade incluem procedimentos que acarretam a secagem do concreto, o que pode provocar a decomposição dos compostos hidratados, causando modificações na porosidade, superfície específica e em outras características do sistema. Nestes casos, mesmo a reidratação do material não consegue restaurar as características da microestrutura original.

• *Intrusão de Mercúrio*

MOUKWA e AITCIN (1988) relatam que a avaliação da distribuição de tamanhos de poros segundo o método de intrusão de mercúrio se tornou peça fundamental da análise microestrutural desde o trabalho de WINSLOW e DIAMOND, publicado em 1970. A partir de então, segundo DIAMOND (1988), ocorreram progressos significativos na técnica de ensaio mas pouco avanço na adaptação da mesma para a pasta de cimento e na obtenção de um consenso sobre o significado dos resultados obtidos.

O ensaio consiste na injeção de mercúrio sob pressão sobre uma superfície de concreto, sendo medida a quantidade intrudida durante vários estágios de pressão crescente. Sabendo as características do mercúrio e presumindo em certo ângulo de contato entre a pasta e o mercúrio pode-se estimar qual o diâmetro máximo dos poros que o mesmo ocupou em cada estágio de pressão, permitindo desta forma obter a distribuição de tamanho de poros (d.t.p.). DIAMOND (1988), relata a existência de algumas dificuldades de utilização do método, relacionadas com a imprecisão inicial na avaliação dos poros maiores e a necessidade de alta pressão para introduzir o mercúrio nos poros muito pequenos.

Além disso, destaca a impossibilidade de determinar com precisão o valor do ângulo de contato entre o mercúrio e a matriz de cimento, pois este varia com a pressão e a natureza dos compostos hidratados, o que faz com que os resultados do ensaio só possam ser analisados em bases comparativas e não absolutas, fato também citado por HUGHES (1985). ABDEL-JAWAD e HANSEN (1988) salientam que o modelo físico utilizado para interpretar os resultados se baseia em premissas que não são atendidas pela estrutura de poros do concreto, como a de que a forma dos poros seja cilíndrica e que o diâmetro dos poros cresça progressivamente da superfície para o interior do material. Por fim, a assertiva de que a intrusão de mercúrio não prejudica a estrutura de poros não pode ser considerada correta, segundo FELDMAN (1984). Experimentos efetuados por HUGHES (1985) também apontam para esta conclusão, mostrando que os resultados deste ensaio apresentam uma distorção devido a este efeito.

Segundo OKPALA (1989), o diâmetro de intrusão e a pressão se correlacionam segundo a formulação a seguir:

$$P = (4 \gamma \cos \theta) / d \quad (\text{EQ. 3.6})$$

onde:

P = pressão aplicada;

γ = densidade do mercúrio

θ = ângulo de contato

d = diâmetro dos poros intrudidos

Apesar das ressalvas, o ensaio de intrusão de mercúrio é um dos mais utilizados, porque as limitações dos ensaios alternativos são mais graves, segundo DIAMOND (1988).

• **Ensaio de adsorção de nitrogênio**

De acordo com ABDEL-JAWAD e HANSEN (1988), esta é o segundo ensaio de porosidade mais empregado, e também fornece tanto a porosidade quanto a distribuição de tamanhos dos poros. A técnica se baseia no mecanismo de condensação capilar do vapor de nitrogênio nos poros, quando o mesmo é injetado sob pressão (DIAMOND, 1988). Sua principal limitação decorre do fato de que o mecanismo de condensação é ineficaz nos poros superiores a 40 nanômetros, o que limita o alcance do ensaio. Além disso, as técnicas empregadas requerem a secagem do corpo de prova, inclusive com a exposição ao vácuo, o que acarreta o problema de alteração da microestrutura.

• **Ensaio de substituição por solventes**

Segundo FELDMAN (1988), a substituição por solventes é efetuada através da imersão do corpo de prova, em estado saturado com superfície seca, num largo volume de solvente, que lentamente vai substituindo a água existente nos poros. O controle é efetuado através do monitoramento da massa do corpo e a porosidade é calculada a partir da análise da diferença de densidade dos dois líquidos. Os solventes mais utilizados são álcoois, como o metanol, ou solventes orgânicos.

O autor ressalta que esta técnica diminui as perturbações do estado inicial da estrutura do material, porquê não envolve a necessidade de secagem. Alerta porém que os solventes, especialmente o metanol, podem substituir parcialmente a água intersticial, causando modificações na estrutura do gel de silicato e provocando uma queda no módulo de elasticidade. O fato de que a substituição por solvente pode atingir até mesmo a água intersticial é uma das restrições consideradas importantes em relação a este ensaio, visto que os valores medidos de porosidade se apresentam distorcidos, pois não incluem apenas a porosidade acessível, como definido no item 3.2.

• *Ensaio de microscopia óptica*

Uma outra técnica utilizada para medir a porosidade é a observação visual. Neste tipo de ensaio é preparada uma lâmina fina de concreto, que serve para a observação em microscópio ótico ou eletrônico. Usualmente, é efetuada a substituição da água por um solvente contendo corantes, para garantir um melhor contraste e maior visibilidade à amostra e interromper a hidratação. Em alguns casos a amostra é estabilizada através da substituição da água por um adesivo epóxi com corante.

No caso da microscopia óptica, a determinação da porosidade é feita através da contagem dos poros observados na seção. A tendência moderna, segundo SCRIVENER (1988), é a consorciação desta técnica com a de análise de imagens, sendo que neste caso podem ser usadas também imagens de microscópio eletrônico. A imagem é digitalizada e analisada através de um computador, que avalia a quantidade de poros existente.

De acordo com LANGE, JENNINGS e SHAH (1988), esta técnica é interessante porque permite uma análise direta da estrutura de poros. Os principais problemas deste método são a limitação da capacidade de resolução de imagem do computador, que impede a avaliação dos poros muito pequenos, e o problema da dimensão reduzida da amostra, que compromete a sua representatividade estatística, fato também enfatizado por IDORN (1991).

• *Outros Ensaios*

Nos últimos anos foram desenvolvidas outras técnicas de ensaio da porosidade, tais como a ressonância nuclear magnética, o espalhamento semi-elástico de neutrões e o raio-x de baixo ângulo. Estas técnicas têm como principal característica a possibilidade de avaliar a mobilidade da água, permitindo distinguir a água capilar dos demais tipos. Segundo FELDMAN (1988), ensaios levados a efeito com estas técnicas mostraram que parte da água intersticial é evaporável com facilidade e que a secagem a 100°C atinge esta parcela. O autor relata ainda que a técnica de intrusão de hélio, que mede a quantidade dessa substância que penetra no corpo sob uma pressão de 2 atm, foi utilizada para avaliar o comportamento da estrutura de pastas de cimento submetidas a diferentes umidades relativas, e que os resultados apontaram que a retirada da água intersticial provoca um colapso do espaço interlamelar do C-S-H, que pode ser recuperado com a rehidratação do composto. Segundo o autor, isto confirma que o espaço intersticial não deve ser incluído como integrante da estrutura de poros.

3.5 A REDUÇÃO DA MOVIMENTAÇÃO DE ÁGUA NO CONCRETO

Como foi visto no item 3.1, a entrada de fluidos no concreto é diretamente relacionada com a estrutura de poros e as fissuras existentes. Portanto, para reduzir o ingresso de fluidos, principalmente a água, é necessário atuar sobre estes fatores, diminuindo a fissuração e modificando a estrutura de poros, reduzindo a quantidade total de vazios ou aumentando sua inacessibilidade.

O CEB (1992) apresenta uma revisão extensa sobre os tipos de fissura que podem ocorrer em estruturas de concreto armado e indica os procedimentos a adotar em cada caso para evitar seu aparecimento, por isso este trabalho não se deterá nesta análise. Entretanto, considera-se interessante destacar a colocação de MEHTA (1993), que ressalta a importância da estabilidade volumétrica do concreto, salientando que se deve procurar obter um elevado módulo de elasticidade e minimizar as tendências de retração por secagem e as deformações de origem térmica do concreto, o que contribui diretamente para a redução da fissuração.

No tocante à modificação da estrutura de poros, deve-se procurar minimizar a quantidade de macroporos e de poros capilares - vide item 3.2 -, que constituem a porosidade aberta ou acessível. Os macroporos podem ser reduzidos através de cuidados para evitar a incorporação de ar, o que pode ser conseguido também com a utilização de aditivos superplastificantes. Os poros capilares podem ser controlados através da diminuição da relação a/c , sendo neste caso fundamental o emprego de aditivos superplastificantes para manter a trabalhabilidade do material. Além disso, a utilização de adições ativas permite obter bons resultados na redução do tamanho dos poros capilares, através do preenchimento dos mesmos com produtos de hidratação secundários.

De fato, além da redução da fissuração, as duas técnicas mais utilizadas para reduzir a movimentação de fluidos no concreto são a impermeabilização do concreto, que bloqueia o acesso da água, e a utilização de adições minerais, que modificam a estrutura de poros, tornando-a descontínua.

3.5.1 A Impermeabilização do Concreto

A impermeabilização do concreto costuma ser feita principalmente através do uso de seladores ou de películas protetoras, como discutido por CARTER (1991) e ALDRED (1988).

Em alguns casos, a utilização destas proteções especiais é fundamental para garantir a durabilidade do concreto, como por exemplo no caso dos ambientes contaminados com teores muito elevados de sulfatos, conforme vai ser discutido no capítulo 4, onde se apresentam os principais tipos de proteção superficial.

Os maiores problemas deste tipo de técnica estão relacionados com a manutenção da eficiência da proteção, a qual deve ser periodicamente examinada e recuperada.

3.5.2 A ação das adições

Devido à sua grande difusão e ao papel importante que as mesmas apresentam no programa experimental deste trabalho, os efeitos da cinza volante e da microssílica no concreto vão ser enfocados com maior ênfase.

• *cinza volante*

Segundo HUGHES (1985), não existem dados suficientes sobre o efeito, quanto ao ingresso de água, da combinação de cimento e cinza volante (cimento pozolânico). Este fato se constituiu em uma das razões que embasaram o planejamento do programa experimental descrito no capítulo 5. MALHOTRA (1993) reafirma a inexistência de dados sobre o comportamento a longo prazo do cimento pozolânico frente a ataques químicos, mas ressalta que os dados obtidos apontam para um comportamento adequado, semelhante ao da escória.

JOSHI (1987), citando BERRY e MALHOTRA (1982) e MATHER (1982), ressalta que a utilização de cinza causa uma diminuição na quantidade de água necessária para obter trabalhabilidade, reduz o calor de hidratação e diminui a permeabilidade, todos fatores que colaboram para diminuir o ingresso de água.

TENOUTASSE e MARION (1986) realizaram um extenso trabalho de caracterização microscópica de pastas de cimento com adição de cinza volante e concluíram que pode existir uma grande heterogeneidade no comportamento das partículas de cinza, que se reflete na sua reatividade, podendo haver partículas que não reagiram após dois anos de idade. Os autores apresentam um modelo trifásico para a reação pozolânica e mostram que as partículas de cinza podem ser totalmente transformadas em C-S-H, com redução da porosidade.

DHIR ET AL (1986) salientam que existem poucas pesquisas sobre o efeito da cinza volante na permeabilidade, quando consorciada com cimentos de pega rápida. Os autores apresentam dados que indicam a obtenção de uma menor permeabilidade com a utilização de cinza volante, mas ressaltam que parte dessa melhora se dá pela redução no consumo de água que pode ser atingida devido ao aumento na trabalhabilidade que a adição de cinza acarreta. Além disso, a aceleração da pega acarreta um aumento de temperatura que pode favorecer ao desenvolvimento de uma microestrutura mais densa, se for admitida a acurácia das colocações de DIAMOND (1986).

• *Microssílica*

Desde a década de 50 experimentos têm sido realizados visando verificar os resultados da adição de microssílica no concreto, e a análise dos dados obtidos aponta para a existência de um efeito benéfico no incremento da resistência e, mais importante, na redução da movimentação de fluidos no concreto.

Segundo DETWEILER e MEHTA (1989), os efeitos da m.s. têm um caráter físico-químico. As modificações físicas incluem o aumento no fator de empacotamento das partículas

sólidas, o refinamento de poros devido ao incremento dos pontos de nucleação e a diminuição da exsudação, que resulta numa zona de transição pasta-agregado mais resistente. Quanto aos aspectos químicos, a principal alteração é a transformação do CH em C-S-H secundário, com um aumento de volume que acarreta a colmatação parcial dos poros.

Nas primeiras tentativas de utilização de microssílica ocorreram problemas de homogeneização, pois devido à elevada tensão superficial do material, as partículas não ficavam eficientemente distribuídas durante a mistura do concreto. A solução deste problema ocorreu através da utilização de aditivos redutores de água, com efeitos dispersivos. A partir desta consorciação, o emprego de microssílica passou a gerar resultados expressivamente melhores. Inclusive, DIAMOND (1986) defende a hipótese de que o efeito densificador da microestrutura obtido com a adição de microssílica deve ser atribuído à ação conjunta do sistema baixo fator a/c, superplastificante e microssílica. Esta combinação produziria um efeito sinérgico que provoca uma defloculação e uma ação dispersante. Nestas condições, forma-se uma microestrutura mais densa, com cristais menores e mais bem distribuídos.

Segundo SELLEVOLD e NILSEN, citados por MAAGE e SELLEVOLD (1987), foram obtidos resultados indicando que, para níveis de resistência iguais, a adição de microssílica diminui a permeabilidade em relação ao concreto confeccionado com cimento portland comum, fato confirmado por dados de HUSTAD ET AL (1989).

Quanto aos efeitos das adições na possibilidade de acesso de gases, KUMAR e ROY (1986) fizeram experimentos adicionando sílica amorfa superfina, quartzo fino moído, cinza volante com pouco cálcio e escória granulada de alto forno ao cimento portland comum, obtendo geralmente uma redução na difusão iônica.

4 - A AÇÃO DE SULFATOS NO CONCRETO

Segundo TUTHILL (1988), o estudo do comportamento do concreto em ambientes contaminados com sulfatos é antigo, tendo se iniciado antes da década de 20. Desde então se sabe que, nos trechos onde o concreto entra em contato com íons sulfato (SO_4^-), pode ocorrer uma deterioração violenta do material, sendo portanto de fundamental importância adotar medidas para evitar o problema.

A degradação do concreto como resultado da reação entre os compostos de cimento hidratado existentes no concreto e os íons sulfatos oriundos de uma fonte externa e carregados pela água pode assumir duas manifestações distintas:

- expansão do concreto
- perda progressiva de resistência, rigidez e massa

As duas manifestações podem ocorrer concomitantemente, sendo que a predominância de uma delas é função da concentração e da origem dos íons sulfato, assim como da percentagem e constituição química do cimento constituinte do concreto.

Os prejuízos causados por este tipo de deterioração são bastante significativos, segundo CÁNOVAS (1988) e NEVILLE (1975), e a importância dada ao assunto pode ser medida pela afirmativa de DUTRUEL e GUYANDER, citados por CALLEJA (1986), de que aproximadamente 75% de todas as publicações que tratavam com o problema da corrosão do concreto até 1975 se dedicavam à ação dos sulfatos.

O presente capítulo vai procurar discutir esta questão, resumindo os principais pontos sobre o processo agressivo e destacando as questões que motivam as investigações correntes sobre o assunto.

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As primeiras experiências realizadas com corpos de prova expostos a soluções de sulfato, levadas a efeito com o intuito de investigar o fenômeno agressivo resultante desta exposição, indicaram que o conteúdo de Aluminato Tricálcico (C_3A) apresentava correlação com a deterioração provocada pelos sulfatos. Segundo TUTHILL (1988), um extenso programa de testes levados a efeito no início do século, durante a construção de um aqueduto no Rio Colorado (USA), mostrou fortes evidências dessa correlação. A justificativa encontrada para esta constatação é baseada na possibilidade de ocorrência de uma reação entre os íons sulfato externos e os compostos de aluminato provenientes da hidratação dos compostos do cimento, produzindo etringita (trisulfoaluminato hidratado de cálcio). Esta reação acarreta um aumento de volume que gera o tensionamento da matriz e origina a expansão do elemento de concreto.

A partir da análise de resultados dessa natureza foi desenvolvido, já nos anos 30 segundo LAWRENCE (1990), o cimento resistente a sulfatos, que foi criado a partir da redução do teor de C_3A do cimento portland comum. No Brasil, a norma NBR 5737 estabeleceu dois tipos de cimento resistentes à sulfatos ¹:

- cimento de moderada resistência aos sulfatos (MRS), com teor de C_3A limitado a 8%.
- cimento de alta resistência a sulfatos (ARS), com teor de C_3A máximo inferior a 5%.

Diversas estruturas foram construídas com os cimentos resistentes a sulfatos e apresentaram desempenho satisfatório, porém em alguns casos o cimento resistente a sulfatos não funcionou tão bem.

Efetivamente, com o prosseguimento dos estudos na área, verificou-se que os resultados de diversas pesquisas não podiam ser explicados teoricamente de uma maneira adequada. KALOUSEK ET AL (1972), por exemplo, relatam que resultados de pesquisas no Bureau of Reclamation indicavam uma grande variação no desempenho de concretos moldados para resistir à ação dos sulfatos. Alguns traços só resistiam alguns anos, enquanto outros duravam décadas, evidenciando que o fenômeno não podia ser explicado apenas em função da reação sulfato/aluminato.

THORVALDSON, citado por MEHTA (1993), já salientava em 1952 que, embora a formação de cristais de sulfoaluminato e de gesso durante o ataque de sulfatos seja indiscutível, haviam dúvidas sobre se a expansão resultante poderia ser atribuída primordialmente às forças físicas decorrentes da cristalização destas substâncias. O autor sugeria que deveriam ser investigadas algumas hipóteses:

- que as mudanças de volume fossem decorrentes de um mecanismo de expansão e retração dos gels hidratados;
- que as reações químicas envolvidas no ataque acarretariam a destruição de substâncias cimentantes e influenciariam o comportamento dos gels, sendo a formação de compostos cristalinos apenas uma decorrência incidental;
- que o aumento de resistência à expansão causado pela utilização de traços mais ricos não seria decorrente da redução da permeabilidade e sim da formação de condições químicas que manteriam a estabilidade dos gels.

Apesar dos avanços decorrentes das diversas investigações realizadas na área, o panorama de dúvida sobre o mecanismo exato da agressão ainda persiste, e muitos dos pesquisadores que investigam o assunto, como MOUKWA (1990), colocam que o mecanismo de degradação do concreto devido à ação de sulfatos não foi totalmente esclarecido. MEHTA (1983) destaca este fato, ressaltando que o fenômeno químico de formação da etringita não explica adequadamente todas as manifestações físicas inerentes ao ataque de sulfatos. TALERO MORALES

¹ As normas brasileiras atuais, que definem os tipos de cimento, não incluem mais as categorias MRS e ARS.

(1986) relata que grande parte dos trabalhos na área trata da interação sulfato-aluminato tricálcico (C₃A), porém a agressão envolve outras reações químicas importantes.

LAWRENCE (1990) ainda salienta que houve uma necessidade de aprofundar e expandir as pesquisas sobre o ataque de sulfatos a partir da disseminação do uso de cimentos com adições, porque a simples análise química destes aglomerantes compostos não permite estimar com precisão o seu comportamento frente à contaminação química com sulfatos. Segundo o autor, é necessário desenvolver testes de desempenho confiáveis, que forneçam dados de apoio à decisão sobre como enfrentar o problema de ambientes contaminados.

Estas razões justificam os esforços atuais de esclarecimento deste processo de degradação. Desta forma, procurando alertar para o problema dos sulfatos e fornecendo subsídios para escolher qual o melhor concreto para atuar neste tipo de ambiente, pode-se colaborar para que não aconteçam problemas como os registrados em residências construídas na década de 60 em Orange County, na Califórnia, Estados Unidos. Segundo TUTHILL (1988), estas habitações apresentavam sérios problemas de degradação devido à presença de íons sulfatos solúveis no solo, que atingiam mais de 10.000 unidades e cujo custo estimado de recuperação era de mais de 1 bilhão de dólares.

4.2 OS SAIS DE SULFATO

4.2.1 Origem dos Sais

Os sulfatos são encontrados em larga escala em diversos países do mundo, sendo comuns na água do mar, nas águas subterrâneas e nos esgotos industriais. Geralmente os sulfatos estão presentes em áreas planas, onde os sais se acumularam ao longo do tempo sem serem carregados por fluxos de água subterrâneos. É usual que neste tipo de solo agressivo ocorra a deposição de uma camada esbranquiçada na superfície, que pode ser tomada como um indicativo da presença do problema. TUTHILL (1991) recomenda que sejam sempre realizados testes, quando se atua neste tipo de área.

Na maior parte das vezes, os íons sulfato se originam da decomposição, por hidrólise, de sais presentes no solo ou na água, marinha ou subterrânea. Os solos e águas que contêm estes sais de sulfatos são comumente chamados de alcalinos ou selenitosos. Em alguns solos argilosos, os teores de sulfato de cálcio, magnésio e sódio são tão elevados que a água subterrânea nestas regiões se constitui numa autêntica solução de sulfatos.

A água do mar também apresenta concentrações de sulfatos que podem desencadear o processo agressivo, degradando o concreto. O ataque é mais intenso nas zonas em que ocorrem oscilações de nível, com variações nas condições de saturação, pois este fenômeno ocasiona a cristalização cíclica dos sais nos poros, incrementando a agressão.

A presença de cloretos na água marinha pode atenuar, segundo CÁNOVAS (1988) e HELENE (1988), a agressão dos sulfatos. KALOUSEK ET AL (1970), entretanto, obtiveram uma expansão maior para corpos de prova expostos à água do mar do que em soluções de sulfato de sódio e magnésio.

Quadro 4.1 - Composição da água do mar. (a) Resultado médio de amostras de água coletadas em 3 pontos da costa brasileira (PRUDÊNCIO, 1979). (b) Dados da norma CETESB L1.007. Constituição iônica aproximada da água do (c) Oceano Atlântico e (d) Mar Báltico (CEB, 1992).

Componentes Químicos	Quantidade (mg/l)			
	(a)	(b)	(c)	(d)
Sódio	10050	11100	11000	3300
Potássio	590	400	500	nulo
Cálcio	510	480	700	nulo
Magnésio	1240	1410	1300	500
Cloretos	20200	20000	20000	4000
Sulfatos	2880	2810	2200	1200
Bicarbonatos	150	-	-	-
Sólidos Totais	40270	-	-	-
pH	7900	-	-	-
Densidade	1030	-	-	-

Em outros casos, a contaminação por sulfatos pode ser aérea. PERRY e SLATER (1981) indicam o dióxido de enxofre como um dos poluentes mais comuns presentes na atmosfera, apontando como suas fontes mais prováveis: as combustões domésticas, as emissões das usinas termelétricas, das refinarias de petróleo, das olarias e das usinas de aço e ferro. Segundo CULLINS, citado por WARNECK (1986), por ano são lançadas na atmosfera, aproximadamente, 200 terogramas de SO₂, oriundas da combustão em motores e de processos industriais. Essa enorme quantidade de poluentes reage com o vapor de água presente na atmosfera e pode se precipitar sob a forma de chuva ácida, que se acumula sobre as construções e, ao evaporar, permite a deposição dos sais nela contidos. Esse fenômeno vai progressivamente aumentando a concentração de íons agressivos na superfície e no interior dos materiais constituintes das edificações, podendo causar problemas sérios, como no caso do sulfato que penetra no concreto e provoca sua desagregação.

MEHTA (1993) relata um caso em que ocorreu a degradação da estrutura de cobertura de um estádio por causa do ataque de sulfatos presentes na precipitação pluvial. O ataque foi intenso por causa do contínuo acúmulo de água contaminada sobre a estrutura em função de problemas com o escoamento da precipitação.

4.2.2 Tipos e Agressividade dos Sais

A partir de dados apresentados por VASCONCELLOS e OLIVEIR (1987) e ARGENTIÈRE (1989), os tipos mais conhecidos de sais selenitosos são relacionados no quadro 4.2, onde estão apresentadas informações sobre seu aspecto e origem. Foi efetuada uma classificação em três faixas: reduzido, médio e elevado potencial agressivo, a partir de informações sobre a solubilidade do sal e do seu efeito danoso sobre o concreto.

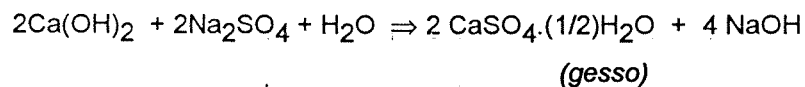
O tipo de cátion do sal é um fator de grande importância, pois sua presença determina a existência de certas reações, principalmente uma troca catiônica com o Ca(OH)₂, que pode causar o aparecimento de hidróxidos com solubilidade variável. Os sulfatos de Sódio, Magnésio e Cálcio são os mais destacados, pela agressividade e abundância, por isso discutiremos a ação de cada um em maior detalhe.

Quadro 4.2 - Características dos principais tipos de sais selenitosos

Tipo	Cátion	Cor	Solubil.	Origem	Agressividade
K ₂ SO ₄	Potássio	branca	baixa	água do mar / subterrânea	elevada
NH ₄ SO ₄	Amônia	branca	alta	fáb. explosivos / coque ind. quím. / águas subt.	elevada
Na ₂ SO ₄	Sódio	branca	alta	ind. quím / leite de mar / água do mar	elevada
CaSO ₄	Cálcio	branca	baixa	águas subterrâneas / escória de carbono	elevada
MgSO ₄	Magnésio	branca	alta	água do mar / subterrânea	elevada
CuSO ₄	Cobre	branca	alta	conservação de madeiras / galvanotecnia	elevada
FeSO ₄ / Fe ₂ (SO ₄) ₃	Ferro	verde/ branca	alta	desinfetante / tinturaria / tratamento de água	elevada
ZnSO ₄	Zinco	branca	baixa	ind. químicas/ tinturarias	média
KAlSO ₄	Potássio/ Alumínio	branca	baixa	indústrias químicas	média
PbSO ₄	Chumbo	branca	muito baixa	indústrias químicas	reduzida
CoSO ₄	Cobalto	vermelha	baixa	-	reduzida
NiSO ₄	Níquel	verde	baixa	indústrias químicas	reduzida

Sulfato de Sódio:

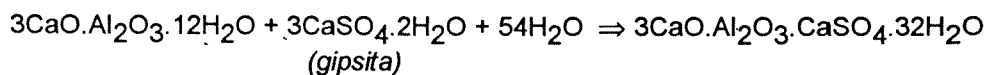
Conhecido como Sal de Gláuber, atua na conversão do hidróxido de cálcio em gesso, conforme a reação:



A conversão do hidróxido em gesso representa um aumento de volume de aproximadamente 100%, sendo portanto o volume de sólidos incrementado aproximadamente numa proporção de multiplicação por um fator dois. A partir de então o gesso formado pode, por sua vez, se combinar com o C₃A (Aluminato tricálcico) formando o trissulfatoaluminato (etringita), reação que também apresenta caráter expansivo, como se verifica a seguir, e que agrava o processo de degradação.

Sulfato de Cálcio:

Ocorre na natureza tanto na forma anidra (anidrita) quanto na hidratada, (gesso/gipso). Apesar da baixa solubilidade - máximo de 0.2 % - é bastante agressivo, porque sua reação com os aluminatos hidratados causa um incremento de volume considerável, pois a etringita formada ocupa um volume 2.5 vezes maior que o aluminato tricálcico.



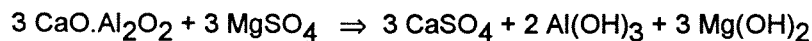
Na realidade, uma parcela de sulfato de cálcio já é incorporada ao clínquer durante o processo de fabricação do cimento, para regular a pega. Porém, durante a hidratação, as condições químicas da solução resultante da dissolução dos compostos anidros são tais que ocorre a formação de monossulfato hidratado de cálcio, ao invés do trissulfato. Como a estrutura resistente ainda não se desenvolveu completamente, o monossulfato pode se cristalizar sem provocar o

aparecimento de tensões. Mais tarde, durante a exposição do concreto endurecido à solução externa contaminada com sulfatos, o monossulfato pode se dissolver e recristalizar sobre a forma de trissulfato, o que acarreta um aumento de volume dentro da estrutura já enrijecida.

Sulfato de Magnésio:

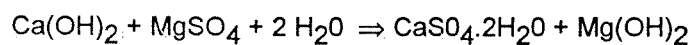
Conhecido como Sal de Epsom ou "Sal Amargo", este elemento pode causar uma degradação intensa do concreto porque, além de reagir com o hidróxido de cálcio e os aluminatos, pode ainda atuar sobre os silicatos hidratados, atingindo a estrutura resistente do concreto. O sulfato de magnésio se combina com os silicatos hidratados formando gesso, hidróxido de magnésio quase insolúvel e sílica gel. Além disso, a etringita é instável na presença deste sulfato, e pode reagir formando gesso. Conseqüentemente, este tipo de sulfato é potencialmente mais perigoso que os demais, embora na prática esta diferença nem sempre seja observável.

As reações típicas da agressão causada pelo sulfato de magnésio, que se processam com grande rapidez, podem ser representadas da seguinte forma:



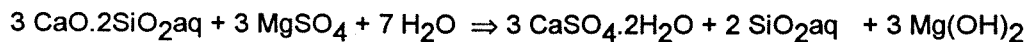
ataque ao C₃A

(brucita)



ataque ao Ca(OH)₂

(gipsita) (brucita)



ataque ao CSH

(gipsita)

(brucita)

A brucita, praticamente insolúvel em água, pode se depositar nos poros do concreto ou na superfície, formando uma película que dificulta a difusão dos íons e que pode diminuir a velocidade da reação. Segundo LAWRENCE (1990), uma cobertura gelatinosa de brucita é sempre observada em corpos de prova estocados em soluções de sulfato de magnésio sendo que, neste caso, dois fatores entram em competição: o primeiro seria a eficiência da película de brucita em prevenir o ataque, enquanto o próprio aumento da concentração de sulfatos no interior do concreto tende a acelerar a reação deletéria.

É importante ressaltar que o retardamento da corrosão causado por esta película só é realmente eficaz em águas em repouso, uma vez que correntes subterrâneas podem dissolver a película, eliminando seu efeito.

Por causa da possibilidade de ataque aos silicatos, mesmo os cimentos resistentes a sulfatos não mostram um desempenho muito bom quando expostos à presença de sais de sulfato de magnésio. Esta pode ser a razão pela qual se entende a colocação de LAWRENCE (1990) sobre o fato de que os concretos com adição de microssílica não são tão eficientes na presença deste sal.

De fato, conforme NASCIMENTO ET AL (1988), no caso de ataque com sulfato de cálcio, a formação de hidróxido de cálcio resultante assegura a manutenção da alta alcalinidade do sistema, enquanto que no caso do ataque com sulfato de magnésio, ocorre a conversão do hidróxido de cálcio em gesso, com formação de brucita pouco solúvel, o que reduz violentamente o pH da solução dos poros. O CSH, nestas condições, não permanece estável e se solubiliza, reagindo com a solução agressiva de sulfatos e ocasionando um ataque mais severo. A microssílica, ao retirar hidróxido de cálcio em razão da reação pozolânica, potencializa a agressão, pois contribui para reduzir ainda mais o pH.

4.3 O ATAQUE DE SULFATOS

4.3.1 Natureza do Ataque

A dinâmica conhecida do fenômeno agressivo em estudo relata que, quando da exposição a sulfatos, ocorre no concreto uma expansão que pode, com o tempo, levar à fissuração da matriz, à fragilização e ao lascamento das camadas exteriores e, eventualmente, à completa desintegração do material, causando o colapso da peça. Geralmente a agressão se inicia pelos cantos e arestas, se espalha superficialmente e por fim vai penetrando progressivamente na peça. Durante este processo ocorre geralmente uma perda da rigidez e da resistência do concreto. Segundo o Boletim 183 do CEB (1992), esta sintomatologia, mostrada na figura 4.1, deriva do fato de que os íons SO_4^{--} , penetrando na rede de poros do concreto, se combinam com os aluminatos - especialmente o C_3A -, provocando uma expansão.

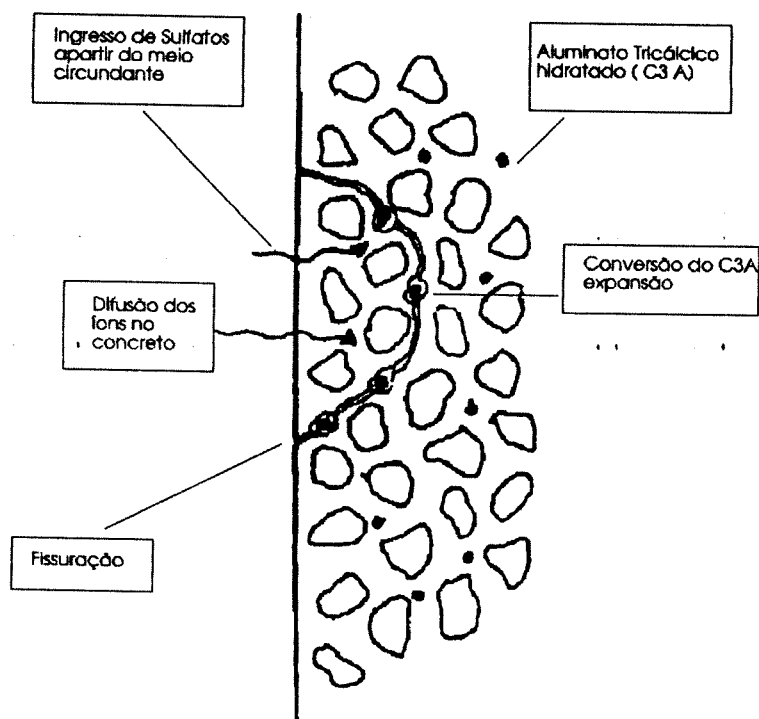


Figura 4.1 - Representação esquemática do ataque de sulfatos. (CEB, 1989)

Na edição de 1989 do mesmo guia o CEB ressaltava que não havia explicação precisa sobre por quê essa combinação gera expansão, porém na edição de 1992 se atribui a expansão resultante primordialmente à formação de etringita e secundariamente à formação de gesso.

Realmente, observando a equação da reação química entre os sulfatos e os aluminatos, pode-se verificar a ocorrência de formação de etringita, que adsorve diversas moléculas de água e conseqüentemente ocupa um maior volume, podendo provocar o aparecimento de tensões que causam a deterioração do concreto. Este é o mecanismo clássico pelo qual se explica o ataque de sulfatos.

Segundo CALLEJA (1986), apesar de todo o conhecimento acumulado no assunto ter sido principalmente centrado nesta reação entre o aluminato tricálcico resultante das reações de hidratação e os sulfatos externos, não é apenas a interrelação entre o C_3A e o íon sulfato que causa a deterioração, pois também ocorre interação entre os íons sulfato e outros compostos hidratados da matriz. Efetivamente, o boletim 183 do CEB (1992) já reconhece essa possibilidade ao esclarecer que os sulfatos também podem se combinar com íons cálcio, sulfato e hidroxila da pasta de cimento endurecida.

Neste sentido, WOODS (1968) já salientava que, sob certas condições, o sulfato de sódio pode reagir com o hidróxido de cálcio e produzir gesso, aumentando em mais de 100% o volume sólido inicial. Mais recentemente, LAWRENCE (1990), fazendo uma revisão sobre o assunto, relata a existência de 4 reações identificadas entre os íons sulfato e os vários compostos hidratados, descritas a seguir. As três primeiras reações são consideradas as mais importantes e vão ser mais abordadas nos itens seguintes.

1. Reação dos íons sulfato com o aluminato tricálcico (C_3A) ou com o monosulfoaluminato hidratado de cálcio gerando etringita.
2. Os íons sulfato podem reagir com o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) cristalino, formando gesso.
3. Soluções de sulfato contendo magnésio como cátion podem reagir com o silicato hidratado de cálcio (CSH), liberando o cálcio por um mecanismo de substituição catiônica, que origina o aparecimento de silicatos hidratados de magnésio de baixa resistência. O cálcio liberado é consumido na geração de gesso.
4. Formação de taumasita ($CaSiO_3 \cdot CaSO_4 \cdot CaCO_3 \cdot 15H_2O$), pela disrupção dos sistemas de silicato, como indicado por VAN ARDT e VISSER (1975). Este fenômeno foi reportado apenas em baixas temperaturas, por LUDWIG e MEHR (1986), talvez porque as temperaturas reduzidas aumentem a solubilidade dos sais de cálcio. Conforme pode ser verificado na composição da taumasita, sua formação exige a presença do carbonato de cálcio. Em função deste fato, BIJEN (1989) afirma que a taumasita é geralmente encontrada dentro da fronteira de carbonatação do concreto. O autor também destaca que o reconhecimento do mecanismo de degradação envolvendo a taumasita é bem recente.

Paralelamente à ação de corrosão do concreto, os íons sulfato podem ainda se constituir em elementos agressivos à armadura. Segundo ANDRADE (1992), mesmo não

apresentando a mesma agressividade dos cloretos, os íons sulfatos também exercem ação despassivante, sendo recomendável determinar seus teores no ambiente de exposição antes de definir o efetivo revestimento de uma peça. AL-TAYYB ET AL (1988) confirmam esta posição através de experimentos onde o efeito dos sulfatos consorciado com temperaturas elevadas aumentou em 7 vezes na taxa de corrosão da armadura.

4.3.2 Evolução do Ataque

O desenvolvimento da agressão por sulfatos passa por 2 estágios, segundo CALLEJA (1980). O primeiro, de natureza física, corresponde ao período de difusão dos sulfatos da solução para dentro da matriz do concreto. Este processo é lento e depende diretamente das características de porosidade do concreto sob ataque. Desta forma, a taxa de agressão durante este período inicial depende dos fatores que governam a porosidade do concreto. LAWRENCE (1990) afirma que, em virtude da taxa de difusão do íon hidroxila (OH^-) ser muito superior à dos cátions correspondentes (Na^+ , Mg^{++} , etc.), o processo se aproxima ao de substituição da hidroxila pelo sulfato.

O segundo estágio é de natureza química e corresponde ao processo de reação entre os compostos hidratados da pasta, o íon sulfato e o cátion correspondente. Neste estágio a estrutura dos concretos tende a sofrer degradações violentas e rápidas, e o conteúdo de C_3A passa a ser relevante. O complexo mecanismo das reações envolvidas neste estágio ainda não foi esclarecido, por causa dos contraditórios resultados obtidos, que induzem a conclusões diferentes, muitas vezes opostas e possivelmente errôneas.

Um exemplo disto é o fato de vários pesquisadores, como KALOUSEK e BENTON (1970) e MEHTA (1983), indicarem que a quantidade de etringita formada não se correlaciona diretamente com a expansão observada. Duas razões foram apontadas para essa discrepância:

1. As primeiras quantidades de etringita formadas encontrariam espaço suficiente na rede de poros capilares para se depositar sem causar expansão e, segundo MOUKWA (1990), causando uma densificação da matriz. Só acima de um certo valor é que a formação de etringita passaria a se constituir em causa de expansão.

2. Nos anos 70, Kalousek e Benton já indicavam a possibilidade de existência de dois tipos de etringita. Segundo estes pesquisadores, nos cimentos portland comuns (tipo I - classificação ASTM), a etringita se precipitaria sob a forma de cristais, e o crescimento destes cristais em espaços confinados é que causaria a expansão. Já nos cimentos resistentes a sulfatos (tipo V - classificação ASTM), a etringita se precipitaria e manteria a forma de um gel, não provocando expansão.

MEHTA (1983) aborda esta questão, salientando que nos cimentos portland comuns, com conteúdo de C_3A entre 6 e 12%, a etringita pode se formar duas vezes, uma durante os primeiros períodos de hidratação ($t < 24$ h), devido ao gesso adicionado ao clínquer, e outra quando os íons provenientes do meio conseguem penetrar na matriz hidratada, sendo que então a etringita se forma a partir da combinação dos íons cálcio, alumina, sulfato e hidroxila presentes na solução dos poros. A forma como ocorre a cristalização nestes períodos, especialmente no segundo, é que determina o comportamento da etringita.

MEHTA (1983) afirma que, embora sejam conhecidos vários tipos de cristais de etringita, a estrutura interna destes é semelhante, apresentando nos difratogramas de raios-x fortes linhas em 9.7; 5.61; 4.7 e 3.88 angstroms. No entanto, sob o aspecto da expansão, podemos distinguir entre: o tipo (1) de etringita, constituído por grandes cristais de forma alongada e estreita, com comprimento entre 10 e 100 micrômetros e com vários micrômetros de espessura, que se formam quando as concentrações de íons hidroxila são baixas; e o tipo (2), caracterizado por cristais pequenos, de morfologia acúlea, com 1 ou 2 micrômetros de comprimento e 0.1 a 0.2 micrômetros de largura, que se formam em condições de alta concentração de íons hidroxila, que usualmente é a condição existente nos concretos comuns.

A etringita tipo (1), formada por grandes cristais bem construídos, se depositaria sem causar expansão, acarretando muitas vezes um aumento de resistência. A etringita de tipo (2), formada por cristais muito pequenos e desordenados, é freqüentemente encontrada em grandes quantidades em corpos de prova severamente atacados, sugerindo que sua presença está associada com a expansão, possivelmente devido à elevada adsorção de água causada pelo estado de microcristalização. MEHTA (1983), no entanto, coloca que em estágios iniciais do ataque são encontrados altos teores de etringita (2), porém sem causar expansão. O autor sugere que o efeito expansivo da etringita (2) pode ser clarificado a partir do entendimento do seguinte mecanismo:

Num estágio inicial do ataque, quando há disponibilidade de hidróxido de cálcio e de aluminatos provenientes da hidratação do cimento, a solução dos poros apresenta abundância de íons Alumínio, Cálcio e Sulfato (inclusive por causa da solubilização do monossulfato gerado na hidratação). Nestas condições, forma-se etringita do tipo (2) em grandes quantidades. Quando o estoque de aluminatos diminui, começa a ocorrer a formação de gesso, ao invés de etringita. Quando a contínua formação de gesso consome o hidróxido, estabelece-se uma situação onde o silicato hidratado (CSH) e a etringita estão rodeados por cristais de gesso, sendo que o pH da solução se reduz bruscamente. Nestas condições, ocorre uma instabilização dos silicatos, que perdem rigidez, e ocorre a expansão, pela adsorção de água à etringita (2) ou pela sua transformação em etringita (1).

4.3.3 Intensidade do Ataque

Segundo HELÉNE (1988) a classificação da agressividade do meio ambiente pode ser dada de forma rigorosa, quando é baseada na concentração efetiva do agente agressor, e de forma indireta, quando se baseia apenas nas condições de exposição a que o material está submetido. Neste trabalho discutiremos as formas rigorosas, mais usuais.

Neste caso, pode-se dizer que a intensidade do ataque selenitoso é dada basicamente pela quantidade de sulfato disponível no ambiente, e da capacidade de manutenção deste suprimento. A quantidade de sulfatos pode ser medida no solo, quando é expressa em mg/kg, ou em meio aquoso, sendo expressa em mg/l, sendo que a concentração também pode ser dada pelo número de partes, em massa, de SO_3 por milhão (ppm).

Geralmente as normas buscam enquadrar os ambientes em categorias progressivamente agressivas, conforme o teor de íon sulfato presente. A partir da definição destas

categorias de ambientes, as normas adotam uma posição prescritiva, indicando os tipos de cimentos a utilizar e, usualmente, valores mínimos ou máximos para grandezas como a quantidade mínima de cimento ou a relação a/c. Cada norma visa, a partir do estabelecimento desta condições limitantes, garantir a confecção de um concreto que atenda a uma das condições dadas no item 3.5: impermeabilidade ou resistência química. O autor deste trabalho considera úteis estas iniciativas, mas acredita que a filosofia normativa deveria ser o estabelecimento de um padrão mínimo de desempenho, medido através de um ensaio padrão, para cada tipo de ambiente agressivo. Isto permitiria uma definição mais genérica da resistência aos sulfatos, fator especialmente importante quando se considera a possibilidade de utilização de cimentos compostos.

O quadro 4.3 mostra um resumo das classes de agressividade em função da quantidade de sulfatos definidas por algumas normas brasileiras e européias. VASCONCELOS e OLIVEIR (1987) realizam uma revisão das normas de alguns outros países, destacando a classificação da agressividade dos ambientes e as especificações do concreto para utilização em ambiente selenitoso.

Quadro 4.3 - Exemplos de classificação da agressividade do meio ambiente em função da concentração de íon sulfato presente no solo ou na água adotada por algumas normas.

Norma	Unidade	Nula	Fraca	Média	Forte	Muito Forte
Cembureau ² (1978)	mg/l	< 400	400-600	600-3000	3000-6000	> 6000
BRE Digest ² 250 (1986)	mg/l	< 360	360-1440	1440-3000	3000-6000	> 6000
	mg/kg	< 2400	2400-6000	6000-12000	12000-24000	
IS:456 ³ (1978)	mg/l	< 200	200-500	500-1000	1000-2000	> 2000
NEN 5996 ⁴	mg/l	< 200	200-600	600-3000	3000-6000	> 6000
CEB (1992)	mg/l	< 200	200-600	600-3000	3000-6000	> 6000
CETESB a L1.007 b c	mg/l	< 200	200-350	350-600	600-1200	> 1200
		< 250	250-400	400-700	700-1500	> 1500
		< 100	100-200	200-350	350-600	>600

(a) - na presença de íons magnésio e amônia < 100 mg/l e íons cloreto < 1000 mg/l

(b) - na presença de íons magnésio e amônia < 100 mg/l e íons cloreto > 1000 mg/l

(c) - na presença de íons magnésio e amônia > 100 mg/l

Analisando as classificações empregadas pelas diversas normas, pode-se concluir que concentrações de íons sulfato relativamente tão baixas como 500 mg/litro já são consideradas usualmente como agressivas. Pode-se, portanto, admitir este valor como uma referência para classificar os ambientes não agressivos, sendo que este patamar é o adotado na pré-norma européia prENV-206 "Concrete - Performance, production, placing and compliance criteria", segundo LAWRENCE (1990).

²Dados retirados de LAWRENCE (1990)

³Norma indiana "Indian Standard". Dados retirados de VINAYAKA (1986).

⁴Norma holandesa citada por BIJEN (1989)

Segundo NEVILLE (1975), uma concentração de 1000 mg/litro caracterizaria um ambiente moderadamente agressivo e 2000 mg/litro um ambiente muito severo, especialmente se o componente principal for o sulfato de magnésio. Estes patamares correspondem aproximadamente a 0.2% e 0.5% de sulfatos solúveis no solo, respectivamente. Em certos lugares, como no golfo pérsico, a concentração de sulfatos pode atingir estas concentrações elevadas, fato relatado por KAYYALI (1989). O autor afirma que são comuns os locais onde a concentração excede o patamar de 2000 mg/l, não sendo rara a obtenção de valores acima de 5000 mg/l.

Para evitar a degradação intensa do concreto, as normas costumam exigir o emprego de relações a/agl reduzidas e cimentos especiais nos ambientes contaminados. No tocante à quantidade de água, verifica-se que é comum a exigência de relações a/agl em torno de 0.55 para ambientes de fraca agressividade, 0.50 para ambientes de média agressividade e 0.45 para ambientes de forte agressividade. Segundo MOUKWA (1990), para concentrações de até 2000 mg/l é suficiente a obtenção de uma estrutura densa, mas acima disto é necessário a utilização de cimentos especiais.

Quanto à utilização de cimentos especiais, o BRE e a IS admitem o uso de cimentos com adição de cinza volante e escória nas classes de fraca e média agressividade, exigindo porém a utilização de cimentos resistentes a sulfatos nas classes de agressividade forte e muito forte. Nos ambientes de agressividade muito forte, quando a concentração de íons sulfato ultrapassa 6000 mg/l, tanto o Cembureau como o BRE sugerem que seja efetuada uma proteção superficial no concreto, através de pintura ou de envolvimento numa membrana impermeável.

Para a determinação do teor de sulfato contaminante em uma estrutura de concreto não existe uma norma brasileira específica, sendo geralmente adaptados os procedimentos sugeridos na NBR 5746/91, válida para o cimento, e na NBR 9917/87, que fornece o método de ensaio para determinação de cloretos e sulfatos solúveis em agregados.

Na realidade, os sulfatos são apenas uma das formas sob a qual o íon enxofre pode se apresentar. No entanto, é geralmente a mais comum no caso do concreto e ANDRADE (1992) sugere que, feita uma análise qualitativa para verificar a não existência de sulfetos no concreto, se faça a determinação do teor de sulfatos ao invés da do enxofre total. A autora apresenta ainda um procedimento para esta determinação.

4.4. VARIÁVEIS INTERVENIENTES NO PROCESSO DE AGRESSÃO

Segundo o CEB (1992), os principais parâmetros que influenciam a expansão do concreto sob ataque de sulfatos são:

- as condições de exposição, ou seja, a severidade do ataque, que é função da concentração das substâncias agressivas;
- as condições de acesso, ou seja, a permeabilidade do concreto, fator que se relaciona com a taxa de transporte dos íons;

- a suscetibilidade do concreto ao ataque, ou seja, as características do cimento e das adições;
- a quantidade de água disponível.

Tomando por base as informações apresentadas na bibliografia existente (NEVILLE, 1975; CÁNOVAS, 1988) pode-se estabelecer uma classificação mais detalhada dos fatores influentes no desenvolvimento e evolução do ataque por sulfatos, dividindo-os em duas categorias:

a) **Fatores endógenos (ou de produção):** fatores associados com o processo de produção do concreto (seleção dos materiais, dosagem, amassamento e cura):

- *Tipo de cimento* (composição química e superfície específica)
- *Tipo de agregado* (forma e granulometria; composição mineralógica)
- *Dosagem* (relação a/c; conteúdo de cimento; teor de argamassa)
- *Cura* (duração; temperatura)

b) **Fatores ambientais:** fatores relacionados com a origem dos sais, decorrentes do meio ambiente de inserção do concreto:

- *Concentração da solução agressiva*
- *Temperatura da solução*
- *Constância do fluxo de solução agressiva*

Dentre os fatores endógenos destacam-se os relativos ao tipo de cimento, especialmente no que diz respeito à **composição química**. Deve-se procurar limitar o **conteúdo de C₃A**, pois embora a reação expansiva deste componente não seja a única a ocorrer durante o processo agressivo, este ainda é o fator mais relevante na resistência do cimento portland comum ao ataque de sulfatos. Segundo CÁNOVAS (1988), as normas francesas sugerem que o teor de C₃A nunca ultrapasse 10%, para obras em ambientes marinhos, devendo normalmente estar compreendido entre 6 e 8%. Segundo LAWRENCE (1990), para os cimentos resistentes a sulfato o teor de C₃A deve ficar entre 3 e 5%, medido pela fórmula de Bogue:

$$\% C_3A = (2.65 \times \% Al_2O_3) - (1.692 \times \% Fe_2O_3)$$

No entanto, deve-se ressaltar que a presença de aluminatos é benéfica quando existe a presença de cloretos no ambiente, em função da capacidade dos mesmos em imobilizar o cloreto sobre a forma de cloroaluminatos. Uma das soluções para compensar esta necessidade de redução do C₃A é aumentar o conteúdo de C₄AF, porém alguns pesquisadores ressaltam a possibilidade de formação de compostos análogos à etringita, com caráter expansivo, embora este fenômeno não tenha sido muito observado.

Outro componente cuja importância no processo agressor vem sendo estudada é o C₃S. Buscando obter uma solução de poros com menor quantidade de íons cálcio e hidroxila, o que favoreceria o surgimento de etringita não expansiva, discute-se uma limitação na **quantidade de**

C_3S , utilizando uma maior proporção de C_2S . IRASSAR E RODRIGUES⁵ estão trabalhando atualmente numa pesquisa sobre este tópico na Argentina. As normas francesas, citadas por LAWRENCE (1990), propõe a adoção da seguinte condição:

$$C_3A(\%) + 0.27 \cdot C_3S(\%) \leq 23.5\%$$

O **teor de sulfato incorporado** durante a produção do concreto também é um fator que se deve levar em conta, sendo que a norma inglesa BS 8110:1985 limita o mesmo a 4% da massa de cimento. Na realidade, a quantidade de sulfato que pode ser incorporado sem originar expansão vai depender de uma série de fatores como o conteúdo de C_3A , a temperatura de cura, a presença de cloretos e o tamanho médio das partículas de gesso adicionadas. (AL-RAWI e SARSAM, citados por LAWRENCE (1990)).

Durante a dosagem, a definição da **relação água /cimento**, do **teor de argamassa** e da **quantidade de cimento** deve ser feita criteriosamente, procurando fornecer condições para a produção de um concreto denso e com baixa porosidade, que dificulte a permeação dos íons agressivos. CÁNOVAS (1988) sugere a utilização da fórmula proposta por Lafuma para estabelecer a dosagem mínima de cimento:

$$C(\text{kg} / \text{m}^3) = \frac{k}{\sqrt[3]{D_{\text{máx}}}} \text{ com } k=700$$

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), de Lisboa, propõe que o valor de k seja tomado como variável, em função da **idade de exposição** do concreto ao meio ambiente agressivo.

Os cuidados com a **cura** do concreto devem ser empregados na medida do possível, especialmente em cimentos pozolânicos. O CEB sugere que a cura seja mantida até que se atinja 70% da resistência característica especificada para a estrutura. Segundo THORVALDSON, citado por LAWRENCE (1990), a cura a vapor sem pressão não aumenta significativamente a resistência à ação dos sulfatos, exceto para traços com adição de microssilica. A cura a vapor com pressão aumenta muita a resistência, possivelmente devido ao efeito físico de densificação da matriz.

Quanto à **agressividade da solução**, pode-se imaginar que, quanto maior for a quantidade de sulfatos dissolvidos potencialmente reativos, maior a agressão. Na realidade isto é parcialmente verdadeiro, pois a reação está limitada pela disponibilidade dos reagentes oriundos dos compostos hidratados do concreto. LAWRENCE (1990), citando LEA (1970), ressalta que para uma concentração superior a 0.5% de $MgSO_4$ ou de 1% de Na_2SO_4 , a taxa de agressividade tende a se estabilizar.

A **temperatura da solução agressiva** também exerce papel relevante no processo, como salientam KALOUSEK e BENTON (1970). CALLEJA (1986) também chama a atenção para este fator embora ressalte que poucas vezes ele é levado em consideração. Experimentos de SCHWIETE, citados por LAWRENCE (1990), mostram que a expansão do concreto usualmente se reduz com o aumento da temperatura, possivelmente devido ao maior poder de dissolução da água, que poderia reduzir ou reordenar a cristalização de certos produtos. Ressalta-se que a etringita é um

⁵Pesquisadores do Conicet e Professores da Universidade Central da Província de Buenos Aires, em La Plata.

elemento instável em temperaturas acima de 80°C-90°C, e o CEB (1992) coloca que este pode ser um dos fatores que justifica que a agressividade não seja tão elevada em climas quentes.

A **manutenção do fluxo** de sais agressivos é um fator determinante da extensão da agressão. Em águas em repouso o ataque será bem menor, devido à deposição de cristais que bloqueiam o acesso da solução, especialmente - no caso do ataque com sulfato de magnésio - a brucita.

4.5. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO ATAQUE DE SULFATOS

A resistência de um concreto à ação do íon sulfato é geralmente avaliada a partir da observação do comportamento deste concreto quando exposto a uma solução agressiva obtida pela diluição de sulfato de sódio ou magnésio. No entanto, em alguns casos, o sulfato pode ser incorporado à massa do corpo de prova durante a moldagem, como sugere a ASTM C452 (1989). De fato, não existe um teste padrão amplamente aceito para avaliar a resistência de um concreto à ação de sulfatos. Este é um fator que dificulta muitas vezes a comparação de resultados experimentais obtidos.

MEHTA e GJORV (1974) realizaram uma revisão de ensaios para avaliação da resistência à ação dos sulfatos e constataram que, apesar do grande número de procedimentos existentes, os mais empregados não satisfaziam certos pré-requisitos essenciais:

- fornecer resultados confiáveis num período curto de tempo
- manter boa correlação com os dados obtidos de estruturas reais
- ter aplicabilidade para a vasta gama de cimentos existentes, incluindo os que contém adições ativas.

Desde então o panorama não se alterou muito e, segundo PRUDÊNCIO (1993), os estudos sobre agressividade dos sulfatos têm sido realizados em vários países ao longo das últimas décadas, porém os procedimentos de ensaio utilizados variam bastante, com diferenças desde a geometria dos corpos de prova até a forma de medição da resistência do material à degradação. De maneira geral, observando as diversas citações existentes na bibliografia, pode-se dividir os testes em dois grandes grupos:

- **Testes de agressão por incorporação de sulfatos**

Neste tipo de teste o agente agressivo, geralmente sulfato de cálcio di-hidratado (gesso), é adicionado durante o processo de fabricação do material. Neste caso, o processo de agressão não passa pelo estágio inicial de natureza física, em que ocorre a penetração dos íons a partir do meio externo e que depende da estrutura de poros do material, vide item 3.3.3.

Um dos testes mais conhecidos deste grupo é o proposto pela ASTM C452 (1989), em que prismas de 25x25x285 mm de argamassa são preparados com a adição de gesso de tal forma que o conteúdo de SO₃ seja de 7%, e imersos após um dia em água a 23°C, sendo a expansão medida aos 14 dias. Segundo MEHTA e GJORV (1974), este método é considerado útil na definição dos cimentos potencialmente resistentes a sulfatos, com baixo teor de C₃A, mas não reproduz bem

as condições reais, pois a argamassa fica exposta à ação dos sulfatos desde o início do processo de hidratação, quando a sua estrutura não está bem formada. TALERO MORALES (1989) propõe a adoção de um maior conteúdo de SO_3 durante o teste, alegando que, desta forma, se pode emitir com maior certeza opiniões sobre a resistência a sulfatos de cimentos pozolânicos. O autor estudou vários teores e recomenda a utilização de 21% de SO_3 .

Outro teste que prevê a incorporação dos íons sulfato durante a moldagem é o proposto por ANSTETT, que controla a expansão de corpos de prova cilíndricos de 3 cm de diâmetro e 8 cm de altura. Os corpos são preparados com uma mistura de 2 partes de pasta de cimento com 1 parte de gesso, sendo a expansão medida aos 28 e 90 dias. O critério de aceitação proposto para o teste é a obtenção de uma expansão inferior a 1.25%. Este teste é considerado muito severo por alguns autores e pode produzir resultados não confiáveis para cimentos com adição de escória ou com baixos teores de C_3A , segundo LEA, citado por MEHTA e GJORV (1974).

- **Testes de agressão por imersão em solução de sulfatos**

Neste tipo de ensaio os corpos de prova são colocados numa solução agressiva contaminada por sais de sulfato, o que reproduz melhor as condições a que realmente estão submetidas as estruturas de concreto, pois o processo de agressão passa por todas as etapas descritas em 3.3.3. A natureza e concentração dos sais utilizados para produzir a solução agressiva pode variar bastante, porém a norma ASTM C1012 (1989), realizando uma revisão sobre os procedimentos de ensaios existentes, sugere a adoção de uma solução agressiva obtida pela diluição de 5% de sulfato de sódio, correspondendo a um teor de SO_3 de 2.8%.

Quanto à exposição, notamos que muitos autores se preocupam com a exposição dos corpos de prova a duas condições distintas: submersão parcial e total. Porém, alguns relatos indicam que não há diferença significativa entre os resultados obtidos nos dois casos. Já a alternância de estado, com molhagens e secagens sucessivas, é dada por alguns autores, como MEHTA (1993), como geradora de forte degradação, por causa da formação de cristais.

No tocante à monitoração da agressão decorrente da ação dos sulfatos, os ensaios usualmente se baseiam no controle de dois parâmetros: as variações na resistência mecânica ou o aumento de dimensões decorrente da expansão característica deste processo de deterioração. Além destes parâmetros, ainda existem ensaios que monitoram o aumento de massa, a modificação da estrutura dos poros ou as modificações no módulo de elasticidade dinâmica. Em alguns casos é empregado apenas o controle visual da degradação. OUYANG ET AL (1988), citando SMITH, sugerem que uma diminuição de 40% no valor do módulo de elasticidade dinâmico poderia ser tomada como indicativo de falha devido à agressão por sulfatos, pois corresponderia a uma expansão da ordem de 0.5%. De forma a complementar as informações sobre o processo agressivo é comum a realização de exames de microscopia eletrônica e de difração de raios-x para identificar adequadamente a presença e a modificação, ao longo do tempo, dos compostos presentes no corpo de prova, indicando desta forma a ocorrência das reações químicas necessárias para explicar estas transformações.

Segundo MEHTA e GJORV (1974), os ensaios de controle da resistência devem ser preferidos em relação aos de expansão, porque são mais sensíveis a ambas as facetas do ataque de sulfatos, seja a fragilização da superfície devido ao caráter ácido do ataque de sulfatos seja aos fenômenos de expansão/fissuração devido à formação de compostos expansivos. No tocante aos ensaios de controle da resistência mecânica, existem duas correntes de experimentos: os que controlam a evolução da resistência à compressão e os que preferem controlar a resistência à tração por flexão, alegando que esta é mais suscetível às alterações deletérias na estrutura do concreto, provocadas pela presença dos íons sulfato.

Dentre os ensaios de monitoração da resistência à flexão, um dos mais conhecidos é o de Koch-Steinegger, proposto por KOCH e STEINEGGER (1960). Este ensaio avalia a variação na resistência à flexão de prismas de argamassa com dimensões 10x10x60 mm, confeccionados com um fator a/c de 0.6 e imersos numa solução de 4.4% de sulfato de sódio. IRASSAR (1990) propõe uma adaptação do método, definindo um coeficiente de corrosão (R) que correlaciona a resistência à flexão dos corpos imersos na solução de sulfatos com a dos corpos imersos em água. Se o coeficiente R aos 56 dias de exposição for maior que 0.7, a amostra é considerada como resistente a sulfatos. Este procedimento foi um dos escolhidos para compor o programa experimental descrito no capítulo 5.

Existem outros métodos que utilizam prismas de argamassa expostos à soluções de sulfato, buscando monitorar as variações na expansibilidade ou na resistência, como os utilizados por OSBORNE, citado por PRUDÊNCIO (1993).

Em alguns casos, buscando simplificar os ensaios através da redução dos corpos de prova, utilizam-se corpos de pasta de tamanho reduzido, o que diminui a quantidade de material necessária, facilita o manuseio e maximiza a agressão. Este procedimento permite que, devido à elevada relação superfície/volume, sejam obtidas agressões significativas em idades menores que as necessárias para corpos de prova de concreto de maiores dimensões.

KAYYALI (1989) salienta que a agressão em corpos de prova de pasta ou argamassa não deve ser tão elevada quanto a existente em corpos de prova de concreto, devido à ausência das interfaces pasta-agregado miúdo/grauído. Esta alegação estaria baseada no fato de que a interface ou zona de transição se constituiria na parte mais suscetível à deterioração, devido à presença abundante de água e à alta concentração de cristais de hidróxido de cálcio, que se formam com mais facilidade nas zonas onde existe mais espaço livre. Por outro lado, devemos considerar que o tamanho reduzido dos corpos de prova de pasta ou argamassa estabelece uma relação superfície/volume muito elevada, fazendo com que os efeitos da agressão sejam maximizados.

Um dos testes mais conhecido com corpos de prova de pasta é o denominado Mehta Test, proposto por MEHTA e GJORV (1974). A proposta inicial do método envolvia a confecção de corpos de prova de pasta cúbicos com 12.5 mm de aresta e relação a/c 0.5. Os corpos devem ser colocados num ambiente úmido com temperatura de 50°C por sete dias, de forma a acelerar a cura e garantir que antes da imersão a pasta se encontre adequadamente hidratada. A imersão é realizada em uma solução de 4% de Sulfato de Sódio, gerando um teor de SO₃ de 2.1%.

Os corpos de prova são submetidos ao ensaio de resistência à compressão após 14 e 28 dias de imersão. PRUDÊNCIO (1993) reporta o uso deste teste por OSBORNE, para testar cimentos com adição de escória, porém com diferenças no procedimento de cura. O critério utilizado para considerar um cimento como resistente a sulfatos foi a obtenção de uma diminuição de resistência menor que 20%.

Outras configurações de ensaios com corpos de prova de pasta são utilizadas, com diferenças nas dimensões, composição da solução agressiva, tempo de cura ou de exposição, etc. Um dos exemplos é o trabalho relatado por KALOUSEK e BENTON (1970), que realizaram uma investigação com corpos de prova de pasta prismáticos e cilíndricos expostos a soluções de 10% de sulfato de sódio e 1.8% de sulfato de magnésio.

Em relação a corpos de prova de concreto, poucos ensaios são encontrados. Segundo PRUDÊNCIO (1993), ALMEIDA realizou um estudo com corpos de prova obtidos através da serragem de concretos moldados, expostos de maneira a simular as condições de agressividade existentes numa estrutura marinha real. Além disso, IRASSAR (1993)⁶ está desenvolvendo um programa experimental com prismas de concreto semi-imersos num solo artificial contaminado por sulfatos.

4.6. MEDIDAS DE PROTEÇÃO CONTRA O ATAQUE DE SULFATOS

Para evitar ou amenizar o problema da agressão por sulfatos, devem ser empregadas medidas que produzam efeitos sobre os parâmetros que governam o processo.

Uma das principais opções seria a redução da agressividade do ambiente, através da diminuição da quantidade de íons agressivos ou de água disponível que possibilite a agressão, porém este controle é geralmente inexecutável. Outra linha de atuação poderia ser a modificação das características do concreto para torná-lo menos suscetível à degradação, sendo que neste caso as principais medidas poderiam ser a utilização de um cimento com baixos teores de C_3A ou a incorporação de adições. Por fim, pode-se procurar dificultar as condições de acesso do agente agressor ao concreto, procurando isolar o material do ambiente agressivo ou torná-lo impermeável. As medidas a adotar poderiam incluir a utilização de uma impermeabilização ou a realização de uma cura cuidadosa para reduzir a permeabilidade do concreto.

O CEB (1992) propõe uma série de medidas para cada nível de agressividade do meio ambiente, como pode ser verificado na tabela 4.4. Analisando a tabela, verifica-se que sempre é sugerida a utilização de um cimento resistente a sulfatos para melhorar a resistência aos sulfatos porém, como já foi discutido, a utilização de um cimento com adições pode substituir, sem perda de desempenho, o cimento resistente a sulfatos. Outra observação importante é a de que, para ataques muito fortes, o CEB não recomenda nenhum tratamento, admitindo que a degradação vai ser muito intensa. Neste caso, a medida que produziria o melhor efeito seria provavelmente a impermeabilização, como vai ser discutido a seguir.

⁶Comunicação Pessoal

Tabela 4.4 - Recomendações para incrementar a resistência do concreto ao ataque de sulfatos
(Adaptado do CEB, 1992).

Grau de Severidade do Ataque	Mecanismo de proteção	Medidas de proteção a adotar
Fraco	Permeabilidade Redução relação a/agl Proteção superficial Tipo de cimento	Penetração de água ⁷ < 50 mm Inferior a 0.6 Pintura protetora Cimento resistente a sulfatos
Moderado	Permeabilidade Redução relação a/agl Proteção superficial Tipo de cimento	Penetração de água < 30 mm Inferior a 0.5 Pintura protetora Cimento resistente a sulfatos
Forte	Permeabilidade Redução relação a/agl Proteção superficial Tipo de cimento	Penetração de água mínima Inferior a 0.4 Pintura protetora Cimento resistente a sulfatos
Muito Forte	-	proteção superficial

- **Bloqueio do acesso dos íons**

Sem dúvida, uma das melhores maneiras de enfrentar um ambiente contaminado com sulfatos é produzir um concreto de qualidade, com alta compactidade, bem curado e bem misturado. Um concreto produzido com baixo fator a/c e com adequados procedimentos de dosagem, mistura e amassamento dificulta o acesso dos íons sulfatos do meio circundante, reduzindo drasticamente a agressão resultante.

A cura a vapor sob pressão pode ser utilizada com bons resultados, pois transforma o hidróxido de cálcio e provoca a formação de silicatos e aluminatos mais estáveis. No entanto, deve-se ter muito cuidado para evitar a fissuração de origem térmica, que vai prejudicar de forma decisiva o desempenho do material. A cura a vapor sem pressão não provoca melhorias, sendo em muitos casos até prejudicial por causa da ocorrência de fissuração. Além disso, BIJEN (1989) relata a ocorrência de formação de etringita e expansão a longas idades, em peças de concreto curadas a vapor e expostas a umidades elevadas.

Outra forma de bloqueio seria a utilização de uma película impermeável, sob forma de uma pintura ou de um hidrofugante, como sugerido por ASLAM ET AL (1987). Este tipo de proteção é importante especialmente nos ambientes muito agressivos, onde é necessário impedir o contato do concreto com o meio agressivo. BIJEN (1989) classifica os tratamentos superficiais protetores em quatro tipos:

- *Impregnação com hidrofugante* - Neste caso as paredes dos poros são impregnadas com um agente repelente de água, através de um procedimento de secagem e sucção. Geralmente são usados silanos, siloxanos ou resinas a base de silicone. Este tipo de tratamento reduz bastante a absorção, pois dificulta a sucção capilar, mas não tem efeito sobre a difusão de gases, como o vapor de água.

- *Impregnação com preenchimento parcial dos poros* - Neste caso a superfície do concreto é pintada com um agente que penetra nos poros, usualmente por absorção. Em alguns

⁷ Medida através do método da Rilem, adotado no programa experimental deste trabalho.

casos o agente pode reagir quimicamente com os compostos do concreto. Usualmente são utilizados silicatos de sódio ou potássio dissolvidos em água, ésteres de silício e fluorsilicatos, além de polímeros como o polimetilmetacrilato.

- *Impregnação com preenchimento total dos poros* - (Selamento). Semelhante ao anterior, porém com bloqueio completo dos poros superficiais.

- *Aplicação de camada superficial de proteção*- Neste caso a proteção se dá através da formação de uma barreira superficial contínua. Neste grupo se incluem as películas de tinta convencional e, especialmente, as tintas de baixa permeabilidade, à base de epóxi, poliuretano, polimetilmetacrilato, etc. Em alguns casos pode-se utilizar argamassa especiais.

Os principais problemas concernentes ao emprego de tratamentos superficiais estão relacionados à manutenção do seu desempenho, como já foi discutido. A ação dos raios ultra-violeta, a falta de compatibilidade com o substrato, a oxidação, o bloqueio de água no interior do concreto, a presença de defeitos na continuidade da película, entre outros citados por BIJEN (1989), são fatores que podem comprometer o desempenho destes tipos de tratamento. Por isso, é recomendável, mesmo nos casos em que se pretende utilizar uma proteção, obter um concreto de alta compactidade e baixa permeabilidade. Uma das formas de atingir este objetivo é através do emprego de adições ativas, que modifiquem a estrutura do material.

- **Modificação do concreto através do uso de adições**

Segundo IRASSAR e BATIC (1989) e ELLIS (1992), os efeitos benéficos da adição de pozolanas na redução do ataque selenitoso podem ser sumarizados como:

- Diminuição relativa do conteúdo de C_3A , devido à redução na quantidade de clínquer.
- Remoção do hidróxido de cálcio pela formação de CSH secundário devido ao efeito pozolânico.
- Decréscimo da porosidade acarretada pela formação secundária de CSH nos poros, o que dificulta a movimentação da água e dos íons, protegendo os compostos que são suscetíveis à instabilidade em ambientes sulfatados.
- Favorecimento da formação de etringita na solução dos poros, sem expansão.

Apesar destes benefícios, nem sempre a utilização de adições pozolânicas deve ser considerada como inequivocadamente positiva, pois WOODS (1968) e KALOUSEK ET AL (1972) já relatavam a existência de evidências conflitantes sobre o uso de pozolana, sendo que algumas adições utilizadas em ensaios não mostraram desempenhos significativos no combate à agressão por sulfatos. WOODS cita um experimento realizado por POLIVKA e BROWN onde a utilização de pozolanas de alta qualidade (25% do material cimentante) produziu um grande acréscimo na resistência a sulfatos dos corpos de prova elaborados com cimento contendo altos teores de C_3A , sem melhorar o desempenho de corpos com baixos teores de C_3A .

Uma das explicações que se pode levantar para justificar este comportamento é a de que a incorporação de adições pode provocar um aumento na sucção capilar, devido ao refinamento dos poros, o que pode acarretar um maior ingresso de íons sulfato e potencializar uma maior agressão.

Quanto ao efeito de cada tipo de adição, historicamente os cimentos com *escória granulada de alto forno* sempre foram considerados aptos para utilização em ambientes selenitosos. Este tipo de cimento composto se caracterizava pela alta estabilidade, porém alguns experimentos indicam resultados insatisfatórios. SMOLCZYK, citado por LAWRENCE (1990), acredita que estes resultados devam ser atribuídos à baixa hidráulicidade das escórias utilizadas ou à uma inadequada escolha do clínquer. CALLEJA (1986) coloca que é necessário utilizar uma quantidade elevada de escória para obter bons resultados, geralmente em teores maiores que 40%, o que ocasiona uma diminuição dos poros maiores que 500 angstroms.

KAYYALI (1989) salienta a importância da redução da quantidade de hidróxido de cálcio que pode ser conseguida através da introdução de *adições pozolânicas*, e que contribui para evitar os efeitos deletérios do ataque selenitoso, pois a transformação do hidróxido em gesso fica minorada. VASCONCELOS e OLIVEIR (1987) alertam, porém, que deve ser fornecido tempo necessário para que a transformação pozolânica se processe antes da exposição do concreto ao ambiente contaminado. ELLIS (1992) apresenta dados que mostram a diferença de comportamento entre a cinza volante com altos teores de cálcio (tipo C) e a com baixos teores (tipo F), concluindo que, enquanto a segunda geralmente provoca uma melhoria significativa na resistência à sulfatos, a primeira pode acarretar um decréscimo na mesma, pela presença de aluminatos de cálcio, o que é confirmado por dados de JOSHI (1987). ELLIS ainda salienta que a utilização da cinza com reduzido teor de cálcio parece provocar melhores efeitos quando em grandes quantidades. Já a cinza com alto teor de cálcio não deve ser utilizada em proporções acima de 25% do material cimentante total, sob pena de acarretar problemas de pega no concreto.

Segundo CALLEJA (1986), as matrizes de concreto originadas pela incorporação de *microsílica* ou de *cinza de casca de arroz* apresentam uma estrutura menos porosa e, portanto, mais impermeável, o que diminui a chance de ataque. DIAMOND, citado por WOLF (1991), coloca que o concreto com m.s., em contraste com o concreto sem adições, é caracterizado pela formação de um gel de C-S-H denso e compacto, que não pode ser visualizado como partículas individuais. Os cristais de hidróxido de cálcio, além de parcialmente transformados em C-S-H secundário, também se modificam, passando a aparecer como cristais pequenos e disseminados, ao invés dos cristais grandes e localizados característicos dos concretos convencionais e que funcionam como imperfeições ou descontinuidades da microestrutura. Estas modificações vão acarretar melhorias também na zona de transição entre pasta e agregado, com reflexos diretos na estrutura dos poros, nas possibilidades de acesso dos fluidos e, conseqüentemente, na resistência química do concreto.

Em conclusão, apesar de algumas pequenas controvérsias e exceções, pode-se colocar com segurança que a conjugação adequada de adições com cimentos especiais pode se constituir numa excelente alternativa para a confecção de concretos altamente resistentes à ação deletéria dos íons sulfatos. Segundo LAWRENCE (1990), o BRE digest 250 recomenda, para incrementar a resistência a sulfatos, que sejam adicionadas 25% de cinza volante ou 70% de escória granulada. O autor ainda relata que, na França e na Alemanha, os cimentos supersulfatados ou com adição elevada de escória são considerados como equivalentes ao cimento resistente a sulfatos.

5 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental que constitui o objetivo central desta dissertação foi planejado de forma a cumprir dois objetivos:

- I) identificar as diferenças quanto à movimentação de água e resistência existentes entre os diversos traços de concreto, confeccionados com variações na relação água-aglomerante e na quantidade de microssílica, e
- II) verificar seu desempenho perante um determinado tipo de agente agressor.

Para se atingir estes objetivos o programa foi dividido em duas fases distintas, que se encontram sumarizadas a seguir:

A) Fase 1: Caracterização.

Nesta fase o objetivo foi avaliar as propriedades e o comportamento de diversos tipos de concreto produzidos a partir da combinação das variáveis de estudo. Com este intuito foram realizados ensaios para a avaliação da resistência mecânica e das características de movimentação de água.

B) Fase 2: Avaliação da durabilidade a sulfatos

Nesta fase se buscou avaliar como cada um dos concretos caracterizados anteriormente se comporta perante um ambiente agressivo capaz de causar uma degradação de origem química.

A combinação dos resultados das duas etapas permite avaliar a eficiência de cada uma das combinações de variáveis no controle da agressão aos sulfatos. A determinação deste comportamento pode servir, por analogia, para prever o desempenho dos concretos resultantes perante os demais processos de degradação de origem química, visto serem todos dependentes da possibilidade de movimentação de água, conforme o discutido nos capítulos 3 e 4.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma das principais considerações a se colocar quando se planeja um programa experimental é a diferença entre o concreto real e o de laboratório, conforme citado por CLARKE (1986). IDORN (1991) ressalta que a diversidade das condições que influenciam as complexas reações físico-químicas que ocorrem no concreto produzido atualmente, que conta geralmente com a presença de aditivos e adições, não podem ser reproduzidas de forma realística através dos procedimentos para a confecção e condicionamento de corpos de prova de laboratório.

O autor salienta a necessidade da realização de estudos sobre a correlação dos resultados obtidos em laboratório com os dados provenientes da análise do desempenho de estruturas reais, visando determinar a confiabilidade que se pode atribuir aos resultados destas investigações laboratoriais.

No campo dos ensaios de avaliação da durabilidade, deve-se manter uma cautela semelhante ou superior quanto à análise dos dados experimentais, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos, conforme discutido nos capítulos 2 a 4. CALLEJA (1980) alerta para o risco e a dificuldade inerentes à interpretação e análise dos resultados dos testes, especialmente quando se procura generalizar ou extrapolar os mesmos para prever o comportamento de estruturas reais.

Apesar da veracidade destas colocações, a utilização de ensaios laboratoriais é fundamental para as pesquisas sobre os materiais. Desta forma, estes devem seguir procedimentos padronizados para que se possa ter termos de comparação entre resultados obtidos em diferentes pesquisas. O objetivo primordial destes ensaios deve ser o entendimento do funcionamento do material, usando o enfoque da ciência dos materiais, e não a reprodução das condições reais de agressão. Para tanto se utilizam ensaios comparativos, buscando investigar a influência de algumas variáveis a partir de comparações de desempenho, admitindo que os valores obtidos são relativizados pelas condições de ensaio adotadas.

A partir deste conhecimento básico fornecido pelos ensaios pode-se tentar montar modelos, com concepção holística, para explicar o funcionamento do concreto real, validando estes modelos através de dados obtidos de estruturas existentes.

Em função destas considerações, concebeu-se o programa experimental de forma a que se pudesse obter informações sobre o desempenho dos materiais envolvidos de forma comparativa, agregando conhecimento sobre seu comportamento genérico, mas admitindo as diferenças para um concreto semelhante existente numa obra real.

5.2 DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS

Dentre as diversas variáveis que a bibliografia cita como influentes no fenômeno de ingresso e movimentação de água no concreto, optou-se por avaliar a influência de três: relação água-aglomerante, tipo de cimento e percentagem de adição de microssilica. A seguir se descreve brevemente a importância destas variáveis e quais os valores adotados para cada uma delas durante o programa experimental.

5.2.1 Relação água/aglomerante

Este fator foi escolhido como variável por ser tido como o mais importante e influente na formação da microestrutura e na determinação da porosidade do corpo de prova, fatores que estão diretamente correlacionados com a possibilidade de ingresso da água, como foi explanado no capítulo 4.

Foi utilizada a nomenclatura relação água/aglomerante (a/agl) ao invés da tradicional denominação de água-cimento devido à utilização de uma adição com característica cimentante, a microssílica. Desta forma, a relação a/agl foi calculada dividindo o conteúdo de água pela quantidade de cimento mais microssílica. A quantidade de água foi calculada levando em consideração o fato de que aproximadamente 60% da quantidade de aditivo utilizada pode ser considerada como constituída de água.

Trabalhou-se com três valores de relação a/agl para que se tomasse possível traçar curvas, permitindo uma melhor avaliação do efeito da variável. Foram escolhidas as seguintes relações para ensaio: 0.28, 0.43 e 0.67. Dessa forma se pretendia obter pontos igualmente afastados no diagrama de Abrahms. Além disso, em outras pesquisas realizadas na universidade estão sendo empregados os mesmos valores, o que permite uma comparação dos resultados.

A relação 0.28 escolhida corresponde a um concreto com muito pouca água, enquanto a relação 0.67 corresponde a uma situação de abundância de água para a hidratação, que pode ser encontrada usualmente em obra. Foi utilizado um certo percentual de aditivo mesmo neste traço, para que as condições entre traços não variassem muito.

5.2.2 Tipo de Cimento

Foram utilizados dois tipos de cimento, um cimento pozolânico (CP-IV 32, segundo a NBR 5736/90) e um cimento similar ao cimento portland comum (CP-I 32, segundo a NBR 5732/90), fabricado com a denominação de Cimento Especial para Pré-moldados (CEP).

A justificativa para a utilização destes tipos de cimento se baseia no fato de que o cimento pozolânico com adição de cinza volante é o mais empregado no Rio Grande do Sul, sendo detentor de uma fatia de mercado em torno de 92%¹, sendo que em 1993, das 1.192.260 toneladas de cimento produzidas no estado, 1.097.818 se constituíam em cimento pozolânico. Por outro lado, o cimento portland comum, além de ser amplamente utilizado em outras regiões do país, é o tipo de cimento ao qual se poderia associar a menor variabilidade, visto que se constitui basicamente de clínquer, sendo portanto o que pode ser melhor comparado com os dados das publicações estrangeiras, que se referem ao cimento tipo OPC (ordinary portland cement), classificado como tipo I pela ASTM C-150/86.

As respectivas normas autorizam uma utilização de 15 a 50% de material pozolânico no CP-IV, com a possibilidade de teores de 5% de material carbonático. Já para o CP-I, no mínimo 95% de sua massa deve ser constituída de clínquer e gipsita.

5.2.3 Adição de microssílica

A utilização da variável teor de microssílica (m.s.) é resultante do desejo de verificar se o efeito microfiller e o efeito pozolânico desta adição geram resultados benéficos mensuráveis nas

¹Dados fornecidos pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

propriedades de movimentação (permeação) de água quando conjugada com cada tipo de cimento, para cada uma das relações água-aglomerante.

Procurou-se determinar especialmente o comportamento quando da adição ao cimento pozolânico, pois neste já ocorre a presença de outras adições de caráter pozolânico. Esta determinação visa contribuir com o desenvolvimento da linha de pesquisa sobre a utilização de microssilica que se desenvolve no âmbito da Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Como outras pesquisas já haviam adotado os teores de 5% e 10% (WOLF, 1990), escolheram-se estes teores para estudo, levando em consideração que a adição de 10% é o máximo recomendado por MEHTA (1993).

5.2.4 Combinações de variáveis

A combinação de todas as variáveis utilizadas gerou um número de traços igual a 18, que foram codificados da seguinte forma (mAn), onde:

m = Teor de microssilica	(0 = 0% / 5 = 5% / 1 = 10%)
A = relação a/agl	(2 = 0.28 / 4 = 0.43 / 6 = 0.67)
n = Tipo de cimento	(Z = pozolânico / P = Portland Comum)

Exemplo:

04Z - Traço confeccionado com cimento pozolânico, relação a/agl 0.43 e 0% de adição de m.s.

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados na confecção dos corpos de prova foram:

- Areia do Rio Guaíba.
- Brita de Granito
- Cimento pozolânico CP-IV 32
- Cimento portland comum CP-I 32
- Microssilica nacional tipo I
- Aditivo Superplastificante a base de formaldeído naftaleno sulfonado.

A seguir são descritas as características de cada um destes materiais, citando as normas em que se basearam os ensaios de caracterização.

5.3.1 Agregados

Nos testes de granulometria, realizados conforme a norma NBR 7217/87, a areia foi classificada como fina, de acordo com a NBR 7211/83, tendo apresentando um módulo de finura de 2.36 e uma dimensão máxima característica de 2.4 mm, conforme indica a tabela 5.1.

Não foi constatada, no agregado miúdo, a presença de impurezas orgânicas húmicas, determinadas de acordo com a norma NBR 7220/87.

Tabela 5.1 - Granulometria do agregado miúdo utilizado.

PENEIRA	% RETIDA	% RETIDA ACUMULADA
2.4 mm	2.14 %	2.14 %
1.2 mm	8.75 %	10.89 %
0.6 mm	24.35 %	35.24 %
0.3 mm	53.23 %	88.47 %
0.15 mm	11.00 %	99.47 %
FUNDO	0.53 %	100.00 %

MASSA INICIAL: 1000 g

A brita utilizada foi uma brita de granito lavado, classificada segundo a NBR 7211/83 como Brita 1, e apresentava diâmetro máximo característico de 25 mm. Obteve-se o valor de 3.64 para o fator de forma do agregado graúdo, calculado de acordo com as prescrições da norma NBR 7809/83.

Tabela 5.2 - Granulometria do agregado graúdo utilizado.

PENEIRA	% RETIDA	% RETIDA ACUMULADA
25 mm	0.0 %	0.0 %
19 mm	12.6 %	12.6 %
9.6 mm	87.3 %	99.9 %
4.8 mm	0.1 %	100 %
2.4 mm	0.0 %	100 %
FUNDO	0.0 %	100 %

MASSA INICIAL: 2000 g

5.3.2 Cimento e Microssílica

Os cimentos utilizados foram ensaiados segundo a NBR 7215/82, que prevê a realização de ensaios de caracterização física. Foram realizados os ensaios de determinação do módulo de finura e do tempo de pega e, além disso, o fabricante forneceu os dados referentes à resistência à compressão da argamassa.

Segundo HELENE E TERZIAN (1992), a finura é um dos parâmetros fundamentais para avaliação do cimento, pois influencia diretamente a velocidade das reações de hidratação, colaborando para aumentar a resistência a pequenas idades, diminuir a exsudação e incrementar a impermeabilidade, trabalhabilidade e coesão do concreto resultante. Para calcular o módulo de finura utilizou-se as recomendações da NBR 5732/90, sendo efetuadas três determinações para cada tipo de cimento e adotados os valores médios de 1.2% para o cimento tipo CP-IV e de 0.76% para o cimento CP-I.

Os tempos de pega medidos foram:

Cimento tipo I → início de pega: 160 min / fim de pega: 540 min

Cimento tipo IV → início de pega: 203 min / fim de pega: 552 min

As resistências à compressão das argamassas moldadas com os dois tipos de cimentos foram, em média:

IDADE	CPI-32	CPIV-32
3 dias	16.2 MPa	13.6 MPa
7 dias	26.0 MPa	23.5 MPa
21 dias	31.7 MPa	28.0 MPa
28 dias	38.4 MPa	38.6 MPa

Os ensaios químicos de caracterização do cimento, previstos pela NBR 5740/77, foram realizados pelo Departamento de Geologia da UFRGS. As amostras ensaiadas foram retiradas dos silos de armazenagem do cimento no início das concretagens e constataram os seguintes percentuais de substâncias:

Tabela 5.3 - Constituição Química dos cimentos utilizados

Teste	Cimento tipo I	Cimento tipo IV
Al ₂ O ₃ (%)	6.89%	6.10%
SiO ₂ (%)	19.90%	33.30%
CaO (%)	53.84%	47.30%
MgO (%)	8.84%	5.31%
SO ₃ (%)	3.02%	1.80%
P.F. (%)	6.51%	6.81%
Álcalis Solúveis em água (%)	0.79%	0.47%

A microssilica utilizada teve procedência de um campo de extração em Tucuruí, e apresenta² superfície específica BET de 15 m²/g e diâmetro médio de 0.20 µm, sendo fornecida em estado peletizado. Foram realizados ensaios de espectrometria de raios-x, cujos resultados apontaram para um teor de sílica de 94%.

5.3.3 Aditivo Superplastificante

O aditivo utilizado foi um condensado de formaldeído naftaleno sulfonado, cujas propriedades já foram estudadas por RAABE (1991).

O objetivo primordial dos aditivos desta família é permitir que se obtenha uma maior trabalhabilidade, sem que haja alteração na relação água/cimento. Segundo HELENE e TERZIAN (1992), a utilização de aditivos superplastificantes pode permitir, de forma alternativa, uma economia de cimento, sendo mantidas a consistência, a relação água/cimento e a resistência à compressão.

O efeito dos aditivos sobre a durabilidade têm sido muito estudado nos últimos anos, pois a sua ação dispersante permite a formação de uma microestrutura mais organizada, sem tantas descontinuidades, o que melhora a impermeabilidade do concreto resultante. MEHTA (1993), salienta que o efeito surfactante dos grupos polares presentes nos aditivos provoca a quebra da

²Dados fornecidos pela Camargo Corrêa Metais S.A.

tensão superficial da água, permitindo uma melhor distribuição dos grãos de cimentos por um mecanismo defloculante, o que acaba gerando mais pontos de nucleação e provoca um refinamento do tamanho dos poros e dos grãos hidratados, uma maior homogeneidade da matriz, com uma conseqüente melhoria da zona de transição e uma diminuição da microfissuração devido a efeitos térmicos ou químicos.

Quanto a exemplos da atuação dos aditivos superplastificantes, McCURRICH (1986) relata um experimento onde se obteve, com a utilização de 2% de aditivo, uma redução da relação a/c de 0.52 para 0.42, sem perda de trabalhabilidade. Isso acarretou, no referido estudo, uma diminuição de 27 para 17 mm na profundidade de penetração de água sob pressão.

5.4 DOSAGEM

O ajuste de traço foi realizado para cada combinação de variáveis. Partiu-se de uma primeira aproximação fornecida por outra pesquisadora (DAL MOLIN, 1992), que trabalhou com as mesmas relações água-aglomerante em sua tese de doutoramento, com o objetivo de cruzar informações. O ajuste dos traços foi levado a efeito porque haviam diferenças no agregado miúdo e no tipo de cimento.

Os traços a utilizar foram determinados levando em conta a relação água-aglomerante desejada e o teor de microssilica a incorporar por adição. Utilizou-se a metodologia de dosagem do IPT/EPUSP, descrito por HELENE e TERZIAN (1992), sendo que os parâmetros de dosagem utilizados foram a obtenção de um abatimento de cone de 6 ± 1 cm e a manutenção de um teor de argamassa em torno de 43%. A redução de trabalhabilidade causada pela adição de microssilica foi compensada através do aumento do teor de aditivo utilizado.

A tabela 5.4 apresenta os traços resultantes da dosagem. O aditivo é dado em percentagem sobre o peso de cimento, o mesmo ocorrendo com a microssilica (m.s.), pois esta é utilizada como adição, não como substituinte de parte da quantidade de cimento. O consumo aproximado dos traços é de 600, 400 e 250 Kg por m³ de concreto, respectivamente.

Tabela 5.4 - Traços utilizados no programa experimental.

Relação ag/agl	Teor de m.s.	cimento	areia	brita	CP-I	CP-IV
					aditivo	aditivo
0.28	10%	1	0.72	2.27	4.0%	2.5%
	5%				3.0%	2.0%
	0%				3.0%	2.0%
0.43	10%	1	1.58	3.41	1.1%	1.0%
	5%				1.5%	1.5%
	0%				1.5%	0.8%
0.67	10%	1	3.12	5.45	1.5%	1.5%
	5%				1.2%	1.1%
	0%				0.8%	0.8%

5.5 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DA FASE DE CARACTERIZAÇÃO

Nesta fase foram realizados os seguintes ensaios, para cada combinação de variáveis:

a) Para avaliar a possibilidade de ingresso de água:

- Absorção por imersão aos 28 e 63 dias (3 c.p. em cada idade)
- Penetração de água sob pressão aos 21 e 63 dias (4 c.p. em cada idade)

b) Para controlar a sanidade dos traços:

- Resistência à compressão aos 28 dias (3 c.p.)

A moldagem de todas as combinações foi efetuada numa betoneira de eixo vertical, sendo confeccionados três traços por dia, aleatoriamente escolhidos. Para cada traço eram confeccionados simultaneamente os corpos de prova para os ensaios de absorção, resistência à compressão e penetração de água sob pressão. A ordem de colocação dos materiais obedeceu à seguinte sequência: brita, 70% da água, cimento, aditivo + 30% da água, microssilica e areia, totalizando uma operação que durava 4 minutos.

O controle da trabalhabilidade foi realizado através do ensaio de abatimento de tronco de cone, segundo o procedimento sugerido na norma NBR 7223/82. Os valores obtidos, que deveriam se situar entre 50 e 70 mm, estão apresentados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Abatimentos de tronco de cone, em mm, medidos durante a 1ª moldagem das diversas combinações de variáveis utilizadas.

02Z	55	52Z	52	12Z	60
04Z	65	54Z	70	14Z	65
06Z	70	56Z	70	16Z	65
02E	60	52E	65	12E	80
04E	55	54E	68	14E	85
06E	55	56E	60	16E	60

5.5.1 - Ensaio de Resistência à Compressão

Este ensaio foi realizado tomando como parâmetros as recomendações da norma NBR 5739/80 (Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto).

Deve-se salientar que não foram empregados os corpos de prova de dimensão 15x30 cm recomendados pela norma NBR 5738/84, sendo utilizados corpos de prova com dimensões 10x20 cm. Essa escolha se justificou por duas razões: diminuir a quantidade de material necessária para moldar o grande número de corpos de prova previstos e garantir que a capacidade da prensa não fosse ultrapassada, visto que os corpos de prova com relação água-cimento de 0.28 atingem

resistências elevadas. Além disso, este tamanho de corpo de prova tem sido utilizado com frequência nos experimentos que envolvem concretos de alta resistência ($F_{cj} \geq 50$ MPa), e os resultados obtidos com as relações ag/agl 0.43 e 0.28 da presente pesquisa se enquadram nesta condição.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada adaptando as recomendações da norma NBR 5738/84, sendo efetuada com adensamento manual, em duas camadas com doze golpes por camada. Após a moldagem, os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida por 28 dias, sob condições de temperatura de 23°C, com variação máxima de 2 °C, e condição de umidade $U > 85\%$.

Os corpos de prova eram retirados da câmara úmida apenas na manhã do dia de ensaio e enviados para o capeamento. Procurava-se com isso manter os corpos de prova numa condição similar de umidade, visto que a pressão da água nos poros é um dos fatores que pode influenciar na resistência à compressão. Um corpo de prova saturado tende a resistir menos, devido à presença de um elemento incompressível na sua estrutura de poros, que limita a deformação admissível. Efetivamente, GARRET ET AL, citados por JENNINGS (1988), apresentam resultados mostrando que a secagem de um corpo de prova propicia a obtenção de maiores resistências à compressão. A ruptura dos corpos foi realizada numa prensa hidráulica WPM, com controle manual e capacidade de 80 toneladas.

5.5.2. Ensaio de Absorção por Imersão

Este ensaio foi realizado tomando como base o procedimento sugerido na NBR 9778/87, que calcula a absorção como uma relação entre as massas do corpo de prova no estado seco, saturado e hidrostático. Com estes dados é possível calcular ainda a porosidade e as massas específicas aparente e real do material.

A utilização deste ensaio permitiu portanto a estimativa da porosidade desenvolvida na formação da microestrutura dos diversos traços e a determinação da quantidade de água que pode ser absorvida por sucção capilar.

O ensaio de absorção por imersão foi escolhido em detrimento do ensaio de absorção por capilaridade pois, segundo vários pesquisadores, o mesmo se mostra menos suscetível às condições do ambiente laboratorial. Além disso, no caso de estruturas imersas, o ingresso da água vai se dar primordialmente por sucção capilar, possivelmente acelerada pela pressão hidráulica decorrente da submersão (CEB, 1992).

No caso do ensaio em questão procurou-se minimizar o efeito da pressão, diminuindo ao máximo a profundidade de submersão. A norma brasileira não fixa a altura mínima acima da qual a água deve encobrir o corpo de prova, por isso adotou-se como base a altura de 20 mm sugerida na Recomendação CPC 11.3 da RILEM (1979), denominada "Absorption d'eau par immersion sous vide".

Os corpos de prova utilizados foram cilindros de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Antes da moldagem dos corpos de prova experimentais foi realizado um ensaio preliminar de absorção para determinar se a utilização de óleo nas formas poderia acarretar distorções no resultado do ensaio, devido à possível impregnação por óleo e conseqüente obstrução dos capilares superficiais do concreto. Foram utilizados esquemas alternativos para impedir a adesão dos concretos às formas, porém os resultados mostraram que a presença do óleo não causava perturbação significativa, pois a absorção variou apenas 3.5%. Tendo em vista este fato, utilizou-se o esquema tradicional de moldagem.

O esquema de ensaio utilizado foi o descrito na figura a seguir.

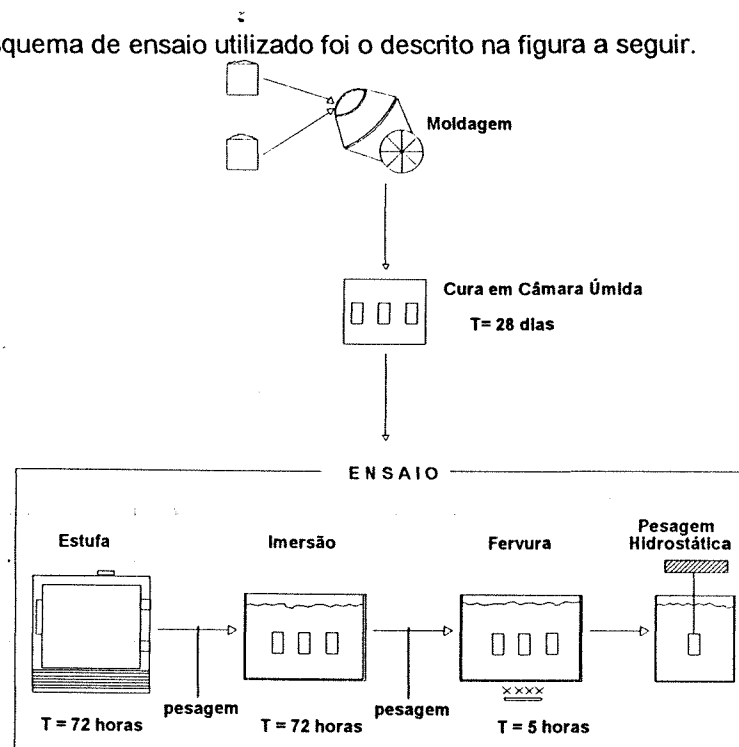


Figura 5.1 - Esquema das fases do ensaio de absorção de água por imersão.

Equipamento utilizado: 1 estufa; 1 aquário de vidro para imersão; 1 câmara de fervura com resistências de 6.000 Watts; 1 balança eletrônica com precisão de 0.1 g; 1 pórtico para medição hidrostática.

É importante ressaltar que a norma prevê que a secagem do corpo de prova seja realizada através do aquecimento a 105°C, o que pode, segundo MOUKWA e AITCIN (1988), gerar uma ruptura da microestrutura do concreto, com o aparecimento de fissuração de origem térmica, o que pode afetar o índice de absorção.

5.5.3 - Ensaio de Penetração de Água sob Pressão

Neste ensaio foi adotada como referência a norma NBR 10787/89, mas em alguns pontos utilizou-se o procedimento sugerido pela RILEM (1979), sob denominação CPC 13.1 - "Penetration de l'eau sur pression", que se assemelha bastante às recomendações da norma NBR 10787.

Os corpos de prova utilizados foram prismas de 150x150x120 mm, sendo ensaiadas 4 unidades para cada combinação de variáveis. A norma não define exatamente o equipamento de ensaio, apenas indica alguns parâmetros para sua confecção. Um croqui do equipamento utilizado é mostrado na figura 5.2.

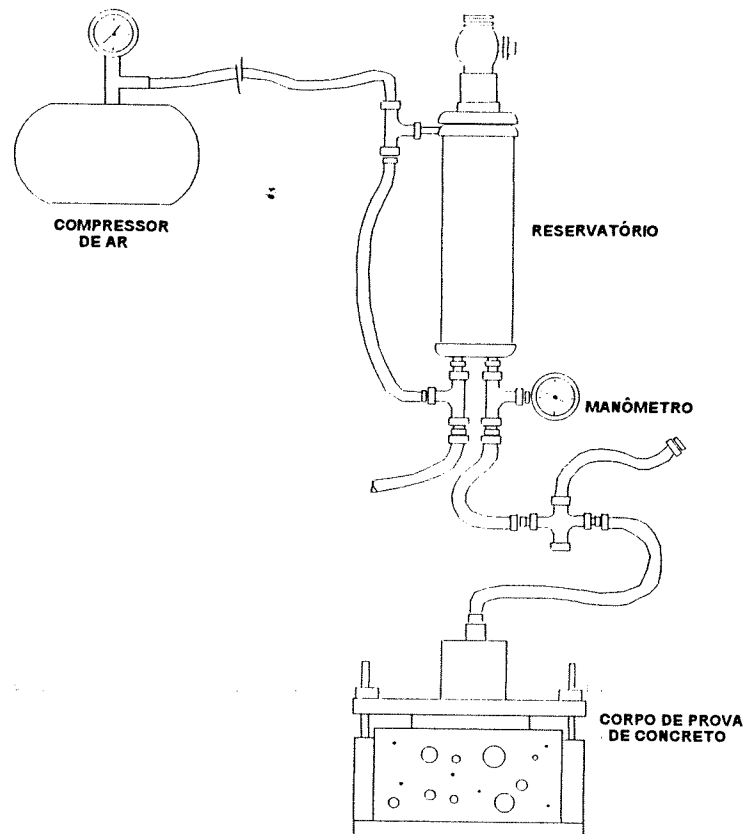


Figura 5.2 - Croqui de funcionamento do equipamento utilizado no ensaio de penetração de água sob pressão.

Equipamento utilizado: 1 compressor de ar Schulz; 6 células de permeabilidade com reservatórios individuais de água; 1 válvula reguladora de pressão Dover com manômetro Norgren; 1 reservatório central de água pressurizada com válvula de reabastecimento; 3 manômetros de pressão Record.

O equipamento foi desenvolvido a partir das células de colocação dos corpos de prova já utilizadas em dissertação anterior (WOLF, 1990). Foram feitas adaptações para melhorar o ensaio, como a criação de um reservatório central para abastecer cada um dos reservatórios individuais. Esta modificação permitiu a padronização da pressão aplicada em todos os corpos de prova e possibilitou uma maior autonomia do ensaio, pois se eliminou a necessidade de reabastecimento de água. Além disso, foram adicionados manômetros que permitiam controlar a real pressão da água nos corpos de prova. O aspecto final do equipamento pode ser visto na figura 5.3.

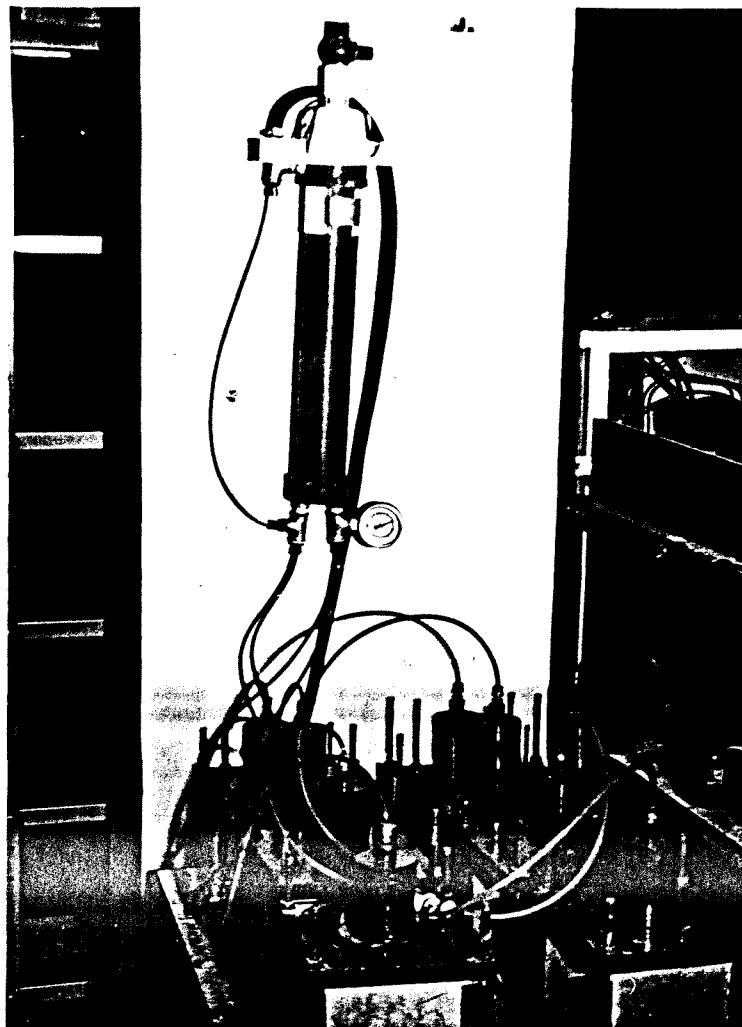


Figura 5.3 - Equipamento utilizado no ensaio de penetração de água.

Como fluido permeante foi utilizada água potável de torneira, conforme indicado na recomendação da RILEM. Foram realizados ensaios aos 21 dias e aos 63 dias, para que se pudesse avaliar melhor a influência do efeito pozolânico, como aconselhado na norma brasileira.

Nos ensaios de penetração, como não se necessita atingir um fluxo unidirecional contínuo para aplicar a Lei de Darcy e não se controla o volume de água que atravessa o corpo de prova, não foi efetuada a impermeabilização lateral do corpo de prova. Aliás, a recomendação CPC 13.1 salienta que a observação do aparecimento de água nas laterais pode ser uma informação importante.

Uma das variáveis diretamente influentes no resultado deste ensaio é a condição de umidade inicial do corpo de prova. Por isso, adotou-se como procedimento padrão que os corpos de prova seriam mantidos na câmara úmida até o momento do ensaio, de forma que as diferenças no teor de umidade refletissem as diferenças realmente existentes na capacidade de absorção de cada combinação de variáveis e não as condições de secagem. A figura 5.4 descreve as etapas que constituem o ensaio.

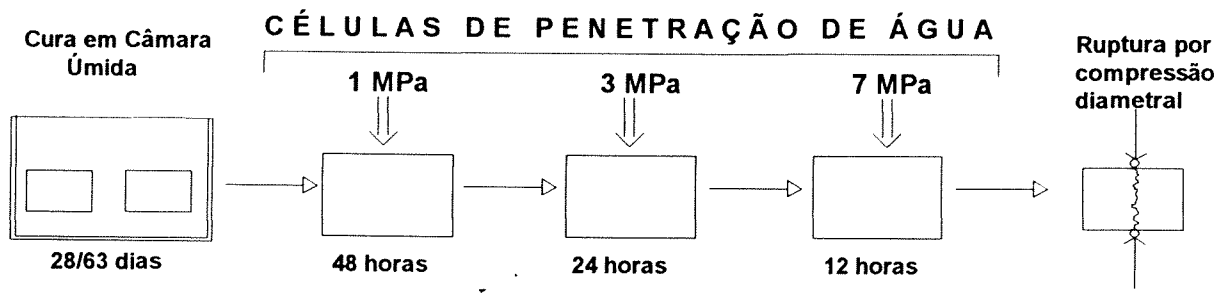


Figura 5.4 - Etapas do ensaio de penetração de água sob pressão.

No final do ensaio os corpos de prova foram rompidos à compressão diametral, para que se pudesse observar a penetração de água induzida pela pressão.

Após a ruptura, os corpos de prova foram examinados visualmente para verificar a mancha correspondente à penetração da umidade, que era registrada com giz de cera. Depois de marcado, o corpo de prova era colocado sob um gabarito transparente microquadriculado de forma a tornar possível transferir os contornos da mancha para um papel milimetrado.

Quanto à técnica de ensaio, ressalta-se que o ensaio foi realizado com a água sob pressão sendo aplicada na parte superior do corpo de prova. Desta forma, a penetração da água era estimulada pela ação da gravidade. No entanto, diante das pressões de água aplicadas, a ação da gravidade têm um efeito secundário no estabelecimento da profundidade de penetração de água.

Outro fator que pode interferir nos resultados, especialmente nos traços com relação a/agl reduzida, é o efeito de sucção da água do reservatório individual pelo fenômeno de capilaridade. Nos corpos de prova com baixa relação a/agl , o número de macroporos é muito pequeno e o diâmetro médio dos poros capilares - vide capítulo 4 - também tende a se reduzir. Nesta situação, a penetração de água pode ficar bloqueada, mesmo com a indução causada pela pressão externa, e a sucção capilar pode se tornar o mecanismo de transporte dominante, especialmente na zona superficial. Esta possibilidade deve ser levada em consideração na análise dos resultados, que é efetuada no capítulo 6.

5.6 ENSAIOS DE AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE A SULFATOS

Nesta fase foi realizada uma nova moldagem de concreto para todas as combinações de variáveis, sendo confeccionados os corpos de prova para os diversos ensaios de agressão por sulfatos. Os valores dos abatimentos obtidos são apresentados na tabela abaixo:

Tabela 5.6 - Abatimentos de tronco de cone, em mm, medidos durante a moldagem das diversas combinações de variáveis utilizadas.

02Z	28	52Z	60	12Z	42
04Z	65	54Z	65	14Z	70
06Z	60	56Z	60	16Z	65
02E	38	52E	30	12E	30
04E	58	54E	46	14E	42
06E	60	56E	53	16E	65

A técnica de agressão escolhida foi a de exposição a sulfatos por via de imersão. A solução agressiva básica adotada, que foi utilizada em todos os ensaios de agressão, era constituída por uma diluição de 5% de sulfato de sódio em água potável. Esta percentagem é recomendada pela norma americana ASTM C1012 (1987).

Os corpos de prova de concreto foram armazenados em uma caixa d'água de cimento amianto impermeabilizada com resina epóxi, de forma que a mesma não sofresse a ação corrosiva da solução. O controle da quantidade de sulfato disponível na solução foi feito através do monitoramento do pH da solução, realizado com o auxílio de um pHmêtro digital. A monitoração do pH é importante pois, além de servir como um instrumento de controle da concentração de sulfatos na solução, este fator determina o grau de hidrólise que governa a dissolução dos íons hidrolisáveis, conforme ANDERSSON ET AL (1989).

Observou-se que, nas primeiras idades, o valor do pH, que inicialmente se localizava na faixa de 10 a 12, caía rapidamente, demonstrando que os íons sulfato se combinavam com elementos do concreto e não se mantinham disponíveis na solução. Para resolver este problema, a cada semana era substituída toda a solução do reservatório, de forma a que se pudesse restaurar a concentração inicial de sulfato e manter a agressividade do meio em que estavam imersos os corpos de prova. Com o passar do tempo, a queda no pH foi se tornando cada vez menos acentuada e se optou por trocar a solução a cada 15 dias.

O controle da agressão causada por sulfatos é realizado normalmente através da monitoração da variação de uma ou mais de três propriedades do concreto: resistência à compressão, resistência à flexão e estabilidade volumétrica. No presente programa optou-se por realizar os seguintes ensaios:

- Avaliação da variação da resistência à compressão do concreto
 - corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm (a)
 - Ruptura aos 120 dias de exposição aos sulfatos
- Avaliação da variação da resistência à flexão do concreto
 - corpos de prova prismáticos de 4x4x16 cm (b)
 - ruptura aos 120 dias de exposição aos sulfatos
- Avaliação do aspecto visual do concreto
 - corpos de prova (a) e (b)
 - observação aos 120 dias de exposição

Além do controle de deterioração do concreto, decidiu-se realizar paralelamente a observação da variação da resistência à flexão de corpos de prova de argamassa, buscando obter mais dados para determinar as variáveis intervenientes no fenômeno. Ao invés dos corpos de prova prismáticos de 40x40x160 mm sugeridos na ASTM C349 (1982), foram utilizados corpos de prova de 10x10x60 mm sugeridos por KOCH e STEINEGGER (1960), com o objetivo de utilizar a metodologia proposta por IRASSAR e BATIC (1989), explanada no item 4.5, para determinar se os cimentos utilizados podem ser considerados como resistentes a sulfatos. Foram realizados os seguintes ensaios:

- Avaliação da variação da resistência à flexão da argamassa
corpos de prova prismáticos de 10x10x60 mm
ruptura aos 14, 56 e 120 dias de exposição
- Avaliação da expansão linear da argamassa
medição aos 7, 14, 28, 56 e 120 dias de exposição

A seguir serão descritos os ensaios realizados, destacando os principais tópicos sobre os métodos empregados na realização de cada um deles.

5.6.1 - Variação da resistência à compressão do concreto

Neste ensaio foram utilizados corpos de prova de concreto cilíndricos, com dimensões 10x20 cm, os quais foram rompidos por compressão. Foram ensaiadas 3 unidades para cada combinação de variáveis. A idade de ruptura escolhida foi 148 dias, o que totaliza um período de cura em câmara úmida de 28 dias mais um tempo de imersão de 120 dias. Segundo dados de KAYYALI (1989), verifica-se que a queda de resistência já se torna visível a partir dos 100 dias de agressão, se acelerando progressivamente a partir desta idade.

5.6.2 - Variação da resistência à flexão do concreto

Neste ensaio foram utilizados corpos de prova de concreto prismáticos, com dimensões 4x4x16 cm, os quais foram rompidos por flexo-tração. Foram ensaiadas 3 unidades para cada combinação de variáveis. As idades de ruptura escolhidas foram 28 dias (sem agressão) e 148 dias (120 dias de agressão).

Os prismas eram moldados ao mesmo tempo que os cilindros 10x20 para o ensaio de compressão, o que permite que se faça comparações diretas entre os resultados obtidos nos dois ensaios.

5.6.3 - Avaliação do aspecto visual do concreto

O acompanhamento visual da degradação provocada pela agressão de sulfatos é um fator de controle interessante, pois como o mecanismo de ataque progride a partir da superfície, é possível que a mesma esteja bem degradada e que mesmo assim, devido à espessura do corpo de prova, as variações na resistência não sejam mensuráveis.

IRASSAR (1993)³ adota uma escala empírica para graduar a degradação a partir da observação visual, baseando-se na quantidade de agregado graúdo exposto devido ao fenômeno de escamamento típico da agressão por sulfatos. OUYANG (1989) relata a utilização de escalas semelhantes por parte de LERCH (1961) e STARK (1982), onde o índice 0 (zero) significava que não era visível nenhum sinal de degradação e o índice 6 (seis) indicava a ruptura total. No entanto, como estas classificações não são normalizadas e se baseiam em princípios subjetivos, decidiu-se não adotar um procedimento semelhante. Desta forma, a observação visual se limitou à comparação entre os escamamentos ocorridos nos diversos corpos de prova, especialmente quanto à sua intensidade e localização

5.6.4 - Variação da resistência à flexão da argamassa

Este ensaio foi planejado para ser executado utilizando o método Koch-Steinegger (1960), recomendado por CALLEJA (1980) como um dos melhores métodos para avaliar a resistência a sulfatos de cimentos com adições.

O teste Koch-Steinegger é baseado na medição da variação da resistência à flexão de pequenos corpos de prova de argamassa. Segundo SAMANTA e CHATTERJEE, citados por IRASSAR e BATIC (1989), esta é a melhor maneira de medir a eficiência da ação das pozolanas, pela sua sensibilidade.

Decidiu-se pela realização deste ensaio a fim de verificar a validade da metodologia proposta por IRASSAR e BATIC (1989). Estes pesquisadores adiantam que, observando a resistência de corpos de prova rompidos à flexo-tração aos 77 dias (70 dias de agressão) é possível estabelecer quais os traços que apresentam boa resistência aos sulfatos.

Para a realização do ensaio foram moldados corpos de prova de 10x10x60 mm em número suficiente para que se pudesse controlar a evolução da resistência, com rupturas aos 21, 42, 77 e 120 dias. O controle da expansão foi feito através de medições do comprimento do corpo de prova, através de relógio comparador e gabarito especial, aos 21, 35, 42, 56, 77 e 120 dias.

A argamassa foi moldado com os mesmos traços utilizados para o concreto, porém descontando a água perdida para umedecer a superfície do agregado graúdo.

Durante a moldagem, a trabalhabilidade da argamassa foi controlada através da utilização do mini-slump, sendo medidos o abatimento e o espalhamento. Este ensaio, proposto por KANTRO, tem sido utilizado com frequência para avaliar a fluidez de pastas de cimento, conforme RAABE (1991). Utiliza-se um molde tronco-cônico de aço inoxidável ou de acrílico, conforme a figura 5.5, com diâmetro superior de 20 mm, inferior de 40 mm e altura de 60 mm.

Para medir o abatimento desta forma utiliza-se um procedimento similar ao do ensaio de abatimento de concreto, porém se coloca a argamassa sobre uma placa de vidro sob a qual é fixado um papel milimetrado com a marcação do diâmetro inicial e com eixos para medir o espalhamento.

³Contato pessoal realizado durante o Seminário de Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto, nos dias 08 e 09 de Dezembro de 1993, em Porto Alegre, RS

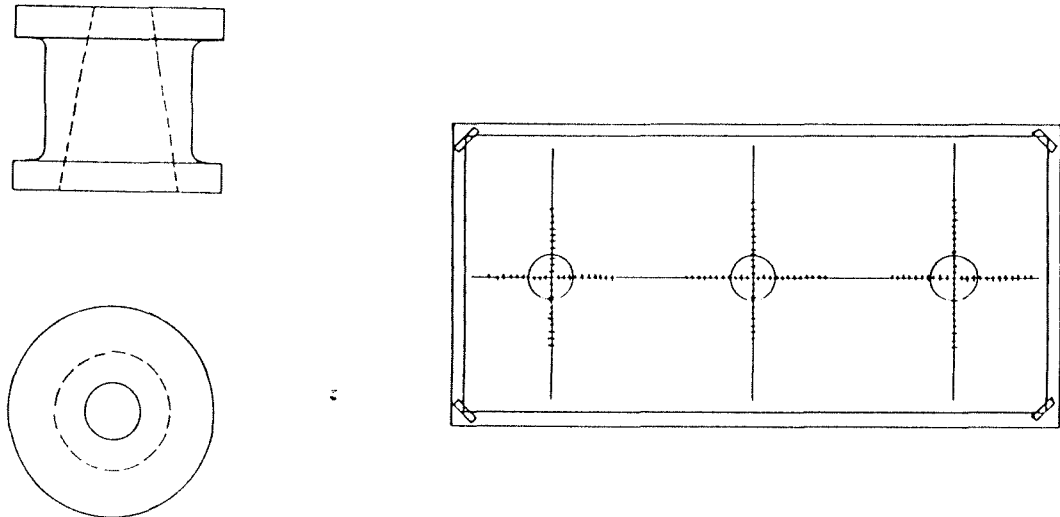


Figura 5.5 - Croqui do molde tronco-cônico e placa de vidro graduada utilizados na realização do ensaio de mini-slump. (Adaptado de RAABE, 1991)

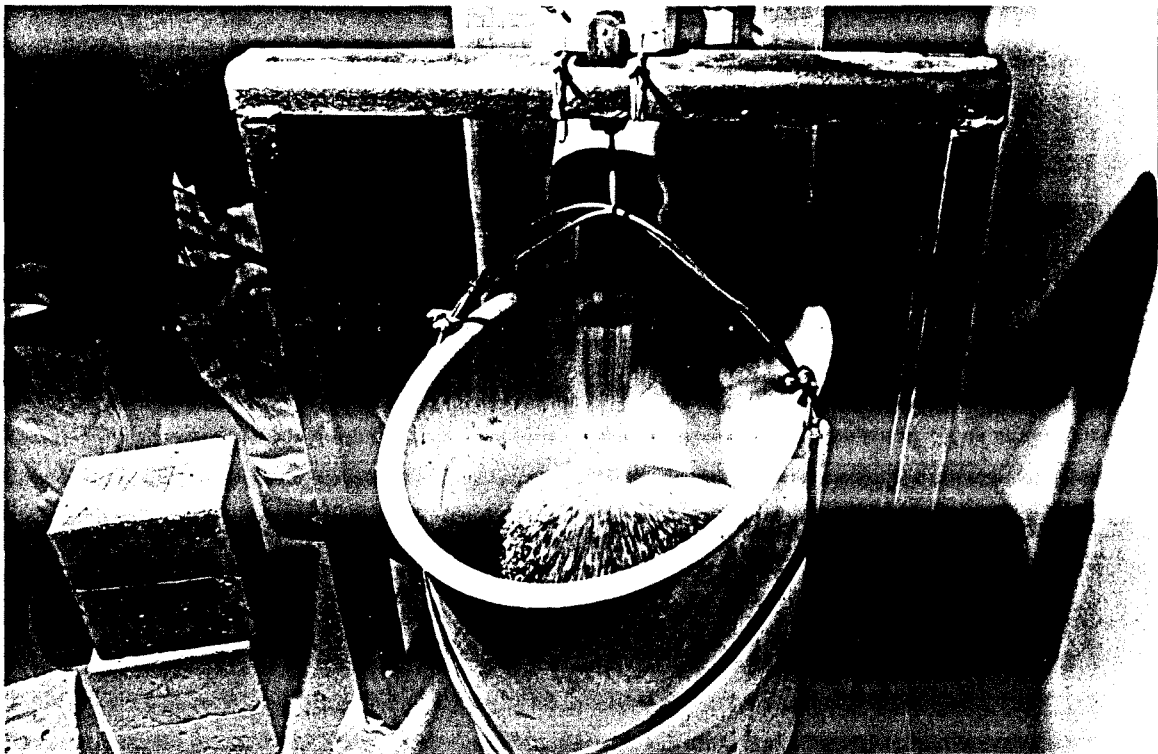


Figura 5.6 - Equipamento de carregamento de areia para ensaio de flexão dos prismas de argamassa expostos aos sulfatos.

Após a moldagem, os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida até os 21 dias, sendo então metade imersa na solução de sulfato, enquanto a outra metade era mantida estocada em água potável. Neste ensaio os corpos de prova, devido ao seu tamanho reduzido, foram mantidos em bacias plásticas ao invés de na caixa d'água.

Foi necessário criar um sistema especial de ensaio para fazer a ruptura dos corpos de prova porque, devido às suas dimensões reduzidas, pequenas cargas já provocavam o esgotamento da sua capacidade resistente. Elaborou-se então um equipamento (figura 5.6) constituído por um pórtico para fixação do prisma e por um reservatório de areia que permite um carregamento constante até o momento da ruptura, quando então o fluxo de areia é automaticamente estancado.

A carga de areia é avaliada com auxílio de uma balança eletrônica e, admitindo um modelo de viga bi-apoiada com carga concentrada no centro do vão, calcula-se a tensão de tração por flexão que foi resistida pelo corpo de prova.

Este ensaio foi incluído no planejamento experimental visando a obtenção de informações sobre as diferenças de comportamento entre a argamassa e o concreto quando expostos a agressão por sulfatos. Deve-se salientar, no entanto, que o reduzido tamanho dos corpos de prova de argamassa potencializa a agressão, pois devido à elevada relação superfície-volume, os sulfatos entram facilmente em contato com a maior parte da massa da matriz cimentícia.

5.6.5 - Expansão linear da argamassa

Decidiu-se realizar um controle da expansão dos corpos de prova de argamassa, devido ao fato da variação volumétrica se constituir em um dos parâmetros mais citados na bibliografia para avaliar a degradação causada pelo ataque por sais selenitosos.

Foi utilizado um equipamento de acordo com o sugerido na norma ASTM C490 (1986), com uso de um relógio comparador com precisão de centésimo de milímetro. Foi confeccionado um gabarito em aço inoxidável para ajustar o relógio antes de cada medição. A condição adotada para a medição dos corpos de prova foi a de saturado com superfície seca.

Em relação a este tipo de procedimento, Prudêncio (1993)⁴ relatou a utilização, para a medição da expansão, de corpos de prova obtidos pelo corte transversal de cilindros de concreto, com espessura máxima de 6 mm, o que maximizava o efeito superficial da agressão, eliminando a restrição do núcleo. Estes corpos, impermeabilizados lateralmente, eram expostos à solução de sulfatos, mostrando elevada degradação em curto espaço de tempo e dados de expansão compatíveis. Na superfície que ficou desprotegida eram fixadas pastilhas que, com o auxílio de um extensômetro mecânico, serviam para controlar, ao longo do tempo, a variação de comprimento daquela face. A vantagem desta técnica de ensaio consiste no fato de que a proteção lateral impede a ocorrência do efeito de aresta, que agrava o ataque. No entanto, como a maioria das peças de concreto reais são confeccionadas com arestas, este ensaio pode não ser interessante em alguns casos.

⁴Contato pessoal realizado durante o Seminário de Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto, nos dias 08 e 09 de Dezembro de 1993, em Porto Alegre, RS

6 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos durante a execução do programa experimental proposto, constituído pelos ensaios descritos no capítulo 5. A partir da análise destes dados se procurará tecer algumas considerações, visando discutir e explicitar o significado dos resultados experimentais. As considerações e hipóteses apresentadas servem de embasamento para uma análise mais global e para o estabelecimento das conclusões do trabalho, apresentadas no capítulo 7.

Devido ao grande número de dados obtidos, a apresentação dos resultados será limitada aos valores médios obtidos nos ensaios, ao invés dos dados originais. Os dados médios apresentados foram submetidos a uma pré-análise estatística que buscou identificar e remover dados espúrios, realizada com o auxílio do módulo de estatística básica - Statbas - do programa computacional Projex (NANNI e RIBEIRO, 1991).

O formato padrão de apresentação dos itens neste capítulo constitui-se em um relato dos dados obtidos sob a forma de tabelas ou gráficos, seguida por uma análise de significância estatística baseada numa comparação múltipla de médias e no teste de Duncan, que busca identificar as diferenças significativas entre os resultados numéricos obtidos, a um nível de significância de 5%.

Desta forma, a análise estatística serve como base para a interpretação dos resultados pois, a partir do estabelecimento da significância dos dados, se busca estabelecer uma discussão sobre os efeitos de cada uma das variáveis nos resultados dos ensaios. São discutidas hipóteses que justifiquem os resultados obtidos e, quando apropriado, são feitas comparações com dados obtidos por outros pesquisadores.

No caso do ensaio KOCH-STEINEGGER de prismas de argamassa, submetidos ao ataque de sulfatos e monitorados através de rupturas por flexão ao longo do tempo, não serão apresentados os valores de resistência, devido à grande quantidade de dados. Ao invés disso, serão apresentados os gráficos com os valores do coeficiente de corrosão R, conforme preconizado por IRASSAR e BATIC (1989).

6.1 RESULTADOS DA FASE DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

6.1.1 Ensaio de Resistência à Compressão

Este ensaio, o mais tradicional empregado na qualificação do concreto, foi realizado conforme exposto no item 5.4.1 e fornece como resultado a resistência à compressão do concreto. As tabelas 6.1 e 6.2 sumarizam os resultados obtidos para os dois tipos de cimento (portland comum - tipo I - e portland pozolânico - tipo IV). A coluna índice de resistência (IR) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da resistência medida para cada combinação de variáveis pelo valor da resistência do traço de referência, que apresenta relação a/agl de 0.67 e não contém adição de microssilica. A coluna IR* apresenta, para cada relação água/aglomerante, o quociente de variação de resistência devido à utilização de microssilica, em relação ao traço sem adição.

Análise dos dados

Analisando os dados apresentados nas tabelas verifica-se que os coeficientes de variação das diversas combinações de variáveis são bastante reduzidos, estando todos abaixo de 10%. Isto indica que os ensaios de compressão não apresentaram problemas durante a fase de execução, o que permite depositar confiança nos dados obtidos.

Observa-se, analisando as tabelas, que a utilização do cimento tipo I propicia a obtenção de resistências mais elevadas, ficando esta diferença entre 10% e 18%, para os traços sem m.s. Nos traços com microssilica a tendência é mantida, e o cimento tipo I atinge maiores resistências, especialmente nos traços com relação a/agl 0.67.

De forma geral nota-se que há uma tendência de aumento de resistência quando ocorre a incorporação de microssilica. Esta tendência é mais evidente na relação a/agl de 0.67 para o cimento tipo I (aumento de 53%) e, para o cimento tipo IV, na relação a/agl de 0.28 (aumento de 31%). É importante ressaltar que a m.s. praticamente não surtiu efeito quando adicionada ao cimento pozolânico com relação a/agl 0.67.

Analisando o aumento de resistência causado pela ação conjunta de diminuição da relação a/agl mais adição de microssilica, verificamos que os dois tipos de cimento se comportam de forma semelhante, com um aumento máximo em torno de 3,4 vezes.

A observação do modo de ruptura dos corpos de prova indicou que para a relação a/agl 0.28 a ruptura era frágil, com elevado percentual de ruptura através dos agregados. Na relação 0.43 a ruptura ocorria de forma menos brusca, com fissuração contornando os agregados, e na relação 0.67 a ruptura ocorria de forma dútil, com o esfarelamento do corpo.

Uma outra observação relevante é a de que o patamar de resistência atingido pelo traço 06Z representa aceitavelmente os concretos encontrados correntemente numa obra cujo projeto especifique fck de 15MPa, de acordo com as premissas assumidas neste trabalho.

Tabela 6.1 - Ensaio de compressão. Cimento tipo I. Resultados de ruptura aos 28 dias.

Relação a/agl	Teor de m.s. (%)	Resistência Média (MPa)	C.V. (%)	IR	IR*
0,28	10	75.1	6	3.28	1.27
	5	65.3	2	2.85	1.10
	0	59.1	7	2.58	1.00
0,43	10	57.5	5	2.51	1.24
	5	46.1	6	2.01	0.99
	0	46.4	3	2.03	1.00
0,67	10	35.0	3	1.53	
	5	34.9	6	1.50	
	0	22.9	8	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IR - índice de resistência; IR* - índice relativo de resistência.

Tabela 6.2 - Ensaio de compressão. Cimento tipo IV. Resultados de ruptura aos 28 dias.

Relação a/agl	Teor de m.s. (%)	Resistência Média (MPa)	C.V. (%)	IR	IR*
0,28	10	70.5	1	3.44	1.31
	5	59.4	9	2.90	1.11
	0	53.7	9	2.62	1.00
0,43	10	44.8	2	2.18	1.14
	5	44.3	5	2.16	1.13
	0	39.3	7	1.92	1.00
0,67	10	21.2	2	1.03	
	5	21.4	3	1.04	
	0	20.5	3	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IR - índice de resistência; IR* - índice relativo de resistência.

Comparação Múltipla de Médias

A figura 6.1 mostra o resultado de uma análise estatística que foi realizada com o objetivo de identificar, através da comparação múltipla de médias, a existência de diferenças estatisticamente significativas entre as resistências obtidas para as diversas combinações de variáveis, a um nível de significância de 5%. O procedimento adotado para a realização desta análise foi o preconizado por NANNI (1990) e consistiu em três etapas:

a) reunião dos dados em grupos e cálculo da média. Cada grupo representava uma combinação de variáveis;

b) utilização do programa computacional Projex (NANNI E RIBEIRO, 1991) que, através do seu módulo denominado Compvar, forneceu os dados sobre a comparação múltipla das médias dos diversos grupos;

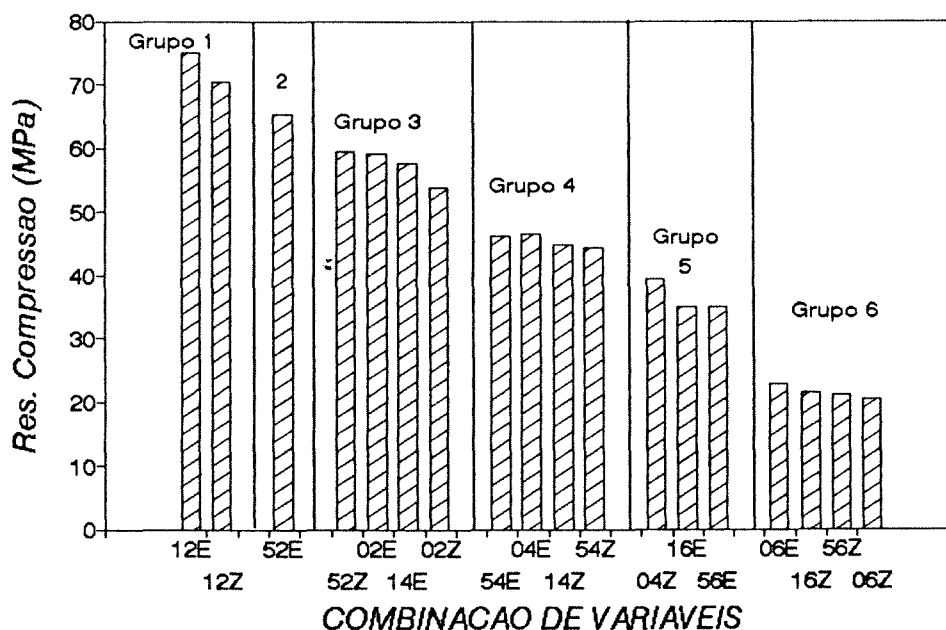


Figura 6.1 - Resultados médios de resistência à compressão aos 28 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / teste de Duncan.

c) no casos em que os resultados obtidos com o programa estatístico indicaram que a hipótese estatística de igualdade entre as médias dos diversos grupos deveria ser rejeitada, utilizou-se o teste de Duncan para definir a divisão dos grupos em classes de resistência semelhante.

A metodologia proposta visa agrupar as médias em conjuntos estatisticamente similares. Dessa forma, as médias que são agrupadas em um mesmo conjunto não diferem significativamente, ou seja, as diferenças numéricas existentes nas médias não podem ser atribuídas, com segurança, ao efeito das variáveis em estudo. Este tipo de procedimento procura mostrar que o efeito das variáveis em estudo é significativo entre combinações de variáveis cujas médias pertencem a conjuntos distintos, mas que dentro de cada grupo a variação dos resultados não pode ser estatisticamente explicada através do efeito das variáveis.

É importante ressaltar que a classificação em classes é função de certa dose de subjetividade, pois na realidade o teste de Duncan faz uma comparação das médias duas a duas, sendo então os conjuntos organizados com base na compatibilidade destas várias comparações.

No presente caso, a metodologia da comparação de médias indicou a possibilidade de estabelecimento de seis grupos. Analisando-se os grupos gerados verifica-se que sua formação é primariamente decorrente das diferenças no relação a/agl e secundariamente das diferenças no teor de microsilica e no tipo de cimento. Podem ser destacadas as seguintes observações:

- para a relação água-aglomerante 0.28 (grupos 1 a 3), as diferenças entre os dois tipos de cimento não se mostram significativas, porém é sensível a existência de um escalonamento da resistência devido à presença de microssilica. O único resultado que destoa deste comportamento é o da combinação 52Z, porém o mesmo se encontra numa situação limite.

- para a relação água-aglomerante 0.43 (grupos 3 a 5), a diferença entre os dois cimentos foi mais marcante, com resistências maiores para o cimento tipo I. Efetivamente, adicionar 10% de microssilica no cimento pozolânico gerou resultados equivalentes aos obtidos com a utilização do cimento tipo I sem adição.

No tocante aos teores de microssilica, verificou-se que, no cimento tipo IV, a adição de 5% provocou um aumento de resistência sensível, porém o aumento para o patamar de 10% não surtiu resultados significativos. No cimento tipo I, a adição de 5% de m.s. não acarretou aumento na resistência, porém a adição de 10% causou uma melhora estatisticamente significativa, sendo equivalente à utilização de uma relação a/agl de 0.28 sem adição.

- para a relação água-aglomerante 0.67 (grupos 5 e 6), o efeito da variável tipo de cimento também foi notado, novamente com resistências maiores para o cimento tipo I. Quanto à microssilica, verificou-se que a adição de 5% provoca uma melhora estatisticamente significativa e se equivale à adição de 10%, para o cimento tipo CP-I.

Análise da Influência das Variáveis

a) relação a/agl

Como era de se esperar, pelo clássico trabalho de ABRAHMS, a relação entre resistência e relação a/agl se mostrou evidente, e se constituiu no efeito preponderante. Os gráficos da figura 6.2 mostram como se comportou esta relação para os dois tipos de cimento.

Utilizou-se a escala logarítmica para plotar os resultados de resistência e, neste caso, a relação teórica ideal entre as diversas relações a/agl deve reproduzir uma reta. Observou-se que este é aproximadamente o comportamento dos dados, com exceção para os traços contendo 5% de microssilica no cimento tipo I, que apresentam comportamento bastante irregular. Verifica-se ainda que o efeito da adição de microssilica é mais acentuado no cimento portland comum.

b) teor de microssilica

De uma maneira geral, os resultados obtidos justificariam a adoção de um teor de 10% de m.s. nos traços com relação a/agl 0.28, para os dois tipos de cimento, e no traço de relação a/agl 0.43 com cimento tipo I.

No caso dos traços confeccionados com cimento tipo IV (pozolânico) e relação a/agl de 0.67 não se recomendaria a utilização da adição. Nos demais casos, envolvendo relação a/agl de 0.67 com cimento tipo I e relação a/agl 0.43 com cimento tipo IV, o teor ótimo a empregar seria 5%. Ou seja, quanto menos clínquer disponível, menor deve ser a quantidade de m.s. adicionada, para se obter o melhor retorno custo-benefício.

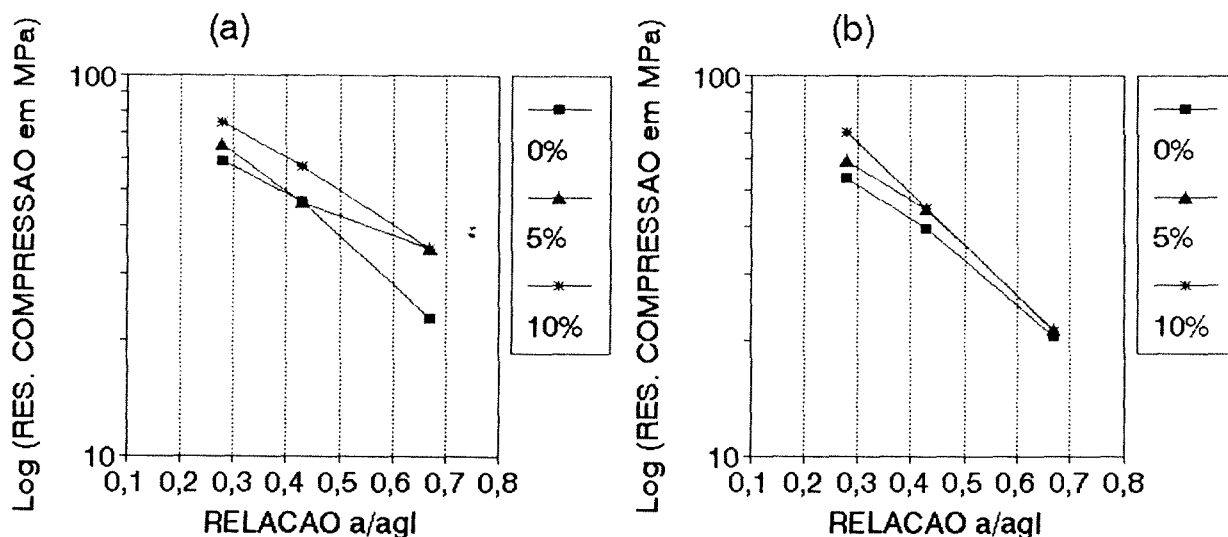


Figura 6.2 - Representação gráfica da variação da resistência a compressão em função da relação a/agl. (a) Cimento CP-I. (b) Cimento CP-IV.

c) tipo de cimento

O fato do cimento tipo I (CEP) ser mais fino e possuir maior quantidade de clínquer pressupõe a obtenção de resistências maiores a 28 dias, quando o efeito pozolânico da cinza volante adicionada ao cimento tipo IV (POZ) ainda não se manifestou por completo, fato que foi observado em todos os traços.

Em traços pobres do cimento pozolânico, com baixo consumo de cimento e elevada relação água/agl, a utilização de microssilica não provocou aumento de resistência. Isto pode ter sido decorrente de um excesso de material pozolânico, que entrou em competição pelo escasso hidróxido de cálcio produzido, limitando a reação pozolânica.

Uma indicação da possibilidade de ocorrência deste fenômeno pode ser obtida observando os resultados de experimentos de PAGE e VENNESLAND (1983), que mostram que a adoção de um maior teor de adição de microssilica diminui o pH da solução dos poros, pela depleção do $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Por outro lado, pode-se admitir que a existência de excesso de água combinado a uma alta quantidade de materiais secos (areia + agregado graúdo) gera uma elevada quantidade de zonas de transição de baixa resistência, além de produzir uma matriz porosa e de baixa qualidade. Ou seja, o concreto obtido nesta situação é de tão baixa qualidade que a adição de microssilica não consegue produzir um efeito mensurável de aumento de resistência.

6.1.2 Ensaio de Absorção por Imersão

Os resultados do ensaio de absorção foram obtidos de acordo com o descrito no item 5.4.2, tomando como base o método indicado pela norma NBR 9778/89, que sugere a sua apresentação sob forma de percentuais de absorção de água em relação à massa do corpo após secagem em estufa. Além disso, seguindo os procedimentos descritos na referida norma, calcularam-se outras grandezas, como o índice de vazios e a massa específica real.

Como já foi discutido, optou-se por realizar os ensaios de absorção em duas idades, 28 e 63 dias, devido ao caráter secundário do efeito pozolânico. Os dados médios calculados estão apresentados nas tabelas 6.5 a 6.8, para cada tipo de cimento e para as duas idades de ensaio. A coluna índice de absorção (IA) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da absorção medida para cada combinação de variáveis pelo valor da absorção do traço de referência, que apresenta relação a/agl de 0.67 e não contém adição de microssilica. A coluna (IA^{*}) apresenta, para cada relação água/aglomerante, o quociente de variação de absorção devido à utilização de microssilica, em relação ao traço sem adição.

Tabela 6.5 - Ensaio de absorção. Cimento tipo I. Resultados obtidos aos 28 dias.

Relação a/agl	Teor de m.s. (%)	Absorção Média (%)	C.V. (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica real (kg/m ³)	IA	IA [*]
0,28	10	3.0	3	7.1	2530	0.59	0.72
	5	3.8	2	8.8	2590	0.74	0.93
	0	4.1	3	9.8	2680	0.80	1.00
0,43	10	3.6	10	8.5	2610	0.70	0.86
	5	4.1	8	9.7	2640	0.80	0.98
	0	4.2	6	10.1	2670	0.82	1.00
0,67	10	4.8	4	11.1	2590	0.94	
	5	5.5	4	12.8	2660	1.08	
	0	5.1	7	11.8	2620	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IA - índice de absorção; IA^{*} - índice de absorção relativa

Análise dos dados

Analisando os valores do índice de absorção observa-se, como seria de esperar, que de forma geral a absorção tende a diminuir quando se diminui a relação a/agl e se aumenta o teor de microssilica.

Nos traços ensaiados aos 28 dias, a adição de microssilica provoca dois efeitos opostos. Nos concretos com relação a/agl 0.67 a sua presença acarreta uma maior absorção, enquanto nas demais tende a provocar uma redução da absorção, sendo que os concretos com relação a/agl 0.28 se mostram mais sensíveis à incorporação da m.s. que os de relação 0.43.

Tabela 6.6 - Ensaio de absorção. Cimento tipo IV. Resultados obtidos aos 28 dias

Relação a/agl	Teor de m.s. (%)	Absorção Média (%)	C.V. (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica real (kg/m ³)	IA	IA*
0,28	10	3.5	2	8.1	2540	0.67	0.81
	5	3.0	5	7.2	2550	0.58	0.70
	0	4.3	3	10.0	2590	0.82	1.00
0,43	10	3.7	1	8.8	2590	0.71	0.79
	5	3.9	4	9.3	2610	0.75	0.83
	0	4.7	9	11.0	2630	0.90	1.00
0,67	10	5.9	7	13.7	2680	1.13	
	5	5.8	2	13.4	2680	1.11	
	0	5.2	2	12.5	2740	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IA - índice de absorção; IA* - índice de absorção relativa

Tabela 6.7 - Ensaio de absorção. Cimento tipo I. Resultados obtidos aos 63 dias

Relação a/agl	Teor de m.s. (%)	Absorção Média (%)	C.V. (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica real (kg/m ³)	IA	IA*
0,28	10	3.0	3	7.2	2530	0.58	0.73
	5	4.1	1	9.0	2590	0.79	0.98
	0	4.2	4	9.9	2620	0.82	1.00
0,43	10	3.7	10	8.5	2610	0.71	0.80
	5	4.1	4	9.7	2640	0.79	0.89
	0	4.6	3	10.6	2590	0.88	1.00
0,67	10	5.5	4	12.5	2590	1.06	
	5	5.5	3	12.8	2660	1.06	
	0	5.2	1	12.2	2650	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IA - índice de absorção; IA* - índice de absorção relativa

Quanto à quantidade de microssilica, verifica-se que o teor de 10% produz usualmente bons resultados, enquanto o efeito da adição de um teor de 5% se mostra mais variável, ineficiente em alguns casos e excepcional em outros, como no caso do cimento tipo IV com relação a/agl 0.28.

Os coeficientes de variação obtidos neste ensaio são bastante reduzidos, mostrando a boa reprodutibilidade do mesmo e confirmando as colocações de que a absorção é uma propriedade mais fácil de mensurar que a permeabilidade.

Quando se analisam os dados dos traços ensaiados aos 63 dias, observa-se que, para os concretos com cimento tipo I ocorreu uma leve tendência de aumento da absorção, com destaque para o traço 16E. No cimento tipo IV observa-se três comportamentos: na relação a/agl 0.28 a tendência foi de diminuição da absorção, na relação a/agl 0.43 a tendência foi de aumento e, na relação a/agl 0.67, a absorção se manteve praticamente estável.

Tabela 6.8 - Ensaio de absorção. Cimento tipo IV. Resultados obtidos aos 63 dias

Relação a/agl	Teor de m.s. (%)	Absorção Média (%)	C.V. (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica real (kg/m ³)	IA	IA*
0,28	10	3.2	3	7.4	2530	0.84	0.84
	5	2.9	5	7.0	2570	0.57	0.76
	0	3.8	9	9.0	2590	0.74	1.00
0,43	10	3.9	5	9.2	2610	0.76	0.87
	5	4.2	6	10.0	2640	0.82	0.93
	0	4.5	6	10.8	2650	0.88	1.00
0,67	10	6.0	3	13.7	2630	1.18	
	5	5.7	5	13.4	2700	1.12	
	0	5.1	3	11.8	2640	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IA - índice de absorção; IA* - índice de absorção relativa

Comparação Múltipla de Médias

Foi realizado para o ensaio de absorção o mesmo procedimento de análise descrito no item 6.1.1.1. Utilizando a metodologia proposta podem ser estabelecidas 6 classes de absorção tanto para os resultados de 28 dias quanto para os 63 dias. Os resultados obtidos são apresentados nas figuras 6.3 e 6.4.

Analisando o gráfico da figura 6.3 verifica-se que a melhor classe é formada pelas combinações de variáveis 12E e 52Z. Observa-se que, para o cimento tipo IV, a adição de 5% de m.s. resulta numa menor absorção quando a relação a/agl é baixa, melhor do que a obtida com a adição de 10%.

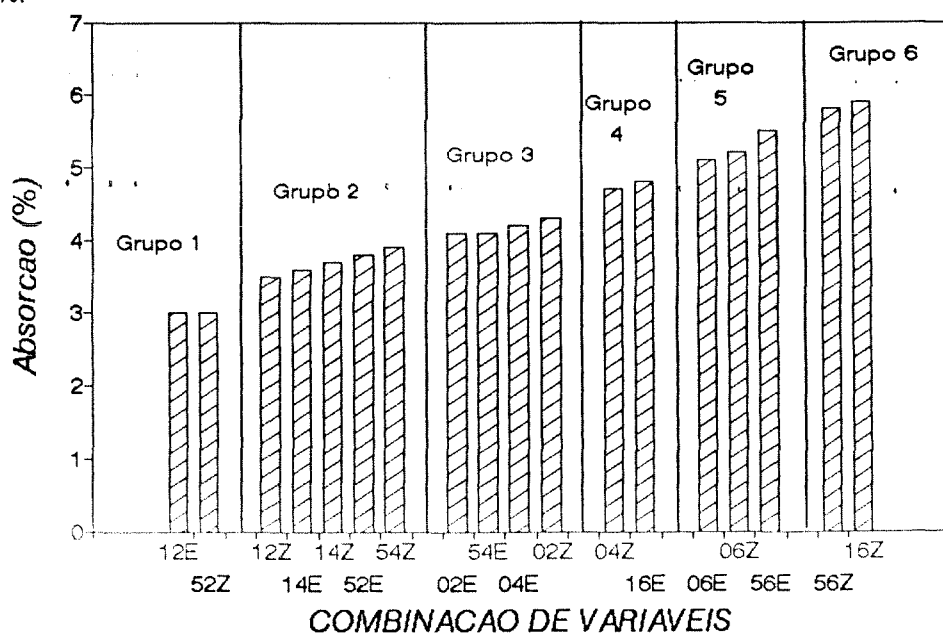


Figura 6.3 - Absorção média de água aos 28 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / teste de Duncan.

Quando a relação água/aglomerante é elevada, a adição de microsilica provoca um aumento da absorção no cimento tipo IV e no cimento tipo I com adição de 5% de m.s. No entanto, para todas as combinações de variáveis envolvendo o cimento portland comum a adição de 10% de m.s. produziu resultados satisfatórios, demonstrando ser estatisticamente mais eficiente que a adição de 5%, para qualquer relação a/agl.

Buscando destacar os resultados obtidos na classificação dos grupos foram elaborados os gráficos constantes das figuras 6.5 e 6.6, nos quais os dados foram organizados de acordo com um índice de desempenho que representa a classe à qual pertencem.

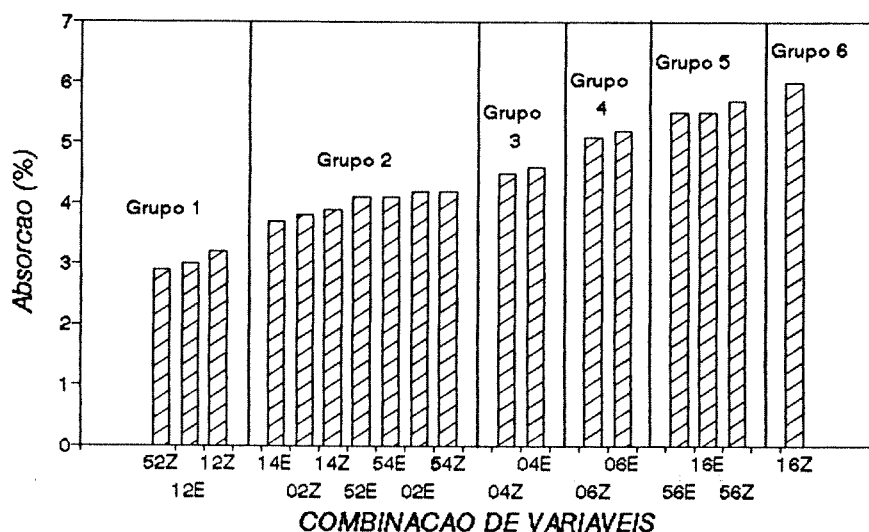


Figura 6.4 - Absorção média de água aos 63 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / teste de Duncan.

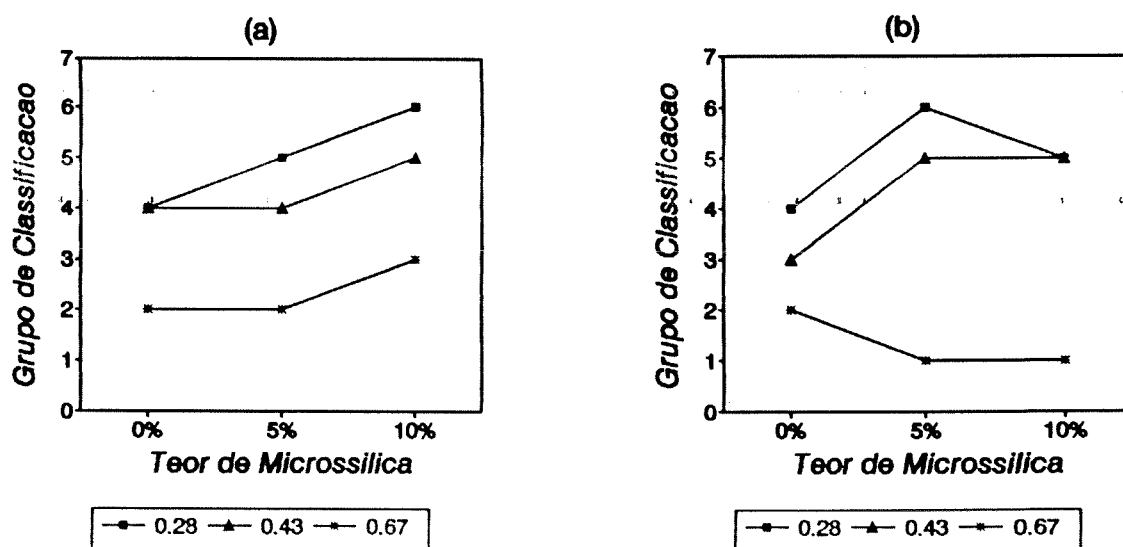


Figura 6.5. - Desempenho no ensaio de absorção aos 28 dias. Classificação de acordo com os resultados do teste de Duncan. (a) Cimento tipo I. (b) Cimento tipo IV.

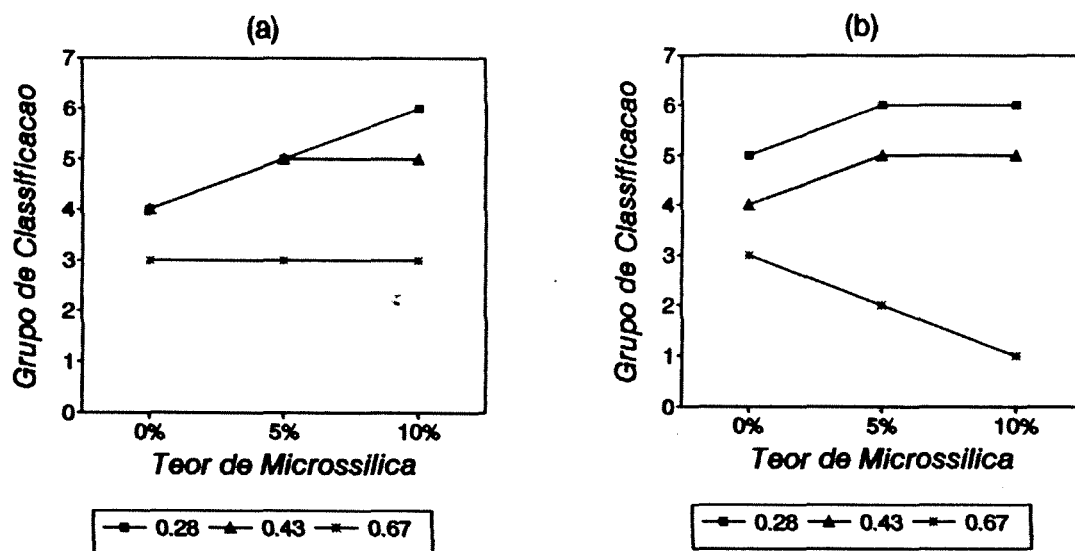


Figura 6.6. - Desempenho no ensaio de absorção aos 63 dias. Classificação de acordo com os resultados do teste de Duncan. (a) cimento tipo I. (b) cimento tipo IV.

Análise da influência das variáveis

a) relação a/agl:

Observa-se que a relação a/agl é uma variável bastante influente na absorção, porém a adição de microssilica pode em alguns casos melhorar um concreto de relação mais elevada de tal forma que sua absorção seja menor que a de um outro concreto, com a/agl mais baixa e sem adição, como é o caso da combinação 14E comparada com a 02E.

No cimento tipo I observa-se que, sem adição de microssilica, os resultados de absorção das relações a/agl 0.28 e 0.43 são semelhantes. No cimento pozolânico, sem adição de microssilica, a variação na relação a/agl provoca mudanças significativas na absorção, conforme pode ser verificado nas figuras 6.5.(b) e 6.6.(b).

b) teor de microssilica:

A presença da microssilica acarreta, de forma geral, um efeito estatisticamente positivo na redução da absorção, exceção feita aos traços com relação a/agl 0.67, como pode ser visto na figura 6.6, onde a adição de microssilica provoca um aumento significativo na absorção.

Para as combinações de variáveis envolvendo o cimento tipo I, o efeito da microssilica é mais pronunciado em traços com consumo de cimento elevado e relação a/agl baixa, chegando a provocar uma redução de 24% na absorção, se compararmos os traços 02E e 12E. Já nos fatores a/agl mais elevados, a melhora causada pela adição de microssilica não ultrapassa 5%.

Quanto à quantidade de microssilica, observa-se que a adição de um teor de 10% apresenta usualmente os melhores resultados, acarretando uma melhora estatisticamente significativa nas três relações a/agl , conforme verificado através do teste de Duncan (vide figura 6.5.(a)). Para a relação a/agl de 0.28, os valores de absorção se escalonam de acordo com o teor de microssilica adicionado, com melhoras significativas, porém para os traços que contém maiores quantidades de água, o teor de 5% não provoca uma redução significativa da absorção. Isto pode ocorrer porque, nestes casos, a quantidade de m.s. adicionada pode não ser suficiente para provocar uma reação pozolânica que diminua significativamente a possibilidade de entrada de água através do bloqueio da rede de poros.

Já para as combinações que utilizam o cimento tipo IV, o efeito da adição de microssilica não mostra as mesmas tendências claras de redução da absorção. De fato, verifica-se que a adição da microssilica, quando a relação a/agl é alta e o consumo de cimento é baixo, pode acarretar inclusive um aumento na absorção. Levantam-se algumas hipóteses para esclarecer este fenômeno:

I. a presença de microssilica, altamente reativa, faz com que o hidróxido de cálcio disponível seja consumido numa reação pozolânica, sendo esta reação facilitada pelo alto conteúdo de água, que provoca uma grande solubilização do hidróxido. Desta forma a pozolana constituinte do cimento tipo IV - em teores que podem chegar a 50% -, que reage mais lentamente, não vai encontrar hidróxido suficiente para se combinar, permanecendo portanto no estado anidro. Isto poderá acarretar descontinuidades na pasta, aumentando a absorção, inclusive por que a cinza volante é altamente hidrófila.

II. a reação pozolânica ocasionada pela presença da m.s. pode acarretar um refinamento da rede de poros, com uma diminuição do tamanho médio dos poros, o que pode incrementar a quantidade de água que é absorvida em função do mecanismo da sucção capilar.

c) tipo de cimento

Normalmente o cimento tipo I permite a confecção de um concreto com menor índice de absorção, inclusive para os traços sem adição de m.s. Este resultado é aparentemente incongruente, visto que seria natural esperar um desempenho melhor do cimento tipo IV, nas idades de ensaio adotadas, devido à presença da pozolana. Efetivamente, a reação secundária entre a cinza volante e o hidróxido de cálcio deveria melhorar a qualidade da pasta, diminuindo a porosidade total. No entanto, devido ao fato do ingresso de água por absorção ser fortemente dependente do mecanismo de transporte de sucção capilar (vide capítulo 4), o refinamento da rede de poros pode acarretar uma maior absorção, explicando os resultados obtidos.

De fato, observa-se que os índices de vazios para as combinações de cimento tipo IV sem m.s., calculados de acordo com a norma, são maiores que as de cimento tipo I. Isto não significa que exista um maior número de poros, mas simplesmente que, sem a aplicação de pressão, a água consegue acessar uma maior extensão de poros.

d) tempo

Em relação ao tempo, observa-se que não houve grande variação da absorção entre os 28 e os 63 dias, especialmente para o cimento tipo I. Efetivamente, observando-se os gráficos da figura 6.7, verifica-se que as únicas alterações sensíveis foram os aumentos de absorção nas combinações 04E e 16E, possivelmente devido à continuação da hidratação, que provocou um refinamento da rede de poros, aumentando a sucção capilar.

Para o cimento tipo IV também não ocorreram variações significativas na absorção. Observa-se que houve em geral uma tendência de diminuição da absorção, com exceção das combinações 14Z e 54Z, cuja absorção sofreu um leve incremento.

A explicação para este comportamento pode estar na reação pozolânica secundária envolvendo a cinza volante constituinte do cimento tipo IV. Efetivamente, esta reação pode ter se manifestado tardiamente, provocando um refinamento da rede dos poros pela obstrução dos mesmos com os produtos resultantes da reação pozolânica, basicamente C-S-H secundário. Esta obstrução dos poros deve ter sido suficiente para interromper a conexão entre os mesmos, causando a redução da absorção.

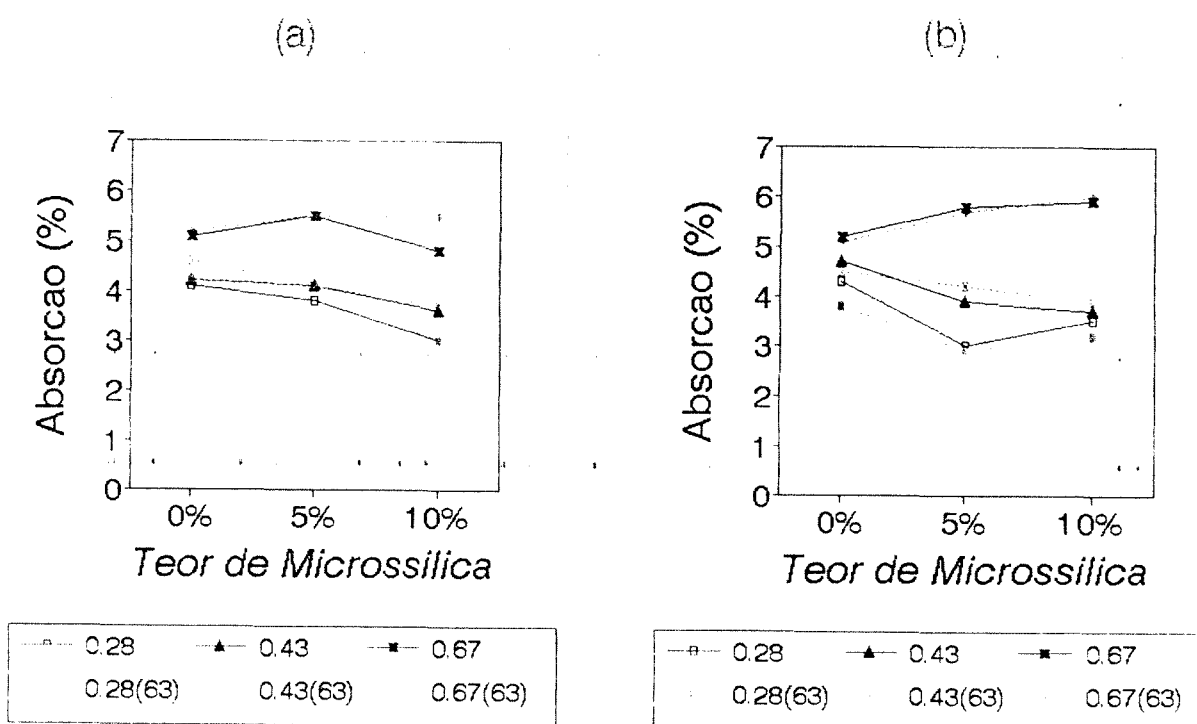


Fig. 6.7 - Representação gráfica da variação da absorção com o tempo para os vários teores de microssilica. (a) Cimento tipo I. (b) Cimento tipo IV.

Referência a dados de outras pesquisas

Procurando analisar resultados obtidos em programas experimentais semelhantes, cujos dados estejam disponíveis na bibliografia, foi possível destacar algumas observações:

- HELENE (1993) apresenta uma sugestão de classificação dos concretos em função da porosidade e da absorção de água, que estabelece três categorias:

Classificação	Porosidade	Absorção de Água
concretos duráveis	< 10%	< 4.2%
concretos normais	entre 10% e 15%	entre 4.2% e 6.3%
concretos deficientes	> 15%	> 6.3%

Admitindo esta classificação, tanto no cimento tipo I como no cimento tipo IV, o limite entre os concretos normais e os duráveis estaria na relação a/agl 0.43. Nesta relação, a adição de microssílica, em teores de 5 ou 10%, faria com que o concreto resultante mudasse da classe dos normais para os duráveis.

- No caso da cinza volante, OBERHOLSTER (1986) cita um experimento de GRÄF E GRUBE no qual, para duas cinzas volantes, foram obtidos valores de permeabilidade superiores e inferiores aos observados num concreto fabricado com cimento portland comum, evidenciando a variabilidade de desempenho que pode estar associada à este material.

- Uma das considerações que é necessário ressaltar na análise de dados obtidos no ensaio de absorção é o efeito da secagem sobre o corpo de prova, como foi discutido no capítulo 4. A condição, preconizada pela norma, de submeter o corpo a uma temperatura de aproximadamente 105°C é bastante agressiva pois, de acordo com POWERS (1979), a secagem pode provocar um colapso parcial irreversível da microestrutura, devido à retirada de água capilar e inclusive de água intersticial. Uma consequência deste fenômeno pode ser o fechamento de espaços previamente ocupados pela água, que pode acarretar uma redução de aproximadamente 30% na capacidade de reabsorção de água evaporável, ou seja, na porosidade aberta.

Atuando sobre a porosidade, a secagem também produz efeitos sobre a resistência. KAYYALI (1986) apresenta dados de corpos de prova curados em água até os 28 dias e depois submetidos à secagem a 105°C. Nota-se que a ruptura dos corpos de prova secos e resaturados mostra uma perda de resistência da ordem de 30%, quando comparado aos corpos de prova de controle. Isto se deve provavelmente ao fato dos poros estarem saturados, o que impede que o corpo absorva a deformação. Durante o programa experimental foram realizados ensaios de compressão após o ensaio de absorção, sendo diagnosticada uma perda média de resistência de 15% no cimento tipo CP-I, com perdas maiores na relação a/agl 0.67. No cimento CP-IV ocorreram perdas pequenas na relação 0.43 e aumentos nas demais, acarretando um aumento médio de 2%, que pode ser atribuído a um estímulo da temperatura ao efeito pozolânico.

6.1.3 Ensaio de Penetração de Água sob Pressão

Neste ensaio, realizado de acordo com o descrito no item 5.4.3, foram obtidas as profundidades máximas de penetração de água sob pressão nos diversos concretos confeccionados com as combinações de variáveis descritas em 5.2.4.

A profundidade máxima de penetração foi determinada através da análise da mancha de umidade provocada pela frente de água que penetra no corpo a partir da superfície onde é aplicada a pressão. Como descrito anteriormente, esta mancha era reproduzida num papel quadriculado, gerando impressões semelhantes às da figura 6.8.

Em alguns casos, como na figura, a posição de alguns agregados ou a presença de fissuras ou imperfeições no interior do corpo de prova pode provocar uma distorção na frente de umidade, com uma penetração localizada mais intensa, o que majora a leitura de pico de penetração de água. Devido à acidentalidade destas ocorrências, decidiu-se desprezar estas leituras de pico que não apresentavam congruência com o restante da frente de umidade, sendo então tomado como medida da penetração máxima o valor do pico subsequente, caso este não apresentasse problema semelhante.

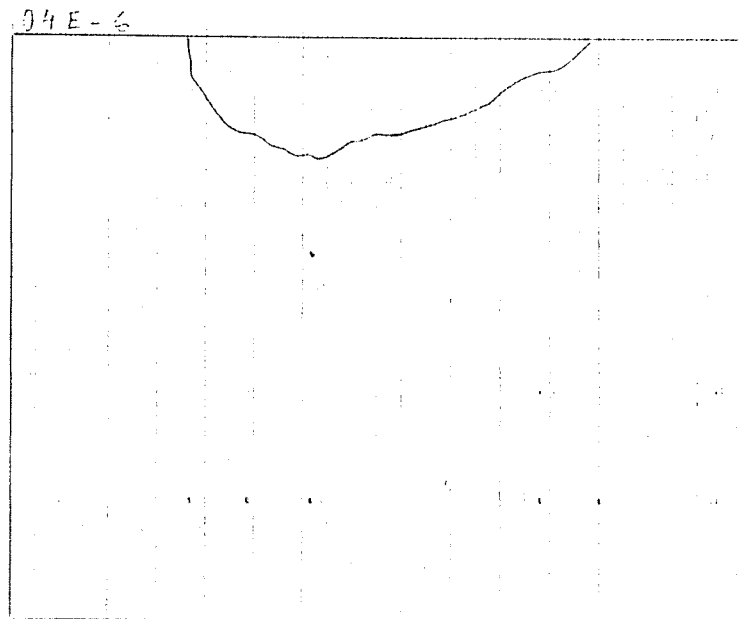


Figura 6.8 - Exemplo de representação gráfica da frente de penetração de água sob pressão.

As tabelas 6.9 a 6.12 apresentam os resultados médios de penetração obtidos em quatro c.p., expressos em milímetros, para os dois tipos de cimento. A coluna índice de penetração (IP) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da penetração de água medida para cada combinação de variáveis pelo valor da penetração obtida para o traço de referência, com relação a/agl de 0.67 e sem adição de microssilica. A coluna (IP^{*}) apresenta o índice de variação da penetração devido à utilização de microssilica, para cada relação a/agl .

Analisando as tabelas verifica-se que os coeficientes de variação são elevados em alguns casos mas estão numa faixa satisfatória, considerando a variabilidade inerente a este tipo de ensaio, como já foi discutido.

Tabela 6.9 - Ensaio de penetração de água sob pressão aos 21 dias. Cimento tipo I.

Relação água/agl	Teor de m.s. (%)	Penetração Máxima (mm)	C.V. (%)	IP	IP*
0,28	10	< 5	-	0.01	0.10
	5	< 5	-	0.02	0.20
	0	10	7	0.12	1.00
0,43	10	< 5	-	0.01	0.03
	5	< 5	-	0.02	0.06
	0	30	2	0.37	1.00
0,67	10	55	13	0.69	
	5	59	2	0.74	
	0	80	12	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IP - índice de penetração de água; IP* - índice relativo de penetração de água.

Tabela 6.10 - Ensaio de penetração de água sob pressão aos 21 dias. Cimento tipo IV.

Relação água/agl	Teor de m.s. (%)	Penetração Máxima (mm)	C.V. (%)	IP	IP*
0,28	10	11	3	0.14	0.92
	5	11	13	0.14	0.92
	0	12	12	0.15	1.00
0,43	10	27	13	0.22	0.41
	5	29	5	0.24	0.44
	0	66	8	0.55	1.00
0,67	10	> 120	-	-	
	5	> 120	-	-	
	0	> 120	-	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IP - índice de penetração de água; IP* - índice relativo de penetração de água.

Em alguns casos foram utilizadas notações especiais para designar a penetração de água. Nos casos em que a penetração foi muito pequena, e que só foi registrada uma pequena mancha de umidade irregular que poderia ter sido originária da sucção superficial, os resultados foram considerados como similares e indicados como penetração menor que 5 mm.

Nos casos em que o corpo inteiro foi saturado, inclusive com indicação de fluxo lateral, a penetração foi considerada como superior a 120 mm. Nestes casos especiais não foram calculados os coeficientes de variação, para evitar distorções.

Tabela 6.11 - Ensaio de penetração de água sob pressão aos 63 dias. Cimento tipo I.

Relação água/agl	Teor de m.s. (%)	Penetração Máxima (mm)	C.V. (%)	IP	IP*
0,28	10	16	18	0.32	1.60
	5	< 5	-	< 0.10	< 0.50
	0	10	14	0.20	1.00
0,43	10	10	-	0.20	0.40
	5	< 5	-	< 0.10	< 0.20
	0	25	-	0.50	1.00
0,67	10	20	50	0.40	
	5	47	12	0.94	
	0	50	27	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IP - índice de penetração de água; IP* - índice relativo de penetração de água.

Tabela 6.12 - Ensaio de penetração de água sob pressão aos 63 dias. cimento tipo IV.

Relação água/agl	Teor de m.s. (%)	Penetração Máxima (mm)	C.V. (%)	IP	IP*
0,28	10	10	3	< 0.08	1.42
	5	< 5	-	< 0.04	< 0.71
	0	7	12	< 0.06	1.00
0,43	10	20	13	< 0.17	1.62
	5	20	5	< 0.17	0.62
	0	45	8	< 0.37	1.00
0,67	10	> 120	-	1.00	
	5	85	7	< 0.71	
	0	> 120	-	1.00	

C.V. - coeficiente de variação; IP - índice de penetração de água; IP* - índice relativo de penetração de água.

Comparação Múltipla de Médias

Foi realizado para o ensaio de penetração o mesmo procedimento de análise descrito no item 6.1.1.1. Os resultados obtidos são apresentados nas figuras 6.9 e 6.10, respectivamente para 21 e 63 dias. Para destacar os resultados obtidos na classificação dos grupos foram elaborados os gráficos constantes das figuras 6.11 e 6.12, nos quais os dados foram organizados de acordo com um índice de desempenho que representa a classe à qual pertencem, determinada pelo teste de Duncan.

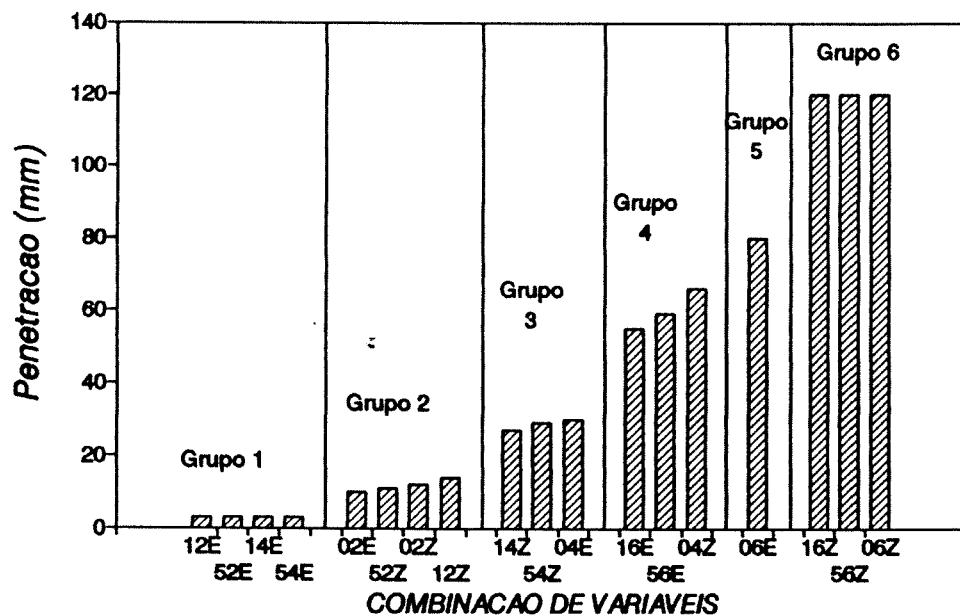


Figura 6.9 - Resultados médios de penetração de água aos 21 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias.

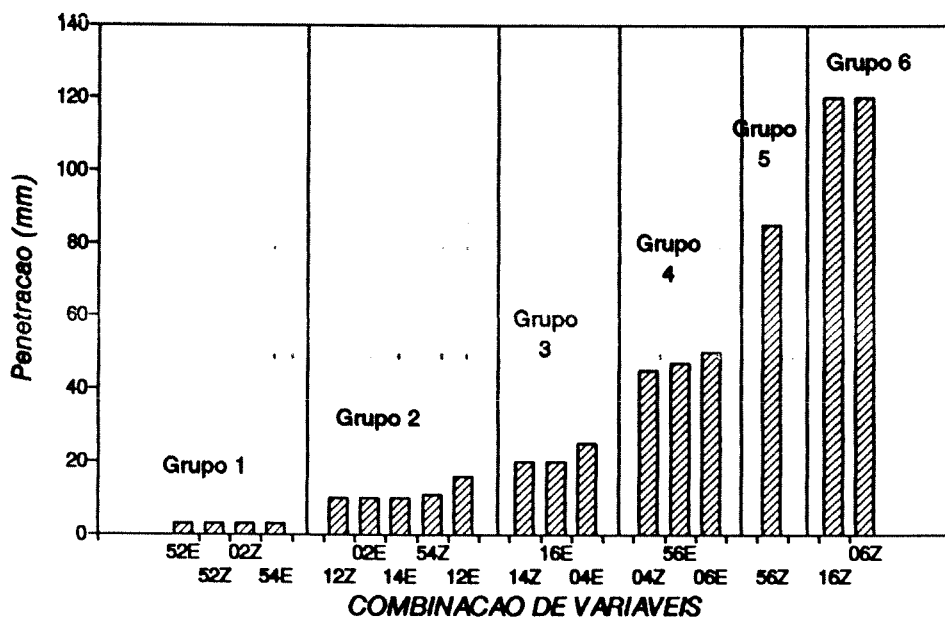


Figura 6.10 - Resultados médios de penetração de água aos 63 dias. Classificação dos dados em grupos de acordo com a metodologia da comparação múltipla de médias / teste de Duncan.

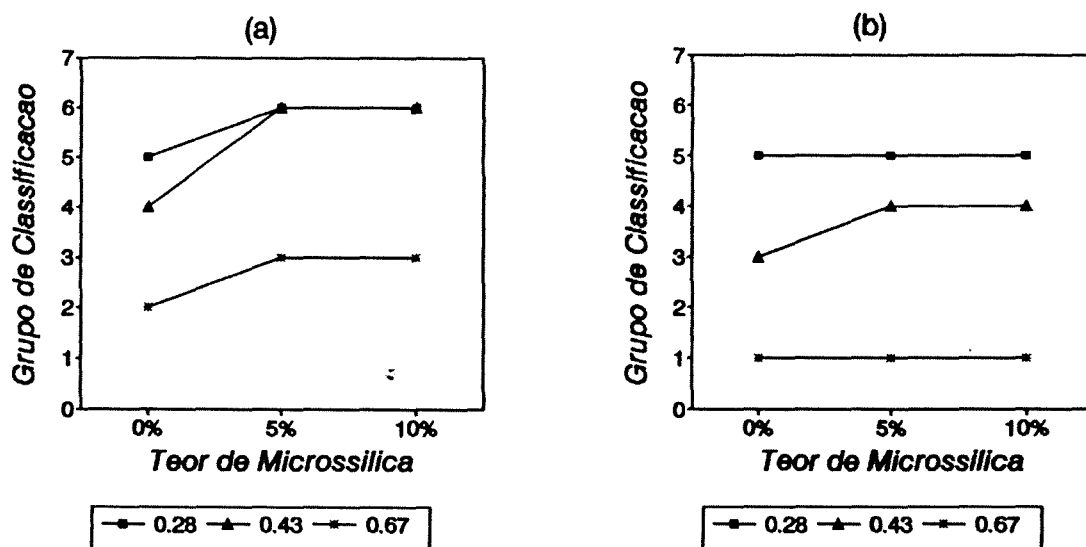


Figura 6.11. - Desempenho no ensaio de penetração aos 21 dias das diversas combinações de variáveis. Classificação de acordo com os resultados da comparação múltipla de médias. (a) cimento tipo I. (b) cimento tipo IV.

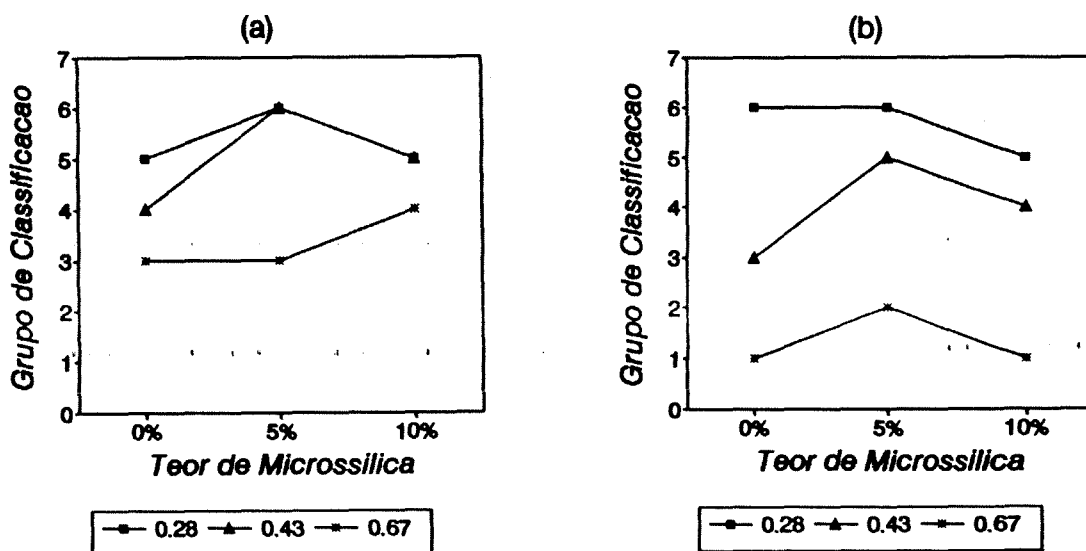


Figura 6.12. - Desempenho no ensaio de penetração aos 63 dias das diversas combinações de variáveis. Classificação de acordo com os resultados da comparação múltipla de médias. (a) cimento tipo I. (b) cimento tipo IV.

Análise da influência das variáveis

a) relação a/agl

A relação a/agl se mostrou bastante influente na determinação da profundidade de penetração de água sob pressão, como pode ser verificado nos gráficos da figura 6.13.

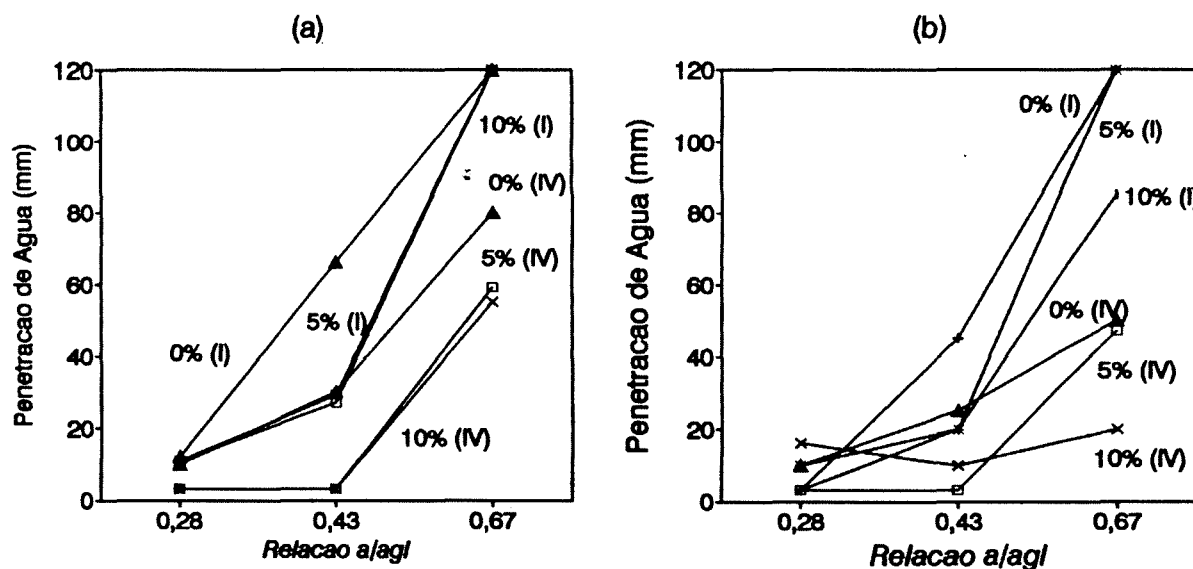


Figura 6.13 - Variação da penetração de água sob pressão com a relação a/agl. (a) Dados obtidos aos 21 dias. (b) Dados obtidos aos 63 dias.

b) teor de microssilica

Para os corpos de prova ensaiados na idade de 21 dias, a adição de microssilica normalmente gerou um efeito benéfico, traduzido numa redução acentuada da penetração de água medida. Para o cimento tipo I, a adição de 5% de m.s nas relações a/agl 0.43 e 0.28 já foi suficiente para modificar a distribuição de tamanho de poros de forma a produzir concretos praticamente impermeáveis. Para estas mesmas relações a/agl, no cimento tipo IV, a adição de m.s. provocou uma redução sensível na penetração, embora sem a mesma eficiência da conseguida no cimento portland comum.

Uma exceção a este panorama de melhoria consistiu no caso dos traços com relação a/agl 0,67 e cimento tipo IV, que se mostraram muito permeáveis, sendo que a adição de 5 ou 10% de m.s. não foi suficiente para melhorá-los.

c) tipo de cimento

O cimento tipo I mostrou um melhor desempenho que o cimento tipo IV neste ensaio como pode ser verificado na figura 6.11. Este comportamento se exemplifica no fato de que, mesmo para a relação a/agl 0,67 sem adição, não ocorreu a passagem de água através de todo o corpo de prova. A única ocasião em que o cimento pozolânico supera o portland comum é nos traços com a/agl 0,28 aos 63 dias.

Uma das observações relevantes é a de que, no cimento CP-IV, o desempenho obtido com a incorporação de 5% de m.s. foi equivalente ao conseguido com 10% de m.s. para os corpos de prova ensaiados aos 21 dias e superior para os ensaiados aos 63 dias.

d) tempo

Em relação ao tempo, observa-se que aos 63 dias ocorre geralmente uma diminuição da penetração, especialmente nos traços com relação a/agl 0.67 e cimento tipo I, como pode ser visto na figura 6.11. Uma exceção são os traços com relação a/agl 0.28 e 0.43, com adição de 10% de m.s, cuja penetração aumenta levemente aos 63 dias. Esta tendência, embora não possa ser considerada válida estatisticamente, pode ser atribuída provavelmente a um aumento na sucção capilar devido ao refinamento dos poros, já que estes corpos são praticamente impermeáveis à água sob pressão.

Referência a dados de outras pesquisas

Procurando analisar resultados obtidos em programas experimentais semelhantes, cujos dados estejam disponíveis na bibliografia, foi possível destacar algumas observações:

- McCURRICH (1986) relata um experimento onde a profundidade de penetração de água num concreto com relação água/cimento de 0.42 e 2% de aditivo superplastificante à base de naftaleno lignosulfonado foi de 17 mm. Na presente pesquisa, um concreto confeccionado com cimento portland comum, relação água/cimento de 0.43 e 1% de aditivo apresentou uma penetração de água de 30 mm aos 21 dias e de 25 mm aos 63 dias. Estes valores mostram uma boa correspondência, levando-se em conta as possíveis diferenças na composição do cimento e da água utilizados e na temperatura de realização do ensaio, todos fatores influentes no processo de ingresso de água, como exposto no item 3.3.1.3.

- Um experimento levado a efeito por BANTHIA e MINDESS (1988) demonstrou que 10% de adição de microssilica resulta em uma permeabilidade menor do que a obtida com teores de 15%. Além disso eles relatam que, para um cimento mais fino, foi observada uma menor permeabilidade a baixas idades, mas que 28 dias a diferença não era considerável. Já HUSTAD ET AL (1989) relatam dados onde a adição de 10% de m.s diminuiu aproximadamente 7 vezes a permeabilidade de um concreto normal com relação a/agl em torno de 0.8. Quando a adição foi conjugada com a utilização de 1% de aditivo superplastificante a diminuição foi de 35 vezes, sendo que utilizando um teor de 20% de m.s. com 2% de aditivo obteve-se uma redução semelhante. Os autores atribuem a melhoria ao efeito de refinamento da rede de poros, e destacam que o resultado não foi tão expressivo na resistência à compressão.

A conjugação destes dados parece apontar para o fato de que o máximo teor de m.s. indicado para utilização na redução da permeabilidade deve ficar em torno de 10%.

- DHIR ET AL (1989) mostram dados evidenciando a importância da relação a/c e da umidade inicial do concreto na permeabilidade. Uma mudança na relação a/agl de 0.4 para 0.7 acarreta um aumento na permeabilidade da ordem de 20 vezes.

- FELDMAN (1986) realiza uma revisão dos resultados obtidos por diversos pesquisadores sobre a influência das adições na permeabilidade à água, citando casos de adição de microssilica e cinza de casca de arroz ou de substituição de 30% ou 35% do cimento por cinza volante e concluindo que o efeito benéfico é indiscutível. O autor salienta, porém, que em alguns casos os efeitos só se tomam significativos em idades avançadas, acima dos 28 dias.

- HOOTON (1988) cita dados de BAKER, que estabelecem uma classificação dos concretos segundo a permeabilidade. No quadro abaixo, utilizando uma formulação aproximada proposta por VUORINEN (1985), se estima a permeabilidade a partir dos dados de penetração de água aos 63 dias e se classificam os traços do programa experimental em baixa, média e alta permeabilidade:

Classificação	Permeabilidade (m/s)	Código do Traço
Baixa	$< 10^{-12}$	12E; 12Z; 52E; 52Z; 02E; 02Z; 14E; 14Z; 54E; 54Z; 04E; 16E
Média	entre 10^{-10} e 10^{-12}	04Z; 56Z; 06E; 56E
Alta	$> 10^{-10}$	06Z; 16Z

6.2 FASE DE AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE A SULFATOS

Neste item serão apresentados os resultados obtidos na segunda fase do programa experimental. O objetivo primordial dos ensaios realizados nesta fase, como foi explanado no item 5.1, foi verificar como as diversas combinações de variáveis, caracterizadas através dos ensaios apresentados no item 6.1, se comportavam quando expostas à ação de sulfatos. A exposição, que foi efetuada conforme descrito no item 5.6, consistiu na imersão dos corpos de prova numa solução de sulfato de sódio a 5%, procedimento que caracteriza uma das linhas possíveis de ensaio de resistência à sulfatos, como foi apresentado no item 4.5.

6.2.1 Ensaio de Variação da Resistência à Compressão do Concreto

Os resultados deste ensaio foram obtidos a partir da comparação das resistências à compressão de corpos de prova expostos ao sulfato com corpos de prova de controle, imersos em água, realizada após 120 dias de imersão. O tempo máximo de imersão foi escolhido em função de razões logísticas, levando em consideração a duração prevista para a realização do programa experimental. Sabe-se que a agressão por sulfatos demora a se manifestar temporalmente, porém outros autores, como JOSHI (1987) também adotaram esta idade como parâmetro para medir a variação de resistência devido à exposição a sulfatos.

As tabelas 6.13 e 6.14 contêm os dados médios de resistência obtidos após a imersão, para os dois tipos de cimento. A coluna RS apresenta uma relação entre a resistência dos corpos de prova expostos ao sulfato e os corpos de prova de controle.

Análise dos dados

Verifica-se que, para o cimento tipo I, a exposição aos sulfatos acarreta uma redução na resistência dos traços confeccionados com as relações a/agl 0.28 e 0.43, ao passo que na relação a/agl 0.67 ocorre um aumento de resistência. Já para o cimento tipo IV ocorre um aumento de resistência tanto na relação a/agl 0.43 quanto na 0.67. Este aumento de resistência pode ser atribuído primariamente a uma densificação da matriz em função da formação dos compostos resultantes da reação do sulfatos, como foi visto no capítulo 4.

Observa-se que, em média, os coeficientes de variação dos c.p. expostos aos sulfatos são mais elevados do que os obtidos nos corpos controle, indicando que a agressão não se manifesta de forma homogênea.

Tabela 6.13 - Ensaio de compressão após exposição a sulfatos por 120 dias. Cimento tipo I.

Relação água/agl	Teor de m.s. (%)	Resistência Média em água (MPa)	C.V. (%)	Resistência Média em Sulfato (MPa)	C.V. (%)	RS
0,28	10	70.6	4	69.7	16	0.99
	5	73.1	7	63.2	12	0.86
	0	67.5	6	64.1	8	0.95
0,43	10	67.0	4	61.2	18	0.91
	5	62.4	1	58.4	3	0.93
	0	54.3	5	44.6	9	0.82
0,67	10	37.6	1	40.3	1	1.07
	5	39.0	6	42.3	1	1.08
	0	34.4	6	35.5	8	1.03

C.V. - coeficiente de variação; RS - Índice de redução da resistência por ação de sulfatos.

Tabela 6.14 - Ensaio de compressão após exposição a sulfatos por 120 dias. Cimento tipo IV.

Relação água/agl	Teor de m.s. (%)	Resistência Média em água (MPa)	C.V. (%)	Resistência Média em Sulfato (MPa)	C.V. (%)	RS
0,28	10	86.0	6	74.3	8	0.86
	5	74.3	1	67.8	13	0.91
	0	65.8	2	65.4	6	0.99
0,43	10	52.9	9	58.8	1	1.11
	5	57.6	1	58.9	1	1.02
	0	50.2	2	52.7	3	1.05
0,67	10	36.0	3	37.0	2	1.03
	5	32.4	6	38.2	1	1.18
	0	29.9	-	32.7	10	1.09

C.V. - coeficiente de variação; RS - Índice de redução da resistência por ação de sulfatos.

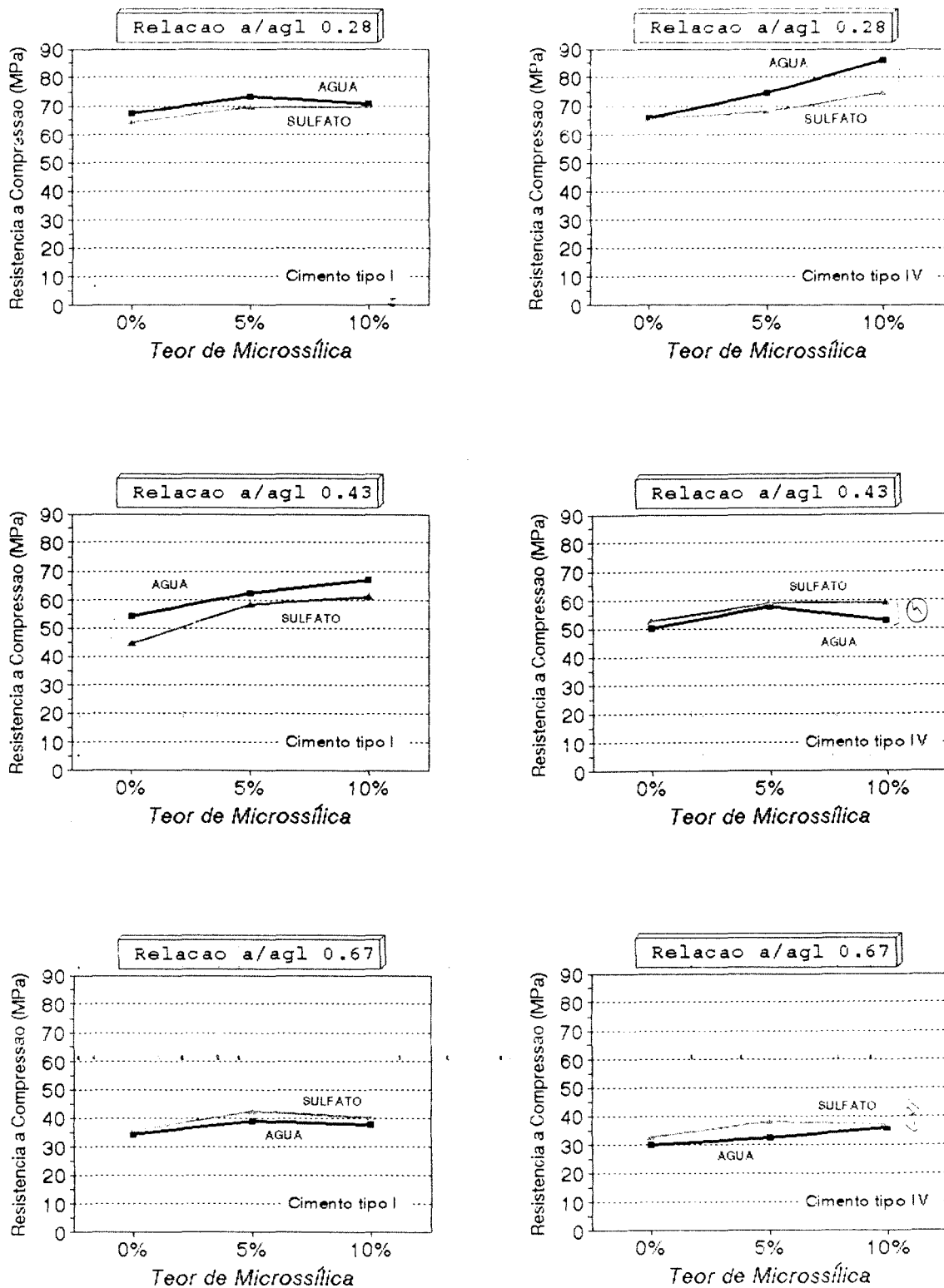


Figura 6.14 - Gráficos de correlação entre a resistência à compressão de corpos de prova submetidos à exposição em sulfatos e os corpos de prova de controle.

Análise da influência das variáveis

a) relação a/agl

Na relação a/agl 0.67, o ataque de sulfatos provocou pouca variação na resistência, possivelmente porque existe um quantidade expressiva de poros nos quais os produtos da reação agressiva podem se depositar sem acarretar maiores problemas.

Na relação 0.43 parece que o ataque se manifestou principalmente no cimento tipo I, em que a resistência caiu 18% para o traço sem adição, diminuindo para 7% e 9% nos traços com adição de m.s. No cimento tipo IV ocorreu aumento de resistência, indicando que o ataque pudesse estar ainda na fase de densificação. Já para a relação 0.28, a resistência dos corpos de prova mantidos em água foi semelhante ou inferior à dos expostos a sulfatos, mostrando que o ataque não gerou efeitos sensíveis. No entanto, nos traços onde ocorria a adição de microssílica a diferença se acentuava, tomando-se estatisticamente significativa. As hipóteses levantadas para este comportamento vão ser discutidas no capítulo 7.

b) adição de microssílica

Em relação à m.s., pode-se verificar que, tanto no cimento tipo I como no cimento tipo IV, a adição não provocou alterações significativas no comportamento dos concretos.

c) tipo de cimento

Em função dos aspectos discutidos na análise das demais variáveis, poder-se-ia concluir que o cimento tipo IV parece resistir melhor à agressão de sulfatos do que o cimento tipo I, porém essa tendência não se evidencia de uma forma marcante.

6.2.2 Ensaio de Variação da Resistência à Flexão do Concreto

Os resultados deste ensaio foram obtidos da mesma forma que os do ensaio anterior, sendo os corpos de prova submetidos à mesma solução e rompidos na mesma data. As tabelas 6.15 e 6.16 contém os dados médios de resistência obtidos após a imersão, para os dois tipos de cimento. A coluna RS apresenta uma relação entre a resistência dos corpos de prova expostos ao sulfato e os corpos de prova de controle.

Como se pode verificar nas tabelas, a resistência à flexão foi incrementada quando os corpos foram expostos à solução de sulfato, mostrando que a degradação da microestrutura ainda não foi suficientemente intensa para compensar o efeito densificador causado pela deposição dos produtos da reação agressiva, especialmente a etringita, que surge nos estágios iniciais de agressão, como foi discutido no capítulo 4. Os coeficientes de variação obtidos são mais elevados do que os registrados para os corpos de prova expostos a sulfatos e rompidos por compressão, indicando que, além da variação provocada pela heterogeneidade do ataque, o ensaio de tração é bastante sensível às diferenças individuais entre os corpos de prova.

Tendo em vista essa consideração, pode-se verificar a existência de algumas tendências no ensaio.

Tabela 6.15 - Ensaio de flexão após exposição a sulfatos por 120 dias. Cimento CP-I.

Relação água/agl	Teor de m.s.	Resistência Média em água (MPa)	C.V.	Resistência Média em Sulfato (MPa)	C.V.	RS
0,28	10	7.32	5	10.8	14	1.47
	5	6.99	8	7.42	5	1.06
	0	7.18	3	7.78	7	1.08
0,43	10	6.83	22	6.22	6	0.91
	5	6.31	5	7.15	7	1.13
	0	5.69	19	5.94	20	1.04
0,67	10	5.6	14	5.97	8	1.07
	5	4.69	4	7.11	10	1.51
	0	4.48	15	6.02	1	1.28

C.V. - coeficiente de variação; RS - Índice de redução da resistência por ação de sulfatos.

Tabela 6.16 - Ensaio de flexão após exposição a sulfatos por 120 dias. Cimento CP-IV.

Relação água/agl	Teor de m.s.	Resistência Média em água (MPa)	C.V.	Resistência Média em Sulfato (MPa)	C.V.	RS
0,28	10	8.45	9	8.58	44	1.01
	5	5.44	9	6.18	10	1.14
	0	6.58	8	6.03	20	1.23
0,43	10	5.96	13	7.72	10	1.29
	5	7.28	17	8.09	10	1.11
	0	5.75	22	7.37	15	1.28
0,67	10	4.28	10	4.96	13	1.16
	5	5.62	26	5.85	12	1.04
	0	5.15	5	6.09	7	1.18

C.V. - coeficiente de variação; RS - Índice de redução da resistência por ação de sulfatos.

Uma das observações possíveis é a de que, nos testemunhos de cimento CP-I, a diferença entre a resistência dos traços com e sem microssilica se apresentou sempre escalonada de acordo com o teor de adição, porém na relação a/agl 0.28 as diferenças são quase nulas. Quando ocorre a exposição a sulfatos, o traço 12E mostra um grande aumento de resistência, mostrando que a reação agressiva foi intensa e que provocou a densificação. Os traços 52E e 02E indicam pequenos aumentos de resistência, sendo provável que neste caso a agressão esteja mais avançada, já no ramo descendente da curva da resistência. Nas relações a/agl 0.43 e 0.67 este comportamento se altera e os traços com 5% de adição de m.s. apresentam um aumento de resistência significativo, enquanto os com 0% e 10% apresentam pequenos acréscimos ou mesmo um decréscimo de resistência, como no caso do traço 14E.

No cimento pozolânico, o comportamento dos testemunhos sofre uma alteração importante, pois os traços com 5% de m.s. são mais resistentes que os com 10%. Inclusive, na relação a/agl 0.67, o traço sem microssílica é mais resistente que o traço com 10% de m.s. Este fato parece confirmar a hipótese da existência de uma competição nociva entre o a microssílica e a cinza volante nos traços pobres, que pode comprometer o desempenho do concreto resultante.

Comparando os resultados obtidos para os testemunhos com os testemunhos do ensaio de compressão, que foram moldados e armazenados conjuntamente, observa-se que a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão não é praticamente alterada pela presença de microssílica, e não varia linearmente com a relação a/agl . No cimento pozolânico, a diminuição da relação a/agl é mais eficiente no incremento da resistência à compressão do que no aumento da resistência à tração. Já no cimento portland comum esta tendência é bem mais atenuada, e a razão entre a resistência à compressão e a resistência à tração cresce 30% da relação 0.67 para a relação 0.43 e depois se estabiliza.

6.2.3 Ensaio de Avaliação Visual do Concreto

Conforme discutido no item 5.5.3, a avaliação visual serviu somente para verificar comparativamente a intensidade do ataque superficial no concreto. O tipo de degradação verificada consistiu num escamamento dos corpos de prova, que se iniciava na aresta e que se propagava através de fissuras longitudinais, acarretando o desprendimento de cascas de argamassa e expondo o agregado, como pode ser visto na figura 6.15.

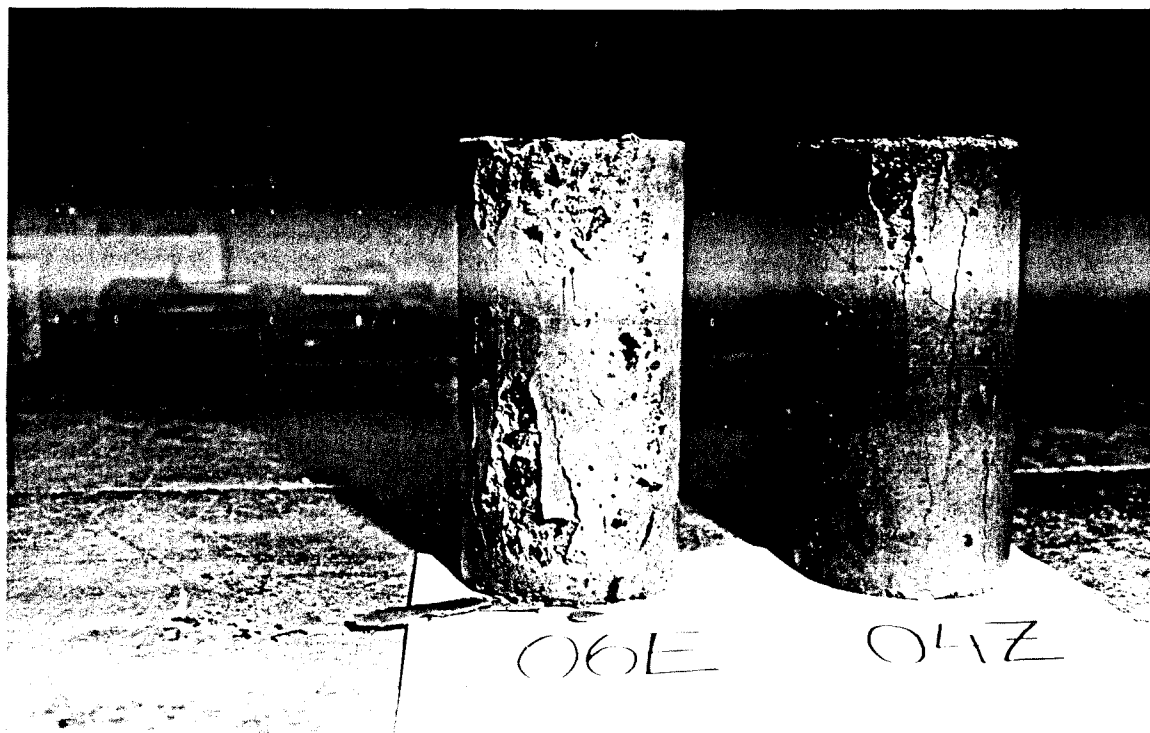


Figura 6.15 - Aspecto dos corpos de prova de resistência à compressão durante a exposição à solução de sulfatos.



Figura 6.16 - Aspecto da cristalização de sais em c.p. expostos à solução de sulfatos.

Estes fenômenos foram mais intensos nos corpos de prova de relação a/agl 0.67, embora também tenham aparecido nos demais. Os c.p. de relação a/agl 0.43 com adição de m.s só apresentaram o início de degradação nas arestas, com pouca fissuração. Os corpos com relação 0.28 apresentaram pouco escamamento, porém mostraram a existência de degradações localizadas que correspondiam à localização de bolhas de ar incorporado, originando algumas degradações sobre a forma de pústulas. Acredita-se que as bolhas tenham sido decorrentes do emprego de altos teores de aditivo para manter a trabalhabilidade desejada.

A agressão observada foi possivelmente resultante de uma ação conjunta que envolveu a agressão química decorrente da ação do íon sulfato aliada a um processo suave de cristalização, que acontecia nos dias de troca da solução, como pode ser verificado na figura 6.16, que apresenta os corpos de prova durante uma troca da solução, evidenciando a existência de cristalização de sais de sulfato.

6.2.4 Ensaio de Variação da Resistência à Flexão da Argamassa

O ensaio à flexão da argamassa foi efetuado conforme o descrito em 5.5.4. Os dados obtidos estão sumarizados na figura 6.17, onde se mostra a evolução do fator R em função do tempo, de acordo com o sugerido por IRASSAR e BATIC (1989). O fator R representa uma relação entre a resistência dos corpos de prova expostos a sulfatos, em relação aos corpos de prova mantidos em água. Estas resistências foram calculadas tomando a média dos dados obtidos com a ruptura de 4 c.p. em cada idade de referência.

Análise dos dados

Conforme pode ser observado na figura 6.17, o coeficiente R têm um comportamento semelhante em quase todos os traços. Inicialmente ocorre um aumento no valor de R, indicando que a resistência dos corpos expostos a sulfatos cresce mais que a dos expostos a água, em função da densificação da estrutura. Posteriormente, com a evolução da agressão, o coeficiente R tende a diminuir, em função da fissuração e deterioração do corpo de prova.

Os coeficientes de variação das resistências medidas ficaram geralmente abaixo de 10%, atingindo no máximo 15%, demonstrando que o ataque foi mais homogêneo do que nos corpos de prova de concreto, o que valoriza esta técnica de ensaio.

Salienta-se o fato de que todos os traços utilizados poderiam ser considerados como resistentes a sulfatos, pois cumpriram o critério de $R > 0.7$ a 77 dias. No entanto, como ficou demonstrado no concreto submetido à mesma agressão, pode ocorrer em alguns casos uma degradação visual intensa e até mesmo uma perda de resistência da peça, o que pode ser retardado através da utilização de traços com adição de microssílica e relações a/agl reduzidas.

Análise da influência das variáveis

a) relação a/agl

Nos resultados das argamassas confeccionadas com ambos os tipos de cimento se observa que a relação a/agl 0.67 apresenta um desempenho inferior às demais, especialmente para os traços sem adição ou com adição de 5%. A queda do fator R é mais rápida e mais intensa, resultando em valores inferiores à unidade, o que indica uma perda de resistência dos corpos mantidos em sulfato em relação aos armazenados em água.

b) adição de microssílica

Nos traços que utilizaram cimento tipo CP-I, verificou-se que o teor de 10% de adição de m.s. foi o que apresentou melhores resultados, pois os traços 12E e 14E não apresentaram diminuição do coeficiente R até os 120 dias e o traço 16E, apesar de indicar a tendência de redução a partir dos 77 dias, manteve uma resistência sempre superior à dos corpos estocados em água.

Em relação à variação da relação a/agl, os traços sem microssílica se comportaram de forma diferenciada, alternando o seu comportamento.

Os traços 02E e 04E se mostraram mais sensíveis à agressão do que os traços com adição de microssílica, como pode ser verificado pelos valores de R, que se mostraram bem superiores, indicando grande densificação e evidenciando que a adição de microssílica reduz ou retarda a penetração dos agentes agressores. O desempenho do traço 06E é bem inferior aos de relação mais elevada, pois a agressão se manifesta já a partir dos 35 dias de idade, não ocorrendo nem a densificação inicial, e aos 120 dias o valor de R é inferior ao limite 0.7.

No traços elaborados com cimento pozolânico, o teor de 10% se mostrou mais eficiente nas relações a/agl 0.28 e 0.67, sendo que o traço 12Z não chegou a apresentar diminuição no valor de R.

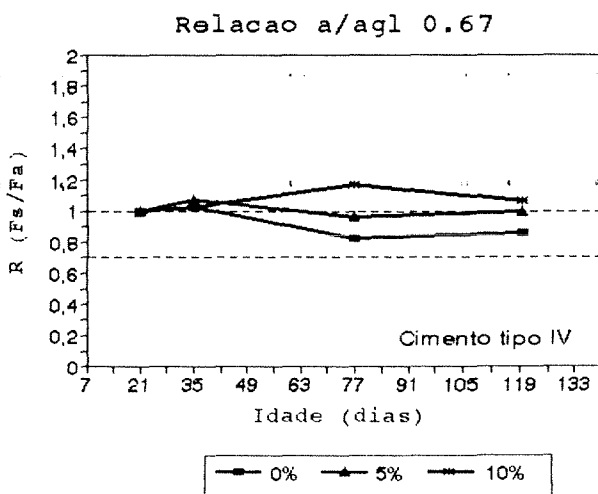
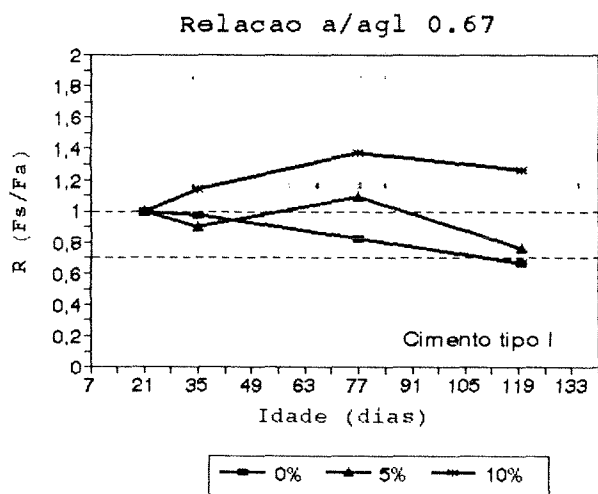
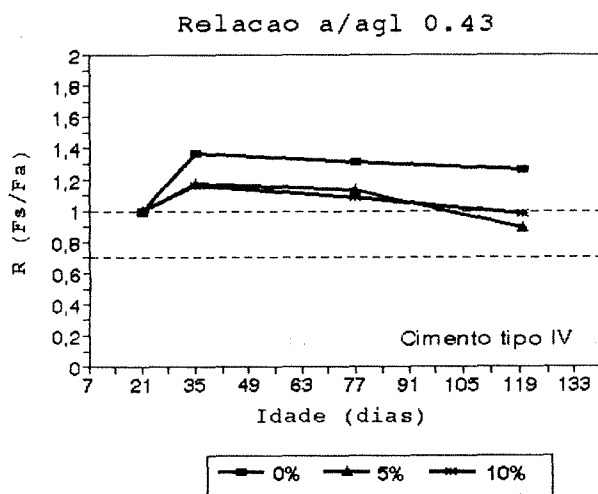
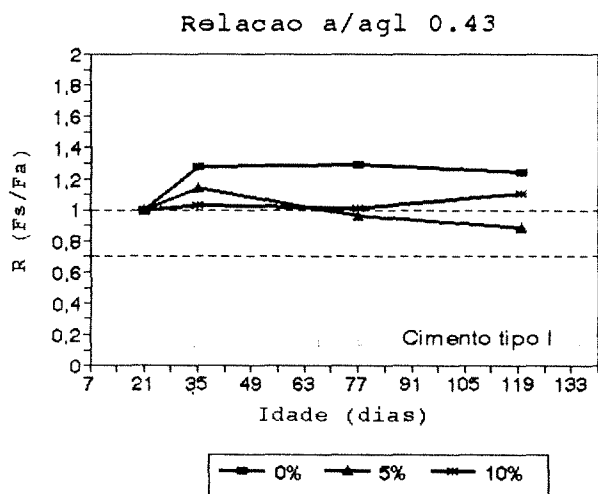
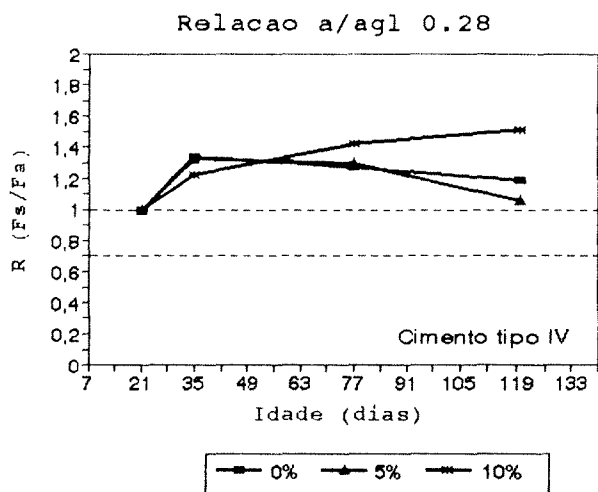
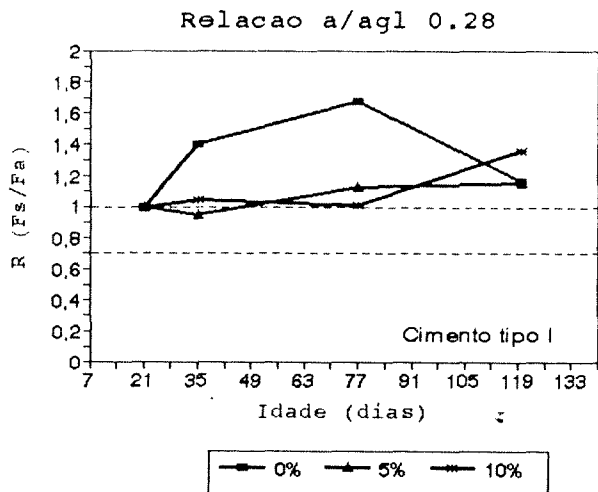


Figura 6.17 - Evolucao do coeficiente R ao longo do tempo.

c) tipo de cimento

Nos traços com cimento pozolânico, verifica-se, de forma geral, que a densificação do material é provavelmente mais intensa, pois os valores de R são mais elevados a baixas idades. Além disso, a parte deletéria do processo agressivo se manifesta de forma mais rápida, pois a inversão no comportamento de R já começa a acontecer as 35 dias de idade (14 dias de exposição). Estes fatos parecem indicar que os concretos à base de cimento pozolânico são menos resistentes ao ingresso dos sulfatos do que os confeccionados com cimento portland normal.

Porém, uma exceção importante é a do já citado traço 06E, ou seja, quando a relação a/agl é elevada, a cinza pode exercer um efeito benéfico importante. Uma observação relacionada é de que na relação a/agl 0.67 com cimento pozolânico ocorreu uma leve recuperação dos valores de R dos 77 dias para os 120 dias, o que talvez possa ser atribuído a uma reação pozolânica tardia, visto que já foram citados trabalhos que mostram que a cinza pode reagir em períodos elevados, tais como 2 anos. Se esse fenômeno for confirmado por pesquisas posteriores, pode colaborar para valorizar o emprego do cimento pozolânico, o CP-IV.

6.2.5 Ensaio de Variação Linear da Argamassa

Os resultados deste ensaio foram analisados e mostraram pouca coerência, com elevada dispersão e variabilidade. Em razão disto os dados obtidos não serão apresentados. Acredita-se que este comportamento foi decorrente principalmente da imprecisão existente no processo de medição do comprimento, devido à deterioração da superfície dos corpos de prova. Adicionalmente, como a unidade de medida da expansão era muito reduzida, qualquer perturbação, como a variação na condição de secagem que ocorria devido ao grande número de corpos de prova, pode ter provocado distorções sérias, colaborando para a perda de significância dos resultados obtidos.

7 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo serão destacadas algumas considerações e conclusões sobre o trabalho desenvolvido, buscando salientar quais as contribuições ao conhecimento do comportamento do concreto frente ao ataque de sulfatos, que se acredita os dados possam fornecer. Além disso, serão discutidas algumas possibilidades de prosseguimento das atividades realizadas.

É importante ressaltar que as conclusões e considerações apresentadas não devem ser encaradas de forma absoluta, visto serem referentes essencialmente aos dados obtidos. Sua representatividade deve ser estabelecida a partir da realização de novas pesquisas cujos resultados confirmem, complementem ou refutem os recolhidos neste estudo. De qualquer forma, espera-se que as conclusões obtidas possam servir como um indicativo útil para colaborar no desenvolvimento de concretos duráveis, especialmente no tocante ao ataque selenitoso, ou como elemento motivador de novas pesquisas na área.

7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Avaliação dos ensaios realizados

A avaliação final sobre o programa experimental realizado foi bastante positiva, em função dos bons resultados obtidos e da variabilidade aceitável apresentada pelos dados recolhidos.

Sob o aspecto de desenvolvimento técnico, deve-se ressaltar que o programa colaborou para aumentar o conhecimento do corpo técnico do laboratório, especialmente quanto aos ensaios concernentes à agressão por sulfatos. Inclusive, durante a realização dos ensaios foram desenvolvidos diversos acessórios e equipamentos para a realização dos ensaios. Os destaques foram a criação de um equipamento carregador automático de areia (vide capítulo 5) e o aperfeiçoamento do equipamento de penetração de água sob pressão, sendo que ambos já estão sendo utilizados em outras pesquisas.

Quanto à avaliação dos ensaios utilizados, pode-se dizer que o teste de absorção se revelou como o de mais fácil execução, sendo possível ser recomendada sua adoção como um ensaio de controle usual. O teste de penetração de água sob pressão apresentou alguns problemas iniciais de estanqueidade e consumo excessivo de água pelos corpos de prova, que foram resolvidos através da adaptação do equipamento. Posteriormente, o único problema verificado foi o dos vazamentos de água no fundo dos corpos de prova muito permeáveis.

Os ensaios de exposição a sulfatos produziram resultados interessantes, porém o espaço de tempo estipulado para a agressão não permitiu que se acompanhasse todo o processo de degradação até a deterioração total do concreto. Alguns cuidados devem ser enfatizados neste tipo de ensaio: o controle do pH, que varia com intensidade logo após a imersão, e o cuidado com o efeito da alternância de umidade durante a substituição da solução ou durante a medição dos corpos.

O ensaio de avaliação da agressão de sulfatos através de prismas de argamassa, adaptado de Koch-Steinegger, com os resultados avaliados a partir dos critérios propostos por IRASSAR (1990), parece se constituir num ensaio adequado para este tipo de utilização. Recomenda-se apenas que seja estipulado um número maior de rupturas em idades elevadas, se possível até um ano, quando se utilizam cimentos com adições. Uma das vantagens adicionais deste ensaio é que a utilização de corpos de argamassa permite obter uma estrutura de poros bem mais semelhante à efetivamente existente no concreto do que se fossem utilizados corpos de prova de pasta, segundo WINSLOW e LIU (1990).

Comparações entre os resultados dos diversos ensaios

No tocante à correlação entre os resultados dos ensaios, esperava-se inicialmente examinar a possibilidade da resistência servir de indicativo da durabilidade. Segundo CABRERA ET AL (1989) a medição da resistência mecânica de um material não prediz adequadamente o seu desempenho, pois a durabilidade do concreto é muito mais relacionada com a porosidade e a permeabilidade/absorção. No entanto, o teste de resistência à compressão do concreto é um teste expedito e simples, que pode ser realizado rotineiramente nos canteiros sem causar transtornos à produção e sem exigir cuidados especiais. Por isso, é importante saber até que ponto, testando a resistência, pode-se tirar informações sobre as características de permeação de um corpo de prova de concreto.

Plotando os resultados de absorção contra os de resistência verifica-se que existe uma certa relação, com comportamento aproximadamente linear, que aponta para uma redução da absorção com o aumento da resistência. Segundo esta relação aproximada, para que a absorção fosse inferior a 4%, indicando um concreto impermeável, a resistência deve ser superior a 55 MPa, aproximadamente.

Plotando os resultados de resistência contra os de penetração de água sob pressão, verifica-se que existe uma tendência de redução exponencial da penetração com o aumento de resistência sendo que, de forma aproximada, uma resistência superior a 60 MPa indicaria uma penetração de água inferior a 10 mm, indicando um concreto impermeável. Neste ensaio, existem alguns problemas em idades avançadas, pois quando se incorpora microssilica no cimento pozolânico existe uma tendência de aumento na penetração de água em concretos de resistência muito alta, possivelmente devido à um aumento na sucção capilar.

Comparando os resultados de penetração com os obtidos por WOLF (1991) para o cimento tipo V, verifica-se uma boa compatibilidade entre os dados, como pode ser visto na figura 7.1. Observa-se que o comportamento dos três tipos de cimento é semelhante, confirmando a tendência de uma relação exponencial entre a resistência e a penetração de água sob pressão. Analisando o desempenho dos três tipos de cimento, verifica-se que o cimento portland comum é levemente menos permeável do que o cimento de alta resistência inicial, enquanto o cimento pozolânico é mais permeável.

Em relação à comparação entre os dados da fase de agressão e de caracterização, evidencia-se a existência de uma certa correlação, porém o fato de que o ataque de sulfatos se inicia com um aumento de resistência, devido à densificação da matriz, acarreta uma certa incerteza na interpretação de alguns resultados, o que exige um grande cuidado na análise dos mesmos.

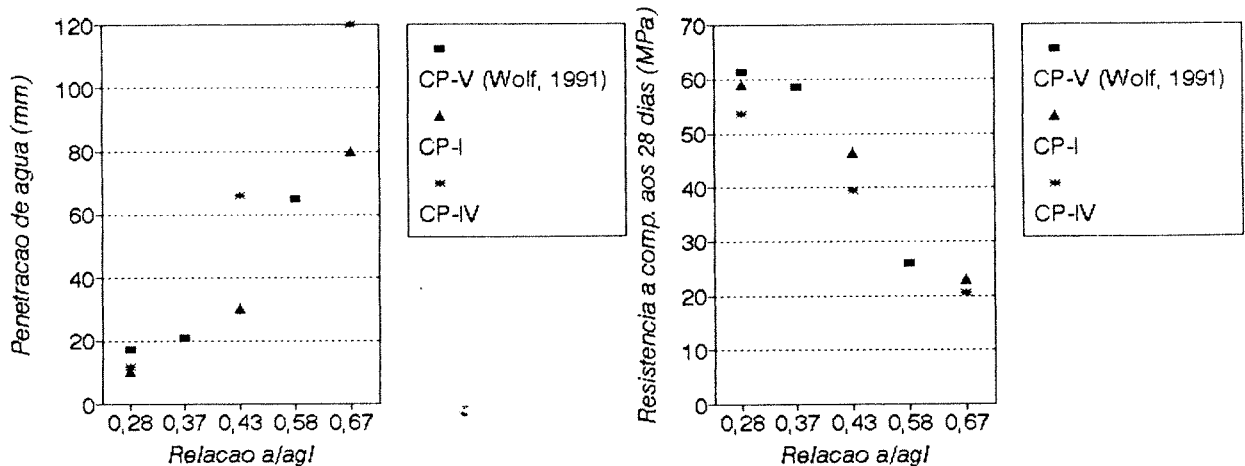


Figura 7.1 Comparação dos resultados obtidos no ensaio de penetração de água sob pressão e de resistência para vários tipos de cimento.

Por exemplo, ao plotar os valores do coeficiente RS do ensaio de variação da resistência à compressão contra os valores de absorção, verifica-se que a tendência é de que, nos corpos com reduzida absorção, o valor de RS seja inferior a 1. Isto indica que a resistência após exposição a sulfatos é menor que resistência em água, o que pode ser um indício de que o processo agressivo foi retardado pela reduzida possibilidade de penetração de água. Porém, quando a agressão se manifestar com intensidade nos corpos com alta absorção, o coeficiente RS também tenderá a cair e, portanto, em idades mais avançadas, tanto os melhores como os piores concretos podem apresentar $RS < 1$. Ressaltada esta dificuldade, a análise dos gráficos de correlação permite dizer que, de forma geral, a agressão é menos intensa nos corpos com reduzida absorção e penetração de água, confirmando o discutido nos capítulos teóricos. Se tomarmos os resultados separados conforme o teor de microssilica, verifica-se que existe uma relação quase linear entre a absorção e a agressão, para os teores de 0% e 5%. Já o teor de 10% não mostra uma correlação tão clara.

FIDJESTOL (1988) apresenta um trabalho onde concretos com adição de microssilica foram expostos a vários tipos de ataques químicos e conclui que não existe uma relação linear constante entre o teor de microssilica e a resistência química. Inclusive, o autor relata que o teor que produziu os melhores resultados nos seus experimentos, foi o de 5%, o que se coaduna com os resultados desta pesquisa, que indicam que o teor ótimo de adição varia em função da combinação de variáveis em questão, como discutido a seguir.

7.2 CONCLUSÕES

Examinando os dados apresentados no capítulo 6, pode-se traçar algumas conclusões sobre o desempenho dos concretos elaborados com as combinações das variáveis experimentais. (tipo de cimento, adição de microssilica e relação a/agl).

- A *relação a/agl* é a variável mais relevante no controle da durabilidade do concreto. Seu efeito foi significativo tanto nos ensaios de permeação de água, quanto nos ensaios de resistência e de agressão. De fato, a obtenção de uma microestrutura densa, com uma porosidade aberta reduzida e com poucos defeitos onde possam se originar as fissuras, é a principal meta que deve ser buscada no desenvolvimento dos concretos de alto desempenho, que forneçam resposta

adequada tanto sob o aspecto da resistência quanto sob o aspecto da durabilidade e da funcionalidade.

- Em relação aos **tipos de cimento** observa-se que, quanto à resistência à compressão aos 28 dias, o cimento portland comum permite a obtenção de maiores resistências. A adição de microssilica têm um efeito positivo na melhoria da resistência em ambos os cimentos, especialmente para as relações a/agl baixas.

No entanto, a adição de microssilica no traço correspondente à relação a/c 0.67 não causou um aumento de resistência sensível no cimento pozolânico. Levanta-se a possibilidade de que a competição entre a pozolana e a microssilica pelo CH disponível tenha colaborado para estabelecer este comportamento. Sendo este um traço pobre, com uma parcela reduzida de clínquer, a quantidade de CH formada é pequena. A microssilica e a cinza volante procuram se combinar com o CH, com vantagem para a primeira, que é mais reativa. Porém, devido ao excesso de água existente neste traço, as interfaces matriz-agregado (zonas de transição - Z.T.) serão altamente porosas e, conseqüentemente, menos resistentes, fato que a quantidade reduzida de C-S-H secundário formado não consegue reverter. Além disso, parte da cinza que não reagiu vai colaborar para formar imperfeições na microestrutura. Estes aspectos podem influenciar o mecanismo de ruptura do material, pois a propagação de fissuras vai ocorrer facilmente, mesmo que a reação pozolânica decorrente da presença da microssilica aja no sentido de melhorar a matriz e a zona de transição.

No tocante aos ensaios de penetração de água, o cimento tipo CP-I se mostrou bem mais estanque do que o CP-IV quanto à penetração de água sob pressão, e levemente superior quanto à absorção, com ou sem adição, especialmente nas relações a/agl mais reduzidas. Isto contraria uma das hipóteses adotadas no capítulo I, mas este fato pode estar associado à finura do cimento portland comum e a um certo retardo na ocorrência da reação pozolânica.

Quanto à agressão por sulfatos, os concretos elaborados com cimento pozolânico foram levemente superiores aos elaborados com cimento portland comum, possivelmente em função da hidratação continuada até grandes idades, que favorece a reação da cinza, e pela depleção do CH, como discutido no capítulo 4.

Em função destes dados pode-se concluir que ambos os cimentos podem servir para confeccionar concretos de boa qualidade e durabilidade. O cimento portland comum apresenta um desempenho superior nos ensaios de caracterização, mas o cimento pozolânico parece melhorar seu desempenho ao longo do tempo, resistindo de forma levemente superior à degradação, no que é favorecido pela reação pozolânica que reduz o teor de hidróxido de cálcio. É indispensável garantir uma boa cura ao cimento pozolânico para que este atinja seu melhor desempenho.

- De forma geral, a **adição de microssilica** se constitui em um fator positivo na redução da permeação de água e, conseqüentemente, na diminuição da degradação causada pelo ataque de sulfatos, de acordo com a hipótese admitida no capítulo 1. No entanto, a eficiência da adição de m.s foi variável em função do tipo de ensaio, do cimento utilizado e da relação a/agl.

A adição de 10% de m.s. produziu efeitos positivos para ambos os cimentos nas relações a/agl 0.28 e 0.43, tanto no ensaio de resistência à compressão aos 28 dias quanto nos

ensaios de absorção e permeabilidade. No entanto, em alguns casos com relação a/agl 0.43, a adição de 5% já foi suficiente para produzir o mesmo efeito. Na relação 0.67 a adição de 5% de microssilica em alguns casos foi levemente positiva, mas em outros a adição foi ineficiente ou acarretou problemas.

Os casos em que ocorreram os maiores problemas com a adição de microssilica foram os traços que utilizaram um teor de 10% consorciado com a relação a/agl 0.67. Nestes casos pode-se dizer que a adição não acarretou resultados benéficos para a durabilidade, pois os resultados obtidos mostram uma maior possibilidade de ingresso de água por absorção. Este fato provavelmente está associado ao refinamento dos poros, que aumenta a sucção capilar e, conseqüentemente, a absorção.

Esta hipótese parece se confirmar quando se analisam os dados obtidos no ensaio de penetração sob pressão, em que a entrada de água foi reduzida fortemente com a adição de 10%, o que indica a existência de uma redução na porosidade. Outro fator que pode ser levantado se baseia na observação de PAGE e VENNESLAND (1900), que discutem resultados experimentais onde a adição de 10% de m.s acarretou uma tendência à segregação, o que poderia prejudicar a homogeneidade da microestrutura.

Pode-se concluir, portanto, que a adição de microssilica produz resultados mais efetivos para relações a/agl menores e que a definição do teor de adição ótimo deve variar em função do conteúdo de cimento. Quando se utiliza o cimento pozolânico, a incorporação de microssilica deve ser investigada com cuidado, devido à possibilidade de concorrência com a cinza volante. A presença da microssilica em relações a/agl elevadas pode causar problemas de absorção, devido ao aumento da capilaridade em função do refinamento dos poros, o que pode se refletir na durabilidade.

- Em relação à impermeabilidade do concreto, HELENE (1988) considera que um concreto impermeável é o que apresenta absorção de água < 4% e penetração de água < 10 mm. Analisando os dados obtidos nos ***ensaios da fase de caracterização***, pode-se concluir que:

Os traços 12E, 14E, 12Z, 52Z e 02Z podem ser considerados como impermeáveis e os traços 52E, 02E, 54E, 14Z e 54Z como quase impermeáveis. Portanto, é recomendada sua utilização em qualquer ambiente agressivo, com exceção dos classificados como de agressividade muito forte, vide capítulo 4, quando é necessário utilizar uma proteção superficial no concreto.

- Os resultados dos ***ensaios da fase de agressão*** permitem concluir que tanto o cimento CP-I como o cimento CP-IV podem ser considerados como resistentes à agressão de sulfatos. Efetivamente, segundo o critério proposto por IRASSAR (1989) para o teste de Koch-Steinegger, mesmo os traços com relação a/agl 0.67 se mostraram adequados, pois o coeficiente R foi superior a 0.7 até os 120 dias de exposição. No entanto, é importante ressaltar que todos os traços contavam com a adição de um superplastificante, o que pode ter colaborado para o desenvolvimento de uma microestrutura melhor, inclusive nos traços com elevada relação a/agl. Esta colocação se coaduna com considerações semelhantes levantadas por DUCATTI e AGOPYAN (1995)¹, em trabalho sobre a agressão de sulfatos ao concreto.

¹Trabalho a ser publicado em congresso internacional sobre concretos em ambientes agressivos, no Japão.

Outro fato a considerar é que o traço 06E já se encontrava em um estado avançado de degradação aos 120 dias, e vários outros traços já mostravam tendências de queda de resistência, o que indica que a agressão já estava causando danos à microestrutura. Verificando que os traços com adição de 10% de microssilica e relações a/agl 0.28 e 0.43 foram os únicos que não apresentaram tendência de queda após 120 dias de exposição a uma solução muito concentrada de sulfatos, conclui-se que:

No caso de ambientes com elevada contaminação por sulfatos, os dados obtidos neste programa experimental indicam que a melhor alternativa é a utilização de concretos com relação a/agl < 0.43 e adição de 10% de microssilica. Porém, é necessário ressaltar que não existem dados suficientes para avaliar em que medida o efeito benéfico da adição de microssilica é decorrente da utilização de um superplastificante.

7.2 RECOMENDAÇÕES

Em função da importância dos tópicos relacionados com a durabilidade do concreto, como discutido no capítulo 2, e das complexidade dos fenômenos envolvidos no processo de agressão química por sulfatos, como referido nos capítulos 3 e 4, recomenda-se que os estudos iniciados neste trabalho sejam prosseguidos, visando aprofundar o conhecimento na área e colaborar para esclarecer os inúmeros pontos que ainda suscitam dúvidas. A partir do domínio das técnicas de ensaio alcançado durante o programa experimental pode-se procurar aprimorar as mesmas ou desenvolver novos ensaios. Algumas das principais sugestões de trabalho que poderiam ser consideradas estão enumeradas a seguir.

a) promover a realização de ensaios de resistência a sulfatos com variações na condição de exposição, no tipo e na concentração de sulfatos e na temperatura da solução, assim como em outras variáveis envolvidas no ataque.

b) estimular o desenvolvimento de um estudo em que, paralelamente ao controle da variação da resistência provocada pela agressão, sejam realizados ensaios de avaliação da microestrutura, do tipo microscopia eletrônica e difração de raios-x, com o objetivo de verificar como o fenômeno de degradação se desenvolve a nível de transformações físico-químicas dos compostos hidratados.

c) utilizar outros ensaios de resistência a sulfatos com traços semelhantes aos adotados neste trabalho, comparando os resultados e investigando a eficiência dos mesmos, com o objetivo de uma posterior normalização.

d) ampliar os estudos sobre a possibilidade de movimentação de água no concreto, procurando estabelecer o comportamento dos coeficientes de permeabilidade, absorção e difusão de concretos com variações no tipo de cimento, presença de adições e condições de cura. Especial atenção deve ser dada ao ensaio de capilaridade nos concretos com adição, visando investigar a possibilidade de incremento na sucção capilar causada pelo refinamento dos poros.

e) aprofundar da investigação dos efeitos da consorciação de microssilica e cimento pozolânico em relações a/agl elevadas

f) estudar o comportamento de outras adições, como a cinza de casca de arroz, tanto a nível de movimentação de água como a nível de resistência a sulfatos

g) promover uma investigação sistemática das fontes de contaminação por sulfatos no Rio Grande do Sul, estabelecendo sua agressividade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-TAYYIB, A.J.; SOMUAH, S.K.; BOAH, J.K.; LEBLANC, P.; AL-MANA, A.I. - Laboratory Study on the Effect of Sulfate Ions on Rebar Corrosion. *Cem. Concr. Res.*, v.18, 1988. p.774-782.
- ALDRED, J.M. - HPI Concrete. *Concr. Intl. Nov.*, 1988. p.52-57.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - *Guide of Durable Concrete*. Report from ACI Comittee 201. Detroit, 1980.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - *Portland Cement*. ASTM C150. Philadelphia, 1986.
- _____ - *Potential Expansion of Portland cement mortars exposed to sulfate*. ASTM C452. Philadelphia, 1985.
- _____ - *Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution*. ASTM C1012. Philadelphia, 1989.
- AMARAL, C.K.; TEIXEIRA FILHO, F.J. - Influência do Tipo de Cimento na Porosidade, Capilaridade e Permeabilidade das Pastas, Argamassas e Concretos. *Seminário FS-585*. Programa de Pós-graduação em Construção Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. Junho, 1987. 39 p.
- ANDERSSON, K.; ALLARD, B.; BENGTSSON, M.; MAGNUSSON, B. - Chemical Composition of Cement Pore Solutions. In: *Cem. Concr. Res.* v.19, 1989. p.327-332.
- ANDRADE, M. - *Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras*. Tradução e Adaptação: Carmona, A. e Helene, P. São Paulo, Ed. Pini, 1992. 104 p.
- ARGENTIÈRE, R. - *Novíssimo Receituário Industrial*. São Paulo, Ed. Cone, 1989. 411 p.
- ASLAM, M.; SRIVASTAVA, R.S. ; MINOCHA, A.K. - Durability of Concrete in Sulphurous Atmosphere. *Indian Concrete Journal*, May, 1987. p.135-138.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento portland comum*. NBR 5732. Rio de Janeiro, 1990.
- _____ - *Cimento portland de alto-forno*. NBR 5735. Rio de Janeiro, 1990.
- _____ - *Cimento portland pozolânico*. NBR 5736. Rio de Janeiro, 1990.
- _____ - *Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos*. NBR 5738. Rio de Janeiro, 1984.
- _____ - *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. NBR 5739. Rio de Janeiro, 1989.
- _____ - *Análise química de cimento portland. Disposições gerais*. NBR 5740. Rio de Janeiro, 1977.
- _____ - *Agregado para concreto*. NBR 7211. Rio de Janeiro, 1983.
- _____ - *Ensaio de cimento portland - Método de ensaio*. NBR 7215. Rio de Janeiro, 1982.
- _____ - *Agregados. Determinação da composição granulométrica*. NBR 7217. Rio de Janeiro, 1987.
- _____ - *Agregados. Determinação de impurezas orgânicas húmicas em agregado miúdo*. NBR 7220. Rio de Janeiro, 1987.
- _____ - *Concreto. Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. NBR 7223. Rio de Janeiro, 1982.

- _____ - *Agregado graúdo. Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro*. NBR 7809. Rio de Janeiro, 1983.
- _____ - *Argamassa e concreto endurecido. Determinação da absorção de água por capilaridade*. NBR 9778. Rio de Janeiro, 1987.
- _____ - *Concreto endurecido. Determinação do coeficiente de permeabilidade à água*. NBR 10786. Rio de Janeiro, 1989.
- _____ - *Concreto endurecido. Determinação da Penetração de água sob pressão*. NBR 10787. Rio de Janeiro, 1989.
- BANTHIA, N.; MINDESS, S. - Permeability Measurements on Cement Paste. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials*. Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.173-178.
- BIJEN, J.M. - Maintenance and Repair of Concrete Structures. In: *Heron*, v.34, n.2. Delft, 1989. p.5-42.
- BLACHÈRE, G. - *Savoir Batir*. Paris. Ed. Eyrolle, 1971. 337 p.
- BOZHINOV, G.; BAROVSKY, N. - To the Analysis of the Pore Structure of Cement Stone. In: *Intl. Cong. Chem. Cem., 8th*. Rio de Janeiro, 1986, v. 5. p.22-28.
- BROWN, G.E. - Was Roman Concrete really that Good? In: *Concrete Construction*. Sep., 1987.
- CABRERA, J.G.; GOWRIPALAN, N.; WAINWRIGHT, P.J. - An Assesment of Concrete Curing Efficiency using Gas Permeability. In: *Mag. Concr. Res.*, v.41, n.149, Dec. 1989, p.193-198.
- CABRERA, J.G.; LYNNSDALE, C.J. -A New Gas Permeameter for measuring yhe Permeability of Mortar and Concrete. In: *Mag. Concr. Res.*, v.40, n.144, Sep. 1988. p.177-182.
- CALLEJA, M. - Durability of Concrete. In: *Intl. Cong. Chem. Cem., 7th*. Paris, 1980. p. VII.2 /1 - VII.2 /48.
- _____ - Future Trends in the research of the Structure, Properties and Behaviour of Blended Cements. In: *Intl. Cong. Chem. Cem, 8th*. Rio de Janeiro, 1986, v. 1. p 233-248.
- CÀNOVAS, M.F. - *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. São Paulo. Ed. Pini, 1988. 522 p.
- CARTER, P. - Sealing to Improve Durability of Bridge Infrastructure Concrete. In: *Concr. Intl.*, Jul., 1991. p.33-36.
- COMPANHIA ESTADUAL DE TRATAMENTO DE ESGOTOS E SANEAMENTO BÁSICO (CETESB) - *Agressividade do Meio ao Concreto - Classificação*. Norma interna L1.007. São Paulo. Sem data.
- CLARKE, J.N. - Testing Concrete Durability - the Work of the Concrete Society. In: *Concrete*, Jan., 1986. p.29-30.
- CLIFTON, J.R.; KAETZEL, L.J. - Expert Systems for Concrete Construction. In: *Concr. Intl.*, November, 1988. p.19-24.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON (CEB) - Durable Concrete Structures CEB Design Guide. *Bulletin D'information 182*. Paris, 1989. 268 p.
- _____ - Durable Concrete Structures CEB Design Guide. *Bulletin D'information 183*. Paris, 1992. 112 p.
- DAL MOLIN, D.C.C. - *Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, 1988. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio grande do Sul. 220 p.
- DAY, R.L.; MARSH, B.K. - Measurement of Porosity in Blended Cement Pastes. In: *Cem. Concr. Res.*, v.18, n.1, 1988. p.63-73.

- DAVIDOVITS, J. - Ancient and Modern Concretes: What is the Real Difference?. In: *Concr. Int. Dec.*, 1987. p.23-29.
- DETWILER, R.J.; MEHTA, P.K. - Chemical and Physical Effects of Condensed Silica Fume in Concrete. In: 3rd CANMET/ACI *Intl. Conf. Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozz. Concr.* Trondheim, 1989. p.295-301.
- DHIR, R.K.; MUNDAY, J.G.L.; HO, N.Y. ;THAM, K.W. - Pfa in Structural Concrete: Measurement of Permeability. In: *Concrete. Dec.*, 1986. p.4-8.
- DHIR, R.K.; HEWLETT, P.C.; CHAN, Y.N. - Near-surface Characteristics of Concrete: Assesment and Development of In Situ Test Methods. In: *Mag. Concr. Res.* v.39 , n.141. Sep., 1987. p.183-195.
- _____ - Near-surface Characteristics of Concrete: Intrinsic Permability. In: *Mag. Concr. Res.* v.41, n.147. Jun., 1989. p.87-97.
- _____ - Near-surface Characteristics of Concrete: Prediction of Carbonation Resistance. In: *Mag. Concr. Res.* v.41, n.148. Sep., 1989. p.137-143.
- DHIR, R.K.; LEVITT, M.; WANG, J. - Membrane Curing of Concrete: Water Vapour Permeability of Curing Membranes. In: *Mag. Concr. Res.* v.41, n.149. Dec., 1989. p.221-228.
- DIAMOND, S. - The Microstructures of Cement Pastes in Concrete. In: *International Congress on the Chemistry of Cements, 8th.* Rio de Janeiro, 1986. p.122-146.(I).
- _____ - Methodologies of PSD Measurements in HCP: Postulates, Peculiarities and Pro-blems. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials.* Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.83-89.
- DUNKER, K.F.; RABBAT, B.G. - Why America's Bridges are Crumbling. In: *Scientific America*, Mar., 1993. p.18-24.
- ELLIS, W.E. - For Durable Concrete, Fly Ash does not "Replace" Cement. In: *Concr. Int.*, v.14, n.7. Jul., 1992. p.47-51.
- FELDMAN, R.F. - Pore Structure, Permeability and Diffusivity as related to Durability. In: *Int. Cong. Chem. Cem. 8th*, Rio de Janeiro, 1986. p.336-356 (I).
- _____ - The Porosity and Pore Structure of Hydrated Portland Cement Paste. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials.* Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.59-73.
- FLAUZINO, W.D. - Durabilidade de Materiais e Componentes das Edificações. In: *Tecnologia de Edificações.* São Paulo, Ed. Pini, 1988. Coletânea de trabalhos da Divisão de Edificações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas. p.79-84.
- HALL, C. - Water Sorptivity of mortars and concretes: A review. In: *Mag. Concr. Res.*, v.41, n.147. Jun., 1989. p.51-61.
- HEBENBLAD, G. - Determination of Water Vapour Permeability in Concrete under High Moisture Conditions. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials.* Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.151-156.
- HELENE, P.R.L. - Durabilidade do concreto versus agressividade do meio. In: *Tecnologia de Edificações.* São Paulo, Ed. Pini, 1988. Coletânea de trabalhos da Divisão de Edificações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas. p.85-92.
- _____ - Tópicos Especiais em Engenharia I. Disciplina CIVA31 do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 1990. Notas de Aula.
- _____ - *Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado.* São Paulo, 1993. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. 231 p.
- HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. - *Manual de Dosagem e Controle do Concreto.* São Paulo, Ed. Pini, 1992. 349 p.

- HO, D.W.S.; LEWIS, R.K. - The Water Sorptivity of Concretes: The Influence of Constituents under Continuous Curing. In: *Durability of Building Materials*, v.4, n.3, 1987. p.241-252.
- HOOKMAN, C.J. - Service Life Prediction of Concrete Structures - Case Histories and Research Needs. In: *Concr. Int.*, v.14, n.11. Nov., 1992. p.50-53.
- HOOTON, R.D. - What is Needed in a Permeability Test for Evaluation of Concrete Quality. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials*. Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.141-149.
- HOVER, K.C. - Closing the Gaps. In: *Concrete Construction*. 1987. p.857-860.
- HUGHES, D.C. - Pore Structure and Permeability of Hardened Paste. *Mag. Concr. Res.*, v.37 n.133, 1985. p.227-233.
- _____. - The Use of Solvent Exchange to Monitor Characteristics of Cement Pastes Containing Silica Fume. In: *Cem. Concr. Res.* v.18, n.2, 1988. p.321-324.
- HUSTAD, T.; LOLAND, K.E.; GJORV, O.E. - Effect of Condensed Silica Fume on the Permeability of Concrete. In: 3rd CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Trondheim, 1989. p.307-319.
- IDORN, G.M. - Concrete Durability in Iceland. In: *Concr. Int.*, Nov., 1988. p.41-43.
- _____. - Concrete Durability & Resource Economy. In: *Concr. Int.*, Jul., 1991. p.18-23.
- IDORN, G.M.; JOHANSEN, V.; THAULOW, N. - Research Innovations for Durable Concrete. In: *Concr. Int.*, v.14, n.7. Jul., 1992. p.19-24.
- IRASSAR, F. - Sulfate Resistance of Blended Cement: Prediction and Relation with Flexural Strength. *Cem. Concr. Res.*, v.20, 1990. p.209-218.
- IRASSAR, F.; BATIC, O. - Effects of Low Calcium Fly Ash on Sulfate Resistance of OPC Cement. *Cem. Concr. Res.*, v.19, 1989. p.194-202.
- ISAIA, G.C. - Porosidade e Permeabilidade do Concreto. Seminário apresentado na disciplina Tecnologia Avançada do Concreto. Prof.: Paulo Monteiro. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Junho, 1990. 35 p.
- ISAIA, G.C.; HELENE, P.R.L. - Durabilidade do concreto de alto desempenho com pozolanas. In: *Seminário sobre a Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto*. Porto Alegre, 1993. Anais. p.13-33.
- JAMBOR, J. - Pore structure and Strengths of Hardened Cement Pastes. In: *Int. Cong. Chem. Cem. 8th*, Rio de Janeiro, 1986. p.363-368 (3).
- JEFFERIS, S.A.; MANGABHAI, R.J. - The Divided Flow Permeameter. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials*. Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.209-214.
- JENNINGS, H.M. - Design of High Strength Cement based Materials: Part 2 - Microstructure. In: *Materials Science and Technology*, v.4. Apr., 1988. p.285-290.
- JOHN, V.M.; AROZTEGUI, J.M. - Durabilidade e Vida Útil dos Edifícios. *Caderno de Engenharia CE-05*. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. 1985. 30 p.
- JOHN, V. M. - *Avaliação da Durabilidade de Materiais, Componentes e Edificações: Emprego do Índice de Degradação*. Porto Alegre, 1987. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio grande do Sul. 103 p.
- _____. - Custos nos Edifícios em Uso. *Caderno Técnico CT-92*, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. 1988. 32 p.
- JOSHI, R.C. - Effect of a Sub-bituminous Fly-Ash and Its Fineness on Sulphate Resistance of Sand-Cement Mortars. In: *Durability of Building Materials*, v.4, 1987. p.271-286.
- KALOUSEK, G. L.; BENTON, E. J. - Mechanism of Seawater Attack on Cement Pastes. In: *ACI Journal*, Feb. 1970, p.187-192.

- KALOUSEK, G. L.; PORTER, L. C.; BENTON, E. J. - Concrete for Long-Time Service in Sulfate Environment. *Cem. Concr. Res.*, v. 2, n.1, Jan., 1972. p.79-89.
- KAYYALI, O.A. - Effect of Hot Environment on the Strength and Porosity of portland Cement Paste. In: *Durability of Building Materials*, v.4, 1986. p.113-126.
- _____ - Porosity and Compressive Strength of Cement Paste in Sulphate Solution. *Cem. Concr. Res.*, v. 19, 1989. p.423-433.
- KIRKBRIDE, T. - Concrete Codes Move into a European Context. In: *Concrete*, Feb., 1989. p.36-38.
- KLEIN, D.L.; GASTAL, F.S.L.; CAMPAGNOLO, J.L.; SILVA FILHO, L.C.P. - *Estudo das Manifestações Patológicas das Obras de Arte de Porto Alegre*. I Congresso Latino-Americano de Patologia de la Construcción y III de Control de la Calidad. Córdoba, Arg. 1991. Anais. Tomo III.
- _____ - *Manutenção de Obras de Arte: Análise do estado de Conservação dos Viadutos e Túneis de Porto Alegre*. Encontro Nacional da Construção, 11^o. Belém do Pará, 1993. Anais.
- KOCH, A.; STEINEGGER, H. - Ein Schnellprüfverfahren für Zemente auf ihr Verhalten bei Sulfatangriff. In: *Zement-Kalk-Gips*, n.7, Jul., 1960. p.317-324.
- KUMAR, A.; ROY, D.M. - Pore Structure and Ionic Diffusion in Admixture Blended Portland Cement Systems. In: *Intl. Cong. on the Chem. of Cem.*, 8th, Rio de Janeiro, 1986.
- KUNZE, W.E. - Concrete Progress. *Concr. Int.*, 1987, p.19-22.
- LANGE, D.A.; JENNINGS, H.M.; SHAH, S.P. - The Influence of Pore Structure on the Properties of Cement Paste. In: *Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials*. Mat. Res. Soc. Symp. Proc. v.137. Boston, 1988. p.47-54.
- LAWRENCE, C.D. - Measurements of Permeability. In: *Intl. Cong. on the Chemistry of Cement*, 8th, Rio de Janeiro, 1986. v.5. p.29-34.
- _____ - Sulphate Attack on Concrete. *Mag. Concr. Res.*, n.153, Dec.1990, p.249-264.
- LITVAN, G.G. - Mechanism of cement paste degradation due to chemical and physical processes. In: *Intl. Cong. Chem. Cem.* 8th, Rio de Janeiro, 1986. p.1-3 (4.2)
- LUDWIG, U.; MEHR, S. - Destruction of Historical Buildings by the Formation of Ettringite or Thaumasite. In: *Intl. Cong. Chem. Cem.*, 8th, Rio de Janeiro, 1986. v.5.
- MAAGE, M.; SELLEVOLD, E.J. - Effect of Microsilica on the Durability of Concrete Structures. In: *Concr. Int.*, Dec., 1987. p.39-43.
- MALHOTRA, V.M. - Fly Ash, Slag, Silica Fume and Rice-Husk Ash in Concrete: A Review. *Concr. Intl. Apr.*, 1993. p.23-28
- MAIDA, E.C.; CAMPITELLI, V.C. - Influência da Porosidade do Concreto na sua Durabilidade. *Seminário FS-303*. Programa de Pós-graduação em Construção Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 1983. 84 p.
- MANMOHAN, D.; MEHTA, P.K. - Influence of Pozzolanic, Slag and chemical Admixtures on Pore Size Distribution and Permeability of Hardened Cement Pastes. In: *Cement, Concrete and Aggregates*. v. 3, n.1, Summer 1981. p.63-67.
- MCCURRICH, L.H. - Reduction in Permeability and Chloride Diffusion with Superplasticisers. In: *Concrete*, Aug., 1986. p.9-10.
- _____ - Permeability Testing of Site Concrete - the Possibilities and Relevance. In: *Concrete*, Nov., 1986. p.23-24.
- MEHTA, P.K. - Performance tests for sulfate resistance and alkali-silica reactivity of hydraulic cements. In: *International Conference on durability of building Materials and Components*, 1st. Proceedings. ASTM Special Technical Publication n^o 691. Ottawa, 1978. p.336-345.
- _____ - Mechanism of Sulfate Attack on Portland Cement Concrete - Another Look. *Cem. Concr. Res.*, v.13, 1983. p.401-406.

- _____. *Concrete - Structure, Properties and Materials*. Ed. Prentice Hall Jue., 1986, New Jersey.
- _____. Hardened Cement Paste - Microstructure and Its Relationship to Properties. In: *Int. Cong. Chem. Cem. 8th*, Rio de Janeiro, 1986. v.1. p.113-121.
- _____. Durability of concrete- Fifty years of progress?. In: Seminário sobre qualidade e durabilidade das estruturas de concreto. Porto Alegre, Dez. 1993. Anexo aos anais.
- _____. Durabilidade do Concreto. Disciplina do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. Dez 1993. Notas de Aula.
- MEHTA, P.K.; GJORV, O.E. - A new test for sulfate resistance. In: *Journal of Testing and Evaluation*, v.2, n.6. Nov. 1974. p.510-514.
- MEHTA, P.K.; MANMOHAN, D. - Pore Size distribution and Permeability of Hardened Cement Pastes. In: *Int. Cong. Chem. Cem. 7th*, Paris. 1980. p. 181-185 (VI).
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. - *Concrete - Structure, Properties and Materials*. Ed. Prentice Hall Jue., 1992, New Jersey.
- MOUKWA, M. - Characteristics of the Attack of Cement Paste by $MgSO_4$ and $MgCl_2$ from the Pore Structure Measurements. In: *Cem. Concr. Res.* v.20, 1990. p.148-158.
- MOUKWA, M.; AÍTCIN, P.C. - The Effect of Drying on Cement Pastes Pore Structure as Determined by Mercury Porosimetry. In: *Cem. Concr. Res.*, v.18, n.5, 1988. p.745-752.
- MUNRO, E.V. - Concrete Durability in a free Market System. *Concr. Int.*, Oct., 1986. p.30-31.
- NASCIMENTO, A.A.P.; NETO, C.S.; MARQUES, J.C.; DUCATTI, V.A. - Durabilidade dos Concretos. Seminário da Disciplina *Princípios dos Materiais Aplicados aos Materiais de Construção Civil*. PCC-726. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dep. Engenharia Civil, Junho 1988. 39 p.
- NANNI, L.F. - Análise estatística de dados com uso de técnicas computacionais. *Caderno Técnico CT-30*. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1981. (Revis. 1986). 178 p.
- _____. Estatística e Probabilidade. Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1990. *Notas de Aula da Disciplina CIVA-47*.
- NATIONAL MATERIALS ADVISORY BOARD - Concrete Durability - A Multibillion-Dollar Opportunity. In: *Concr. Intl.*, Jan., 1988. p.33-35.
- NEVILLE, A.M. - *Properties of Concrete*. Ed. Pitman Pub. Ltd. Londres, 1975. 2^a Edição, revista. 687 p.
- OBAIDE, T.; SMITH, N.J. - Management Decisions in Bridgeworks Maintenance. *Annual Conference of the Association of Researchers in Construction Management, 6th*. Salford, 1990. p.111-120.
- OBERHOLSTER, R.E. - Pore Structure, Permeability and Diffusivity of Hardened Cement Paste and Concrete as related to Durability: Status and Prospects. In: *Int. Cong. Chem. Cem., 8th*, Rio de Janeiro, 1986. p. 324-335 (1).
- OKPALA, D.C. - Pore Structure of Hardened Cement Paste and Mortar. In: *Inter. J. of Light. Conc.*, v.11, n.4, Nov. 1989, p.245-254.
- OUYANG, C.; NANNI, A.; CHANG, W. F. - Internal and External Sources of Sulfate Ions in Portland Cement Mortar: Two Types of Chemical Attack. *Cem. Concr. Res.*, v.18, 1988. p.699-709.
- PAGE, C.L.; VENNESLAND, O. - Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica-fume Cement Pastes. In: *Matériaux et Constructions*. v.16, n.91, 1983. p.19-25.
- PARROT, L.J. - An Examination of two Methods for Studying diffusion Kinetics in Hydrated Cements. In: *Matériaux et Constructions*, v.17, n.98, 1983. p.131-137.
- PENTALLA, V.E. - Effects of Microporosity on the Compression Strength and Freezing Durability of High-strength Concretos. In: *Mag. Concr. Res.*, v.41, n.148. Sep., 1989. p.171-182.

- PEREZ, A.R. - Manutenção de Edifícios. In: *Tecnologia de Edificações*. São Paulo, Ed. Pini, 1988. Coletânea de trabalhos da Divisão de Edificações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas. p.611-614.
- PERRY, R.; SLATER, D.H. - Poluição do Ar. In: *Química e Poluição* / F.R. Benn e C.A. MacAuliffe (coord.). Trad. L.R.M. Pitombo e S. Massaro. Ed. Universidade São Paulo. São Paulo, 1981. 134 p.
- PIHLAJAVAARA, S.E. - Background and principles of long-term performance of building materials. In: *Intl. Conf. Durab. Build. Mat. Comp., 1st*. Proceedings. ASTM Special Technical Publication n^o 691. Ottawa, 1978. p.5-16.
- POWERS, T.C. - The Specific Surface Area of Hydrated Cement obtained from Permeability Data. In: *Matériaux et Constructions*, v.12, n.69, 1979. p.159-168.
- PRUDÊNCIO, W.J. - Durabilidade das Estruturas de Concreto em Água do Mar. In: *Colóquio sobre Patologia do Concreto e Recuperação das Estruturas*. Ibracon. São Paulo, 1978.
- PRUDÊNCIO JR., L.R. - Durabilidade do Concreto frente ao Ataque de Sulfatos e Cloretos. In: *Seminário sobre a Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto*. Porto Alegre, 1993. Anais. p.1-12
- REUNION INTERNATIONALE DE LABORATORIES D'ÉSSAIS ET RESERCHE SUR LE MATERIALS ET LES CONSTRUCCION (RILEM) - Draft Recommendation CPC 11.3. Absorption d'eau par Immersion sous vide. In: *Mat. et Constr.*, v.12, n.69, 1979. p.222-224.
- . _____ - Draft Recommendation CPC 13.1. Essai de Pénétration d'eau sous Pression dans un Béton Durci. In: *Matériaux et Constructions*, v.12, n.69, 1979. p.224-228.
- RAABE, A.L. - *Aditivos Superplastificantes em Concretos de Cimento Portland Pozolânico*. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio grande do Sul.
- SILVA, M.R. - Ação de Micoorganismos no Concreto Protendido de Pilares. In: XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Porto Alegre, 1991. Anais.
- ROY, D.M. - Mechanisms of cement paste degradations due to chemical and physical factors. In: *Int. Cong. Chem. Cem., 8th*. Rio de Janeiro, 1986. p.1-19 (4.2).
- SCRIVENER, K. - The Use of Backscattered Electron Microscopy and Image Analysis to Study the Porosity of Cement Paste. In: *Int. Conf. Durab. Build. Mat. and Comp., 1st*. Proceedings. ASTM Special Technical Publication n^o 691. Ottawa, 1978. p.129-139.
- SIEMES, T.; VROUWENVELDER, T. - Durability - A probabilistic approach. In: *Durability of Buiding Materials*, v.3, n.2, 1985. p.101-114.
- SKALNY, P.J. - Concrete Durability: An Issue of National Importance. ACI SP-100, 1987. p.265-279.
- SOMMERVILLE, G. - Service Life Prediction: An Overview. In: *Concr. Int.*, v.14, n.11. Nov., 1992. p.45-49.
- TALERO MORALES, R. - The Sulphate Resistant portland Cement, are not the Ultimate Answer to the Problem of Sulfate Attack. In: *Int. Cong. Chem. Cem., 8th*, Rio de Janeiro, 1986. v.5.
- TENOUTASSE, N.; MARION, A.M. - Relationship beteween Microstructure and Durability of Blended Cements. In: *Int. Cong. Chem. Cem., 8th*, Rio de Janeiro, 1986. v. 5. p.15-21
- THOMAZ, E. - *Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*. Ed. Pini. São Paulo, 1989. 194 p.
- TUTHILL, L. H. - Lasting Concrete in a Sulfate Environment. *Concr. Int.*, Dec. 1988. p. 85-86.
- . _____ - Long Service Life of Concrete. In: *Concr. Int.*, v. , n. . July, 1991. p.15-17.
- VAN AARDT, J. H. P.; VISSER, S. - Thaumassite Formation: A cause of Deterioration of Portland Cement and Related Substances in the Presence of Sulphates. *Cem. Concr. Res.*, v.5, 1975. p.225-232.

- VASCONCELLOS, J. L.G.; OLIVEIR, M. J. E. - Especificações para concreto em contato com solo ou água subterrânea com alto teor de sulfato. *Seminário nº 588*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dep. Engenharia Civil, Junho 1987, 43 p.
- VERDÚ, F. A. - *Curso de Aperfeiçoamento sobre Materiais de Construção*. - Gráfica da Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1963, 232 p.
- VINAYAKA, M. R. - Durability of Concrete: Resistance to Chloride, Sulphate, and Acid Attack. *Indian Concrete Journal*, Nov. 1986, p.292-295.
- VINCENTSEN, L.J.; HENRIKSEN, K.R. - The Great Belt Link: Built to Last. In: *Concr. Int.*, v.14, n.7, Jul., 1992. p.30-33
- VUORINEN, J. - Applications of Diffusion Theory to Permeability Tests on Concrete. Part I: Depth of Water Penetration into Concrete and Coefficient of Permeability. In: *Mag. Concr. Res.*, v.37, n.132. Sep., 1985. p.145-152.
- _____ - Applications of Diffusion Theory to Permeability Tests on Concrete. Part II: Pressure-saturation Test on Concrete and Coefficient of Permeability. In: *Mag. Concr. Res.*, v.37, n.132. Sep., 1985. p.153-161.
- WALKER, M. - Management, Maintenance and Renovation. In: *Concrete*, Apr., 1989. p.13
- WARNECK, P. - Comparison of Homogeneous and Heterogeneous Chemical Processes in the Atmosphere: Oxidation of SO₂. In: Formation, distribution and chemical transformation of air pollutants: papers of the workshop held at Frankfurt am main, February 1986. Ed. R.Zellner. *Dech. Mon.*, v.104, 1987, 223 p.
- WINSLOW, D.; LIU, D. - The Pore Structure of Paste in Concrete. In: *Cem. Concr. Res.*, v.20, 1990. p. 227-235.
- WOLF, J. - *Estudo sobre a Durabilidade de Concretos de Alta Resistência com Adição de Microssilica*. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio grande do Sul.145 p.
- WOODS, H. - Durability of Concrete Construction. *ACI Monograph nº4*. Detroit, 1968, 187 p.